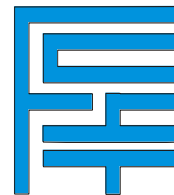


UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



APOYO DIDACTICO EN LA ASIGNATURA DE PUENTES CIV 312
TEXTO ESTUDIANTE

Trabajo Dirigido, por Adscripción, Presentado Para Optar al
Diploma Académico de Licenciatura en Ingeniería Civil.

Presentado por: PAOLA ELIZABETH RAMIREZ CORIA
NIKHY JEAHSON LEON AVILA

Tutor: Msc. Ing. Oscar Florero Ortuño

COCHABAMBA – BOLIVIA

Julio, 2010

DEDICATORIA

A nuestros Papás:

Iván y Maria

Eufronio y Olga

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Ivan Ramirez y Maria Coria

A Nikhy Leon, Edgar Ramirez y Lilian Herbas

Paola

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres Eufonio Leon y Olga Avila

Y a ti Paola Ramirez

Nikhy

FICHA RESUMEN

Este documento ofrece una explicación detallada del análisis y diseño de puentes por el método LRFD, el cual contempla los siguientes capítulos:

En el Capítulo 1 se hace una descripción de los tipos de puentes, desde los puentes alcantarilla hasta los puentes colgantes. En el Capítulo 2 se explica la filosofía de diseño por el método LRFD, así también antiguas filosofías de diseño como ASD y LFD, esta última también conocida como Standard. El Capítulo 4 contempla las Líneas de Influencia con bastantes ejercicios los cuales servirán de apoyo para los posteriores ejercicios del capítulo 6. En el Capítulo 5 se explica las cargas que actúan en un puente, tanto en la superestructura como en la subestructura, así también la distribución de estas cargas para el diseño de la superestructura. El Capítulo 6 contempla los ejemplos de aplicación: Diseño de puente alcantarilla, Diseño de puente losa, Diseño del tablero, Diseño de puente continuo de vigas Te, Comparación de métodos de diseño LRFD vs Standard en un puente de vigas postensadas. Este es sin duda uno de los capítulos más importantes de este documento debido a que todos los ejemplos se realizaron interpretando las “ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD” Interino 2002-2007. El capítulo 7 contempla la definición de los estribos y pilas, contempla los ejemplos de: Diseño de estribo tipo pantalla, Diseño de pila interpretando las “ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD” Interino 2002-2007.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
FICHA RESUMEN	iv
ÍNDICE GENERAL	v
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE TABLAS	xvi
Capítulo 1. INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE PUENTES	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. DEFINICIÓN	1
1.3. PARTES DE LA ESTRUCTURA	1
1.3.1. Superestructura	3
1.3.2. Subestructura	4
1.4. TIPOS DE PUENTES	7
1.4.1. Puente losa alcantarilla (00mm-9000mm)	8
1.4.2. Puente losa (00mm-12000mm)	10
1.4.3. Puente viga- losa (12000mm-18000mm)	12

1.4.4. Puente de viga (12m-300m).....	14
1.4.5. Puentes de hormigón pretensado	15
1.4.6. Puentes aporticados.....	18
1.4.7. Puentes arco (90m -550m).....	18
1.4.8. Puentes atirantado (90m -1100m).....	20
1.4.9. Puentes colgantes (300 m -2000 m).....	23
1.5. ASPECTOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE UN PUENTE.....	26
1.5.1. Planificación.....	26
1.5.2. Selección del sitio.....	26
1.5.3. Morfología del río	26
1.5.4. Posición del puente.....	28
1.6. CONDICIONES DEL SITIO.....	28
1.6.1. Área de captación.....	28
1.6.2. Niveles de agua.....	29
1.6.3. Estudios de exploración de suelos.....	29
1.7. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO PARA LA VIDA DEL PUENTE	31
Capítulo 2. FILOSOFÍA DE DISEÑO PARA PUENTES CARRETEROS.....	32
2.1. INTRODUCCIÓN.....	32
2.2. ESTADOS LIMITE.....	33
2.3. FILOSOFÍA DE SEGURIDAD	34
2.3.1. Introducción.....	34
2.3.2. Diseño por esfuerzos admisible (ASD).....	34
2.3.3. Diseño por factores de carga (LFD).....	35
2.3.4. Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).....	36
2.3.5. La base probabilística de las especificaciones LRFD.....	38
2.4. OBJETIVOS DE DISEÑO	48
2.4.1. Seguridad.....	48
2.4.2. Serviciabilidad	56
2.4.3. Constructibilidad.....	58
Capítulo 3. MODELACION ESTRUCTURAL.....	59
3.1. INTRODUCCIÓN.....	59
3.2. ANTECEDENTES TEÓRICOS.....	60
3.3. MODELACIÓN.....	61
3.3.1. Selección de la metodología de modelación.....	61

3.3.2. Geometría	65
3.3.3. Propiedades de los materiales y secciones.....	69
3.3.4. Condiciones de contorno	70
3.3.5. Cargas	71
Capítulo 4. LINEAS DE INFLUENCIA.....	73
4.1. INTRODUCCIÓN.....	73
4.2. DEFINICION.....	74
4.3. LINEAS DE INFLUENCIA PARA VIGAS ESTATICAMENTE DETERMINADAS.....	74
4.3.1. Carga concentrada	75
Ejemplo 4.1	75
4.3.2. Carga distribuida.....	78
Ejemplo 4.2.....	78
4.4. LINEAS DE INFLUENCIA POR EL METODO DEL TRABAJO VIRTUAL.....	80
4.4.1. Aplicación de los trabajos virtuales	80
Ejemplo 4.3.....	81
4.5. VIGAS ESTATICAMENTE INDETERMINADAS	83
Ejemplo 4.4.....	88
Ejemplo 4.5.....	91
Ejemplo 4.6.....	98
4.6. MOMENTO FLECTOR MAXIMO.....	101
Ejemplo 4.7.....	101
Ejemplo 4.8.....	105
Capítulo 5. CARGAS EN PUENTES CARRETEROS Y DISTRIBUCION DE CARGAS ..	112
5.1. INTRODUCCIÓN.....	112
5.2. DENOMINACION DE LAS CARGAS.....	113
5.2.1. Cargas permanentes.....	113
5.2.2. Cargas transitorias.....	114
5.3. CARGA VIVA VEHICULAR.....	114
5.3.1. Carga viva vehicular de diseño	115
5.3.2. Cargas de fatiga.....	118
5.3.3. Cargas peatonales	119
5.3.4. Presencia múltiple.....	119
5.3.5. Efectos dinámicos (Impacto).....	120
5.3.6. Fuerza de frenado.....	120

5.4. CARGAS LATERALES	121
5.4.1. Presión de flujo	121
5.4.2. Cargas de viento	123
5.5. EMPUJE DEL SUELO	125
5.5.1. Empuje de suelo: EH	126
5.5.2. Sobrecargas: ES y LS	131
5.6. DISTRIBUCION DE CARGAS PARA EL DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	133
5.6.1. Tableros	133
5.6.2. Puentes tipo losa	135
5.6.3. Puentes tipo viga-losa	136
Distribución de cargas según la AASTHO ESTANDAR	137
Distribución de cargas según la AASHTO LRFD	137
Capítulo 6. PUENTES DE HORMIGON ARMADO	148
6.1. INTRODUCCIÓN	148
6.2. MATERIALES	148
6.6.1. Concreto	148
6.6.2. Refuerzo de acero	152
6.3. TIPOS DE PUENTES	156
6.3.1. Puentes alcantarilla	156
6.3.2. Puentes tipo losa	157
6.3.3. Puentes vigas Te	157
6.3.4. Puentes cajón	157
6.4. CONSIDERACIONES DE DISEÑO	157
6.4.1. Teoría básica de diseño	157
6.4.2. Estados limites de diseño	158
6.5. RESISTENCIA A FLEXION	165
6.5.1. Distancia al eje neutro para elementos con tendones adheridos	166
6.5.2. Distancia al eje neutro para elementos con tendones no adheridos	169
6.5.3. Resistencia a la flexión nominal	170
Ejemplo 6.1	171
6.5.4. Armadura máxima por tracción	174
Ejemplo 6.2	175
6.5.5. Armadura mínima por tracción	175
6.6. ESFUERZO DE CORTE	176

Ejemplo 6.3.....	179
6.7. LIMITES PARA LA TENSION DEL HORMIGON.....	182
6.7.1. Etapas de cargas.....	183
6.7.2. Perdidas del pretensado	184
6.8. EJEMPLOS DE APLICACION.....	190
Ejemplo 6.4 Diseño de Puente Alcantarilla.....	191
Ejemplo 6.5 Diseño de Puente losa.....	228
Ejemplo 6.6 Diseño de Tablero	247
Ejemplo 6.7 Diseño de puente continuo vigas T.....	262
Ejemplo 6.8 Comparación de métodos de diseño LRFD vs ESTÁNDAR	302
Capítulo 7. DISEÑO DE PILAS Y ESTRIBOS.....	374
7.1. ESTRIBOS	374
7.1.1. Definición.....	374
7.1.2. Tipos de estribos.....	375
7.1.3. Estados limites.....	377
7.1.4 Factores de carga y resistencia.....	378
7.1.5. Fuerzas en un estribo.....	380
7.1.6. Requisitos de diseño para estribos.....	380
Ejemplo 7.1 Diseño de estribo tipo pantalla	387
7.2. PILAS.....	425
7.2.1. Diseño de pila.....	426
REFERENCIAS BIBLIGRÁFICAS.....	436

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Componentes de un puente, vista longitudinal	2
Figura 1.2. Componentes de un puente, corte A-A'	2
Figura 1.3. Tablero y estructura portante, puente Viga-Losa.....	3
Figura 1.4. Accesorios de un tablero.....	3
Figura 1.5. Formas de secciones transversales de pilares-pared	5
Figura 1.6. Algunos tipos de sección trasversal de columnas en puentes.....	5
Figura 1.7. Componentes de un estribo.....	6
Figura 1.8. Fundación profunda sobre a) pilotes, b) cajón de cimentación.....	6
Figura 1.9. Alcantarillas cajón de hormigón armado.....	8
Figura 1.10. Instalación bajo terraplén.....	9
Figura 1.11. Instalación en zanja.....	9

Figura 1.12. Coeficiente C_d para instalación en zanja.....	10
Figura 1.13. Puente Losa, vista transversal.....	11
Figura 1.14. Puente Losa, vista en planta.....	11
Figura 1.15. Puente Viga-Losa, vista transversal.....	12
Figura 1.16. Puente Viga-Losa, vista en planta.....	14
Figura 1.17. Puentes de vigas.....	15
Figura 1.18a. Fabricación de un elemento postensado.....	16
Figura 1.18b. Campo de tesado – Sistema pretensado.....	16
Figura 1.19. Puentes Aporticados.....	18
Figura 1.20. Nomenclatura de un arco.....	19
Figura 1.21. Puentes Arco, a) Tablero superior, b) Tablero inferior, c) Tablero intermedio.....	19
Figura 1.22. Componentes de un puente atirantado.....	20
Figura 1.23. Concepto de funcionamiento de un puente atirantado.....	21
Figura 1.24. Cable inclinado.....	21
Figura 1.25. Configuración de tirantes.....	22
Figura 1.26. Tres posibilidades para torres en puentes atirantados.....	22
Figura 1.27. Componentes de un Puente Colgante.....	23
Figura 1.28. Tipos de torres, a) Reticulada, b) Pórtico, c) Combinación reticulado-pórtico.....	24
Figura 1.29. Alambres paralelos que forman un cable.....	24
Figura 1.30. Tableros de puentes colgantes, a) Viga reticulada, b) Vigas I con estabilizadores aerodinámicos.....	25
Figura 1.31. Anclaje externo en puentes colgantes.....	25
Figura 2.1. Separación de cargas y resistencias.....	38
Figura 2.2. Definición del índice de confiabilidad β	39
Figura 2.3. Índices de Confiabilidad inherentes en las Especificaciones AASHTO Standard 1989.....	44

Figura 2.4. Índices de confiabilidad para momento de tramo simple en vigas de hormigón preesforzado en las especificaciones AASTHO (1989)	44
Figura 2.5. Índices de confiabilidad para cortante de tramo simple en vigas de hormigón preesforzado en las especificaciones AASTHO (1989)	45
Figura 2.6. Índices de Confiabilidad inherentes en las Especificaciones LRFD	47
Figura 2.7. Índices de confiabilidad para momento de tramo simple en vigas de hormigón preesforzado en las especificaciones AASTHO LRFD	47
Figura 2.8. Índices de confiabilidad para CORTANTE de tramo simple en vigas de hormigón preesforzado en las especificaciones AASTHO LRFD	48
Figura 3.1. Proceso típico de análisis	62
Figura 3.2. Típico modelado con vigas	63
Figura 3.3. Curvatura de vigas en puentes– Modelo de elementos finitos.	64
Figura 3.4. Puente cajón con apoyos esviados a 45 °- Modelo de elementos finitos	64
Figura 3.5. Puente cajón de hormigón armado	65
Figura 3.6. Selección de detalles de modelado	66
Figura 3.7. Soporte transversal	67
Figura 3.8. Detalle del modelado en la conexión columna-superestructura.	67
Figura 3.9. Ejemplos de conexión en el modelado de tendones postensados, diafragmas, columna-diafragmas	68
Figura 3.10. Ejemplo de modelado de una superestructura de vigas	68
Figura 3.11. Ejemplo de modelado de la región de flexión en una viga	68
Figura 3.12. Ejemplos de modelación de fundaciones	70
Figura 3.13. Modelación no lineal resorte amortiguador	71
Figura 3.14. Modelación de interacción suelo/estructura	71
Figura 3.15. Ejemplo de aplicación de cargas	72
Figura 3.16. Ejemplo de aplicación del camión de diseño	72

Figura 4.1. Convención de signos.....	73
Figura 4.2. (a) Carga concentrada sobre el segmento (b) Línea de influencia para los efectos de carga A.....	74
Figura 4.3. (a) Viga simplemente apoyada, (b) Carga unitaria móvil, (c) Línea de influencia RA, (d) Diagrama de cuerpo libre AB con carga unitaria en $x \leq 0.5l$, y diagrama de cuerpo libre AB con carga unitaria en $x > 0.5l$ (e) Diagrama de influencia VB y, (f) Diagrama de influencia MB.....	76
Figura 4.4. (a) Viga simplemente apoyada, (b) Línea de influencia MB, (c) Carga distribuida mas una carga puntual.....	79
Figura 4.5. (a) Viga simplemente apoyada, (b) Línea de influencia RA, (c) Línea de influencia cortante VB, (d) Línea cortante MB.....	82
Figura 4.6. (a) Desplazamiento de viga debido a la carga P (b) Desplazamiento de viga debido a la carga Q.....	84
Figura 4.7. (a) Viga indeterminada abc, (b) Estructura primaria sometida a efectos de carga unitaria en i y Rb , (c) Desplazamiento Rb debido a la carga unitaria, (d) aplicación de carga unitaria en dirección Rb , (e) Línea de influencia Rb	86
Figura 4.9a. Viga continua de 2 tramos	88
Figura 4.9b. Aplicación de la carga unitaria.....	88
Figura 4.9c. Aplicación de la viga conjugada.....	88
Figura 4.9d. Carga unitaria aplicada en el tramo izquierdo.....	85
Figura 4.9e. Ordenadas de influencia de momento en el apoyo B.....	90
Figura 4.10a. Viga continua de tres tramos con una carga unitaria que atraviesa de izquierda a derecha.....	91
Figura 4.10b. Línea de influencia de momentos para la viga continúa de tres tramos.....	91
Figura 4.11. Graficas de HANGH para infinitos tramos de la misma longitud.....	97
Figura 4.12a. Carga vehicular sobre viga simplemente apoyada.....	98
Figura 4.12b. Reacción R100 Camión de diseño.....	98
Figura 4.12c. Momento 105 Camión de diseño.....	99
Figura 4.12d. Reacción R100 Tandem de diseño.....	99

Figura 4.12e. Momento M105 Tándem de diseño	100
Figura 4.13a. (a) Carga vehicular sobre viga simplemente apoyada.....	101
Figura 4.13b. (a) Distancia x a la resultante R, (b) Posición de cargas respecto al CL.....	102
Figura 4.14. (a) Distancia x a la resultante R, (b) Posición de cargas respecto al CL.....	103
Figura 4.15. (a) Distancia x a la resultante (b) Posición de cargas respecto al CL.....	104
Figura 4.16. Carga vehicular AASTHO sobre viga continua.....	105
Figura 4.17. Carga vehicular, posición eje izquierdo sobre punto 100.....	105
Figura 5.1. Camión de diseño	116
Figura 5.2 Tándem de diseño	116
Figura 5.3. Carga de carril de diseño.....	116
Figura 5.4. Camión de diseño combinado con la carga del carril de diseño	117
Figura 5.5. Tándem de diseño combinada con la carga del carril de diseño.....	117
Figura 5.6. Dos camiones de diseño combinado con la carga del carril de diseño.....	117
Figura 5.7. Vista en planta de una pila con indicación de la presión de flujo del curso de agua.....	122
Figura 5.8. Simbología para el empuje activo.....	128
Figura 5.9. Procedimiento de cálculo de empujes pasivos para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal, [A3.11.5.4-1].....	130
Figura 5.10. Procedimiento de cálculo de empujes pasivos para muros verticales e inclinados con relleno de superficie inclinada, [A3.11.5.4-2].....	131
Figura 6.1. Curva esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión de carga uniaxial	149
Figura 6.2. Curva esfuerzo -deformación del acero de refuerzo.....	154
Figura 6.3. Curva esfuerzo – deformación para los aceros del pretensado.....	155
Figura 6.4. Secciones típicas de hormigón armado en superestructuras de puentes	156
Figura 6.5. Distribución rectangular de tensiones en un elemento pretensado.....	166
Figura 6.6. Distribución de deformaciones en un elemento pretensado.....	168

Figura 6.7. Sección transversal de la viga del ejemplo 6.1.....	171
Figura 6.8. Ejemplo 6.3 determinación de la separación de estribos	181
Figura 6.4-1:6.4-22. Diseño de puente alcantarilla	191-227
Figura 6.5-1:6.5-9. Diseño de puente losa.....	228-246
Figura 6.6-1:6.6-10. Diseño de tablero.....	247-262
Figura 6.7-1:6.7-28. Diseño de puente continuo vigas T.....	263-297
Figura 6.8:1-26. Comparación entre los métodos de diseño AASHTO LRFD vs. AASHTO ESTÁNDAR para un puente vehicular de hormigón armado sobre vigas postensadas.....	302-368
Figura 7.1. Componentes de un estribo	375
Figura 7.2. Estribo tipo gravedad	375
Figura 7.3. Estribo tipo semigravedad en voladizo.....	376
Figura 7.4. Estribo con contrafuertes.....	376
Figura 7.5. Estribo de caballete sobre pilotes con aleros cortos.....	377
Figura 7.6. Tipicas aplicaciones de factores de carga.....	378
Figura 7.7. Modos de falla.....	381
Figura 7.8. Dimensiones preliminares de un estribo	382
Figura 7.9. Criterios para determinar la presión de contacto en fundaciones en suelo y roca.....	384
Figura 7.1-10:7.1-17. Diseño de estribo tipo pantalla.....	387-424
Figura 7.2-1. Geometría del puente.....	427
Figura 7.2-2. a) vista frontal, b) vista lateral.....	428
Figura 7.2-3. Carga viva en la pila.....	429
Figura 7.2-4 Longitud tributaria.....	432
Figura 7.2-5 Área proyectada a 0°	433
Figura 7.2-6 Area proyectada 1 de 60°	434
Figura 7.2-7 Area proyectada 2 de 60°	434

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Longitudes de tramo para diferentes tipos de superestructura.....	7
Tabla 1.2. Constante k	27
Tabla 2.1. Parámetros de Componentes de Carga Puentes	45
Tabla 2.2. Factores de resistencia considerados	46
Tabla 2.3. Combinaciones de carga y factores de carga, en LRFD	54
Tabla 2.4. Factores de carga para cargas permanentes, y_p en LRFD.....	56
Tabla 4.1. Notación de Puntos de Tramo.....	90
Tabla 4.2. Ordenadas y Áreas de Influencia	92
Tabla 4.3. Normalización de Líneas de Influencia (Relación de tramo=1.2, Vigas continuas de Tres tramos).....	93
Tabla 4.4. Nivel de servicio, Diseño de cargas vehiculares	104
Tabla 4.5. Acción Envolvente para vigas continuas de tres tramos 30480,36576 y 30480 mm.....	108

Tabla 4.6. Acción Envolvente para vigas continuas de tres tramos 10668,12802 y 30480 mm.....	110
Tabla 5.1. Densidades.....	113
Tabla 5.2. Fracción de tráfico de camiones en un único carril, p	118
Tabla 5.3. Fracción de camiones en el tráfico.....	119
Tabla 5.4. Factor de presencia múltiple (m).....	119
Tabla 5.5. Incremento por Carga Dinámica, IM	120
Tabla 5.6. Coeficientes de arrastre.....	121
Tabla 5.7. Coeficiente de arrastre lateral.....	123
Tabla 5.8. Valores de V_0 y Z_0 para diferentes condiciones de la superficie contra el viento	125
Tabla 5.9. Valores aproximados de los movimientos relativos requeridos para llegar a condiciones de empuje activo o pasivo del suelo.....	126
Tabla 5.10. Angulo de fricción entre diferentes materiales.....	129
Tabla 5.11. Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico.....	132
Tabla 5.12. Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de sostenimiento paralelos al tráfico.....	133
Tabla 5.13. Fajas equivalentes.....	134
Tabla 5.14. Esquema de secciones transversales típicas.....	136
Tabla 5.15. Superestructuras habituales.....	139
Tabla 5.16. Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores.....	141
Tabla 5.17. Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exterior.....	143
Tabla 5.18. Reducción de los factores de distribución de carga para momento en vigas longitudinales sobre puentes oblicuos.....	144
Tabla 5.19. Distribución de sobrecargas por carril para corte en vigas longitudinales interiores...	145
Tabla 5.20. Distribución de la sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores.....	146

Tabla 5.21. Factores de corrección para los factores de distribución de carga para el corte en el apoyo de la esquina obtusa.....	147
Tabla 6.1. Características de las mezclas de hormigón según su clase.....	150
Tabla 6.2. Nomenclatura, áreas, perímetros y pesos de barras estándares.....	152
Tabla 6.3. Resumen de requisitos mínimos, de resistencia de la ASTM.....	153
Tabla 6.4. Propiedades de los cables y barras del pretensado.....	155
Tabla 6.4b. Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante	160
Tabla 6.5. Factores de Resistencia ϕ en el Estado Limite de Resistencia para Construcciones convencionales	164
Tabla 6.6. Valores de k	166
Tabla 6.7. Valores de θ y β para secciones con armadura transversal.....	178
Tabla 6.8. Limites de tensión en hormigón pretensado antes de las perdidas- Elementos totalmente pretensados	182
Tabla 6.9. Limites de tensión en hormigón pretensado antes de las perdidas- Elementos totalmente pretensados	183
Tabla 6.10. Coeficientes de fricción para tendones de postesado.....	186
Tabla 6.11. Pérdidas dependientes del tiempo en MPa.....	187
Tabla 7.1. Factores de resistencia para el estado limite de resistencia de las fundaciones superficiales.....	379
Tabla 7.2-7.20. Diseño de estribo tipo pantalla.....	398-420

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE PUENTES

1.1 INTRODUCCIÓN

En la construcción de una carretera o de una vía férrea se presentan ciertos obstáculos que han de ser salvados por una estructura segura y económica denominado puente, el cual debe soportar el tránsito de vehículos o de otro tipo sobre el cruce. Estas deben diseñarse estéticamente, de modo que armonicen y enriquezcan la belleza de sus alrededores. Los obstáculos pueden ser variados y presentan condiciones que obligan a usar diferentes tipos de estructura.

El mas fuerte obstáculo lo constituyen las corrientes de agua que atraviesan el trazado de una vía, en donde se necesita una estructura tal, que la abertura que ella deja sea suficiente para permitir el cruce del agua en una crecida, sin que afecte la propia estructura ni sobrepase la altura de la rasante obstruyendo la circulación por la vía.

A lo largo de este capítulo haremos un énfasis en los aspectos para determinar el tipo de puente, los procesos de construcción y los aspectos generales para la elección y diseño de un puente.

1.2 DEFINICIÓN

La AASHTO define a un puente como cualquier estructura que tiene una abertura no menor a 6100 mm y que forma parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera.

1.3 PARTES DE LA ESTRUCTURA

Los componentes principales de una estructura de puente son:

- Superestructura
- Subestructura

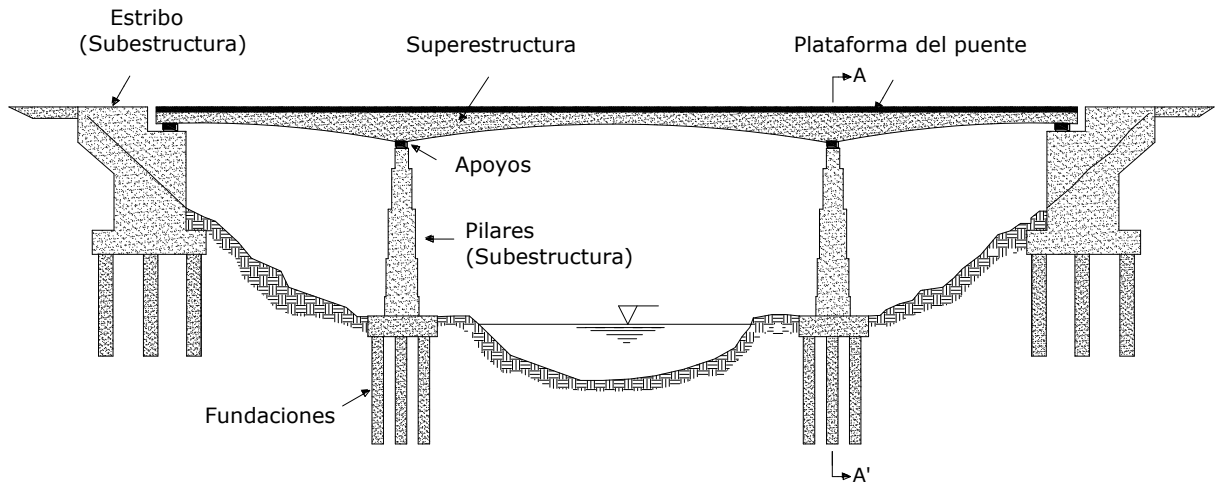


FIGURA 1.1 Componentes de un puente, vista longitudinal

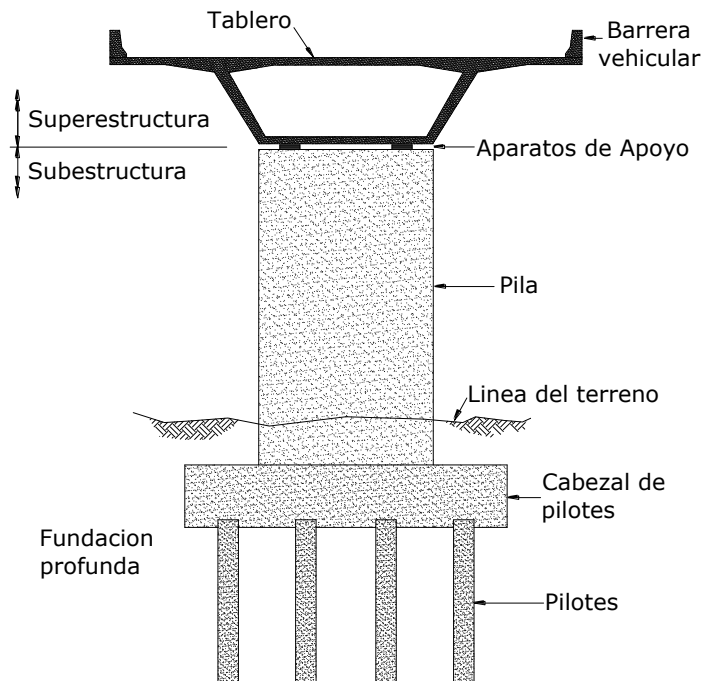


FIGURA 1.2 Componentes de un puente, corte transversal A-A'

1.3.1 SUPERESTRUCTURA

Son los componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal, en la siguiente sección se ampliara con mayor detalle las superestructuras que se encuentran en los diferentes tipos de puentes.

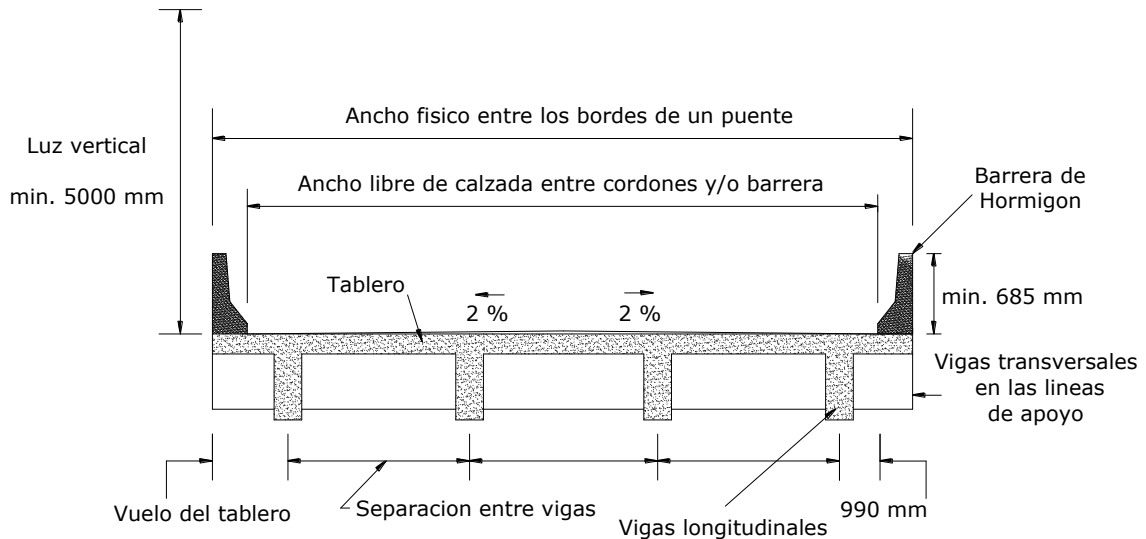


FIGURA 1.3 Tablero y estructura portante, puente Viga-Losa

Tablero.- Es el componente, con o sin superficie de rodamiento, que soporta las cargas de rueda en forma directa y es soportado por otros componentes, ver Figura 1.3.

Estructura Portante.- Es el componente estructural que soporta al tablero y se apoya en sus extremos con la subestructura, es decir transmite las cargas procedentes del tablero a los estribos y/o pilas, ver Figura 1.3.

Accesorios del tablero.- Son elementos que sirven para dar funcionalidad al puente y seguridad tanto a los vehículos como a los peatones: cordón barrera, barandas, barreras, ver Figura 1.4.

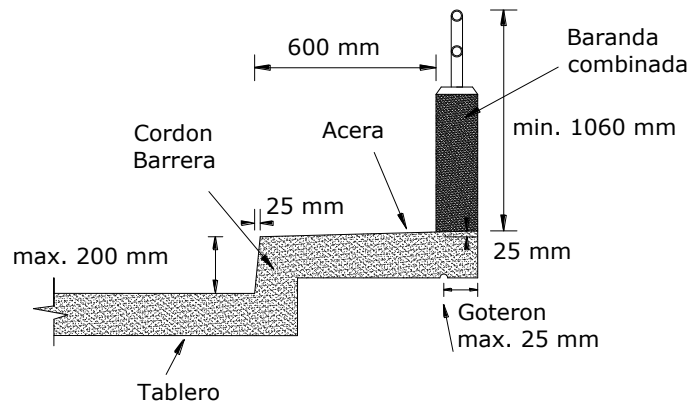


FIGURA 1.4 Accesorios de un tablero

1.3.2 SUBESTRUCTURA

Son los componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal, los componentes más importantes son:

- Pilares
- Estribos
- Fundaciones

1.3.2.1 PILARES

Son elementos de apoyo intermedios los cuales conducen los esfuerzos de la superestructura hacia las fundaciones están diseñados para resistir presiones hidráulicas, cargas de viento, cargas de impacto, etc., son más susceptibles a los efectos de la socavación por lo que las fundaciones deberán estar por debajo de la altura máxima de socavación.

Pueden ser de concreto o acero, aun en puentes de acero los pilares de concreto son a menudo adoptados, en algunos casos los pilares muy altos son elaborados en segmentos de concreto prefabricado.

Los pilares pueden ser de una sección transversal constante o variable eso dependerá de la altura del pilar, también pueden tener una sección llena o una sección hueca la elección de los pilares depende de la constructibilidad y la estética.

Podemos clasificar a los pilares en dos tipos:

- Pilares-pared
- Pilares-columna.

Pilares-pared, en general abarcan el ancho total de las vigas principales. Según sea la conformación deseada se puede terminar en los bordes de las vigas principales, o pueden sobresalir respecto de ellos, o aun se pueden retirar con respecto a dichos bordes.

Los Pilares-pared son muy aconsejables por razones hidráulicas. Para ríos navegables, en general llegan a ser muy gruesos para su seguridad en casos de colisión de barcos. En cuanto a su configuración, se debe prevenir contra la adopción de pilares-pared demasiado delgados. En la Figura 1.5 se presenta diferentes posibilidades de forma para la sección transversal.

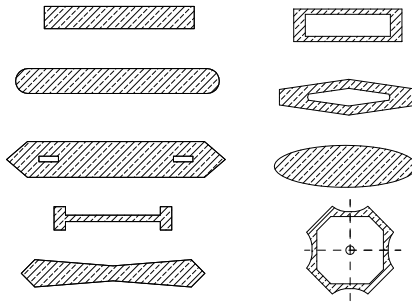


FIGURA 1.5 Formas de secciones transversales de pilares-pared

Pilares-columna, las columnas ofrecen muchas ventajas frente a los pilares-pared debido a su módica necesidad de materiales, visión casi libre debajo del puente, mejor posibilidad de cruces oblicuos, aspecto más liviano. Se utiliza generalmente para carreteras elevadas y puentes en rampa. Las posibilidades de sustentación y forma son numerosas, ver Figura 1.6

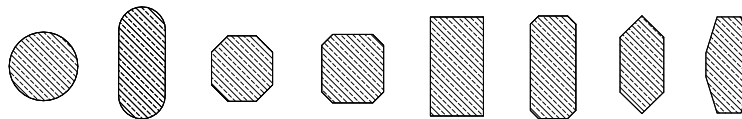
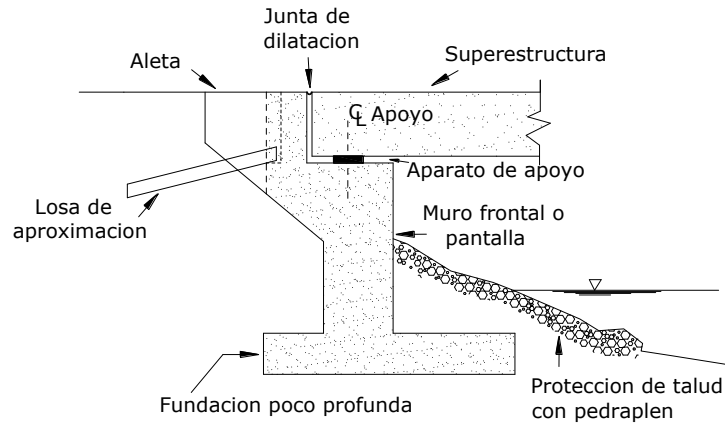


FIGURA 1.6 Algunos tipos de sección transversal de columnas en puentes

1.3.2.2 ESTRIBOS

Son los que proveen soporte a la superestructura, establecen la conexión entre la superestructura y el terraplén, son diseñados para soportar la carga de la superestructura la cual es transmitida por medio de los elementos de apoyo, el peso de la losa de transición y las presiones del suelo (empuje de tierras).

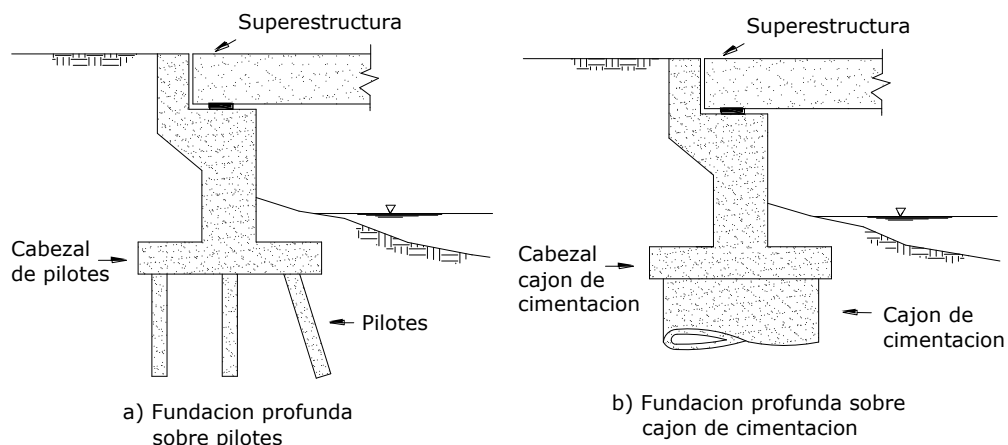
Los estribos están conformados por una losa de fundación que transmite el peso de los estribos directamente al suelo, la losa sirve de cubierta para un sistema de pilotes que soportan la carga, el muro frontal, asiento del puente, muro de retención encima del asiento del puente, losa de aproximación, los estribos también poseen juntas de dilatación o expansión que ajustan los desplazamientos de la superestructura, ver Figura 1.7.

**FIGURA 1.7** Componentes de un estribo

1.3.2.3 FUNDACIONES

Se encuentran bajo el terreno de la superficie son encargados de transmitir toda la carga al suelo, al absorber dicha carga el suelo se contracciona dando origen a los asentamientos.

En todo diseño de fundaciones dos condiciones se deben satisfacer: “que el asentamiento total de la estructura este limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y que en lo posible el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine”. (Arthur Nilson,2000,499)

**FIGURA 1.8** Fundación profunda sobre a) pilotes, b) cajón de cimentación

Las fundaciones se pueden dividir en dos tipos:

- Fundación superficial
- Fundación profunda

Fundación superficial.- Esta conformada por losas que transmiten las cargas directamente al terreno. Este tipo de fundación se debe a que el estrato portante se encuentra a pequeñas profundidades y es posible llegar mediante excavaciones, ver Figura 1.7.

Fundación profunda.- Se realiza este tipo de cimentación cuando el estrato portante se encuentra a una profundidad que no es posible llegar mediante excavaciones, pueden ser pilotes o cajones de cimentación, ver Figura 1.8 a y 1.8 b.

1.4 TIPOS DE PUENTES

Los puentes se pueden clasificar de muchas formas, ninguna de estas clasificaciones son mutuamente excluyentes, todas parecen contener partes de una u otra clasificación:

- 1.- Por el servicio que prestan: Acueductos, viaductos, peatonales.
- 2.- Por el material de la superestructura: Madera, concreto armado, concreto presforzado, acero, concreto-acero.
- 3.- Por el tipo estructural: Losa, losa-viga, cajón, aporticados, arco, atirantado, colgante.
- 4.- Según el tipo de apoyo: Isostáticos, hiperestáticos.
- 5.- Por el proceso constructivo: Vaciados en sitio, compuestos, prefabricados, dovelas.
- 6.- Por su trazo geométrico: Recto, oblicuo, curvo

Durante el proceso de diseño el ingeniero debe escoger un tipo de puente el cual considera muchos factores relacionados con la funcionalidad, economía, seguridad, experiencia en la construcción, condiciones del suelo, sismicidad, estética, un factor muy importante es la longitud del tramo del puente el cual nos puede ayudar en la selección del tipo de puente más adecuado. La Tabla 1.1 nos muestra las longitudes de tramo para diferentes tipos estructurales de puentes.

TABLA 1.1 Longitudes de tramo para diferentes tipos de superestructura

Tipo Estructural	Material	Rango de tramo, m.	Maximo tramo en servicio, m.
Losa	Concreto	0-12	
Vigas	Concreto	12-300	301, Stolmasundet, Norway, 1998
	Acero	30-300	300, Ponte Coste e Silva, Brazil, 1974
Reticulado	Acero	90-550	510, Minato, Japon, 1974
Arco	Concreto	90-420	420, Wanxian, China, 1997
	Acero	240-550	550, Lupu, China, 2003
Atirantado	Acero	90-1100	1088, Sutong, China, 2008
Colgante	Acero	300-2000	1991, Akashi-Kaikyo, Japon, 1998

Fuente:

1. Tabla 2.3 Design of Highway Bridges an LRFD Approach, R.M. Barker, 2007

En el presente documento se desarrollara una descripción de los temas más sobresalientes de los distintos puentes según la clasificación del tipo estructural.

1.4.1 PUENTE ALCANTARILLA (0.0 mm – 9000 mm)

1.4.1.1 DEFINICION

La AASHTO define una alcantarilla como un conducto enterrado de sección curva o rectangular que se utiliza para conducir agua, vehículos, servicios públicos y peatones.

En este subtítulo se trataran las alcantarillas cajón de hormigón armado, algunos ejemplos se pueden ver en la Figura 1.9

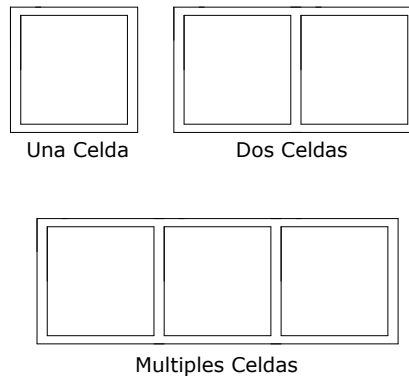


FIGURA 1.9 Alcantarillas cajón de hormigón armado

1.4.1.2 INSTALACION EN ZANJA Y BAJO TERRAPLEN

Instalación bajo terraplén

$$W_E = g \times F_e \times \gamma_s \times B_c \times H \times 10^{-9}$$

Donde:

$$F_e = 1 + 0.2 \frac{H}{B_c}$$

Instalación en zanja

$$W_E = g \times F_t \times \gamma_s \times B_c \times H \times 10^{-9}$$

Donde:

$$F_t = \frac{C_d B_d^2}{H B_c} \leq F_e$$

Y donde:

W_E = Carga de suelo total no mayorada (N/mm)

g = Aceleración de la gravedad (m/sec²)

B_c = Ancho exterior de la alcantarilla (mm), ver Figura 1.10

H = Profundidad del relleno (mm)

F_e = Factor de interacción suelo-estructura para instalación bajo terraplén

F_t = Factor de interacción suelo-estructura para instalación en zanja

γ_s = Densidad del suelo (kg/m³)

B_d = Ancho horizontal de la zanja, ver Figura 1.11

C_d = Coeficiente especificado en la Figura 1.12

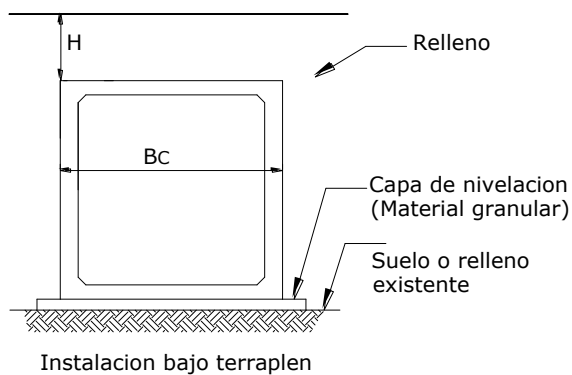


FIGURA 1.10 Instalación bajo terraplén

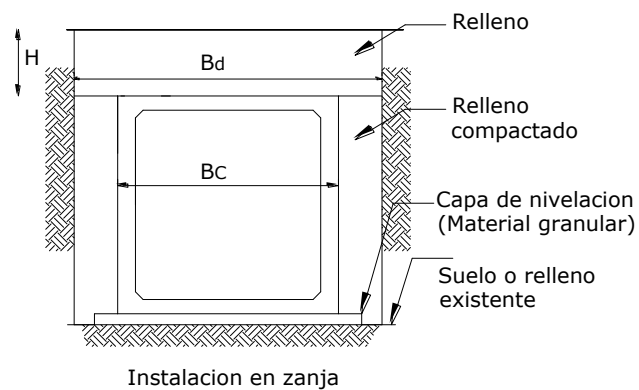
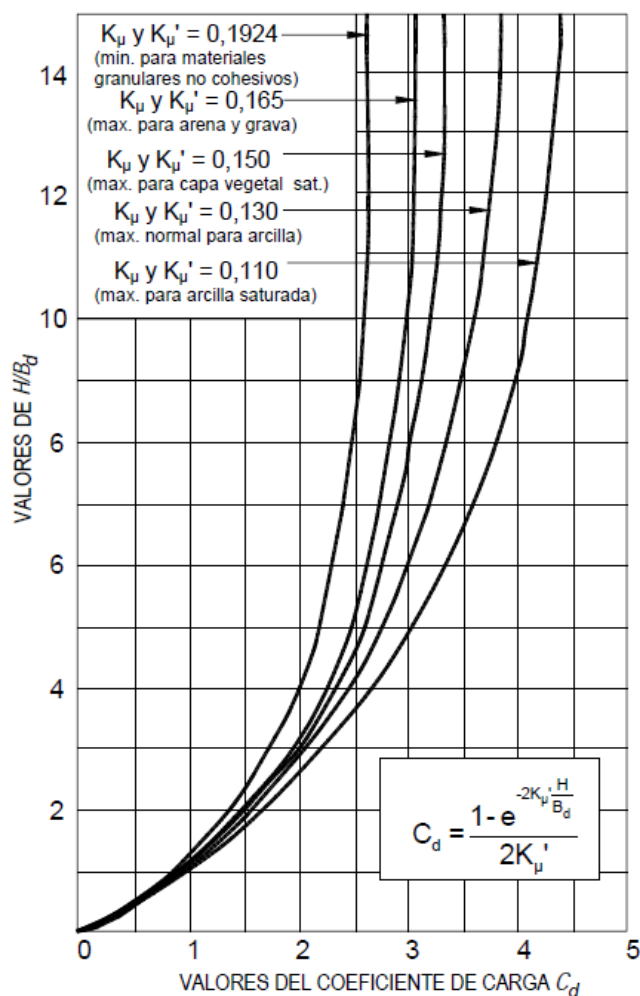
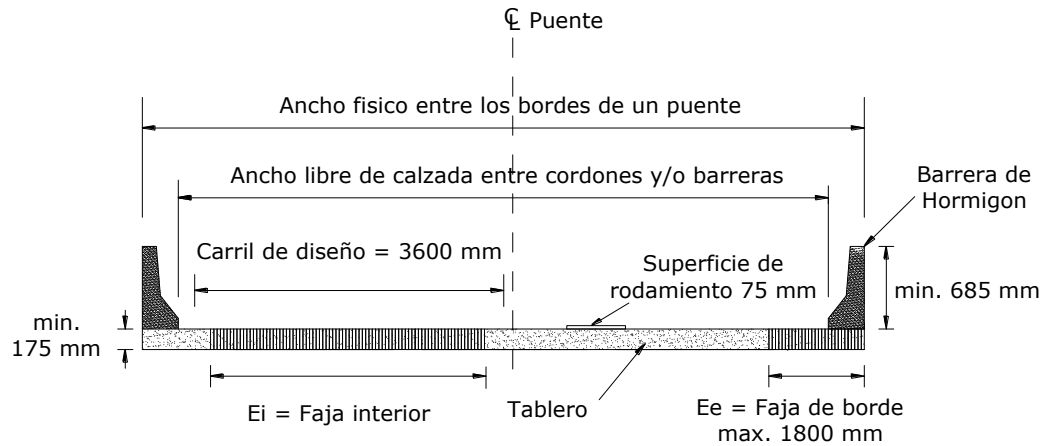
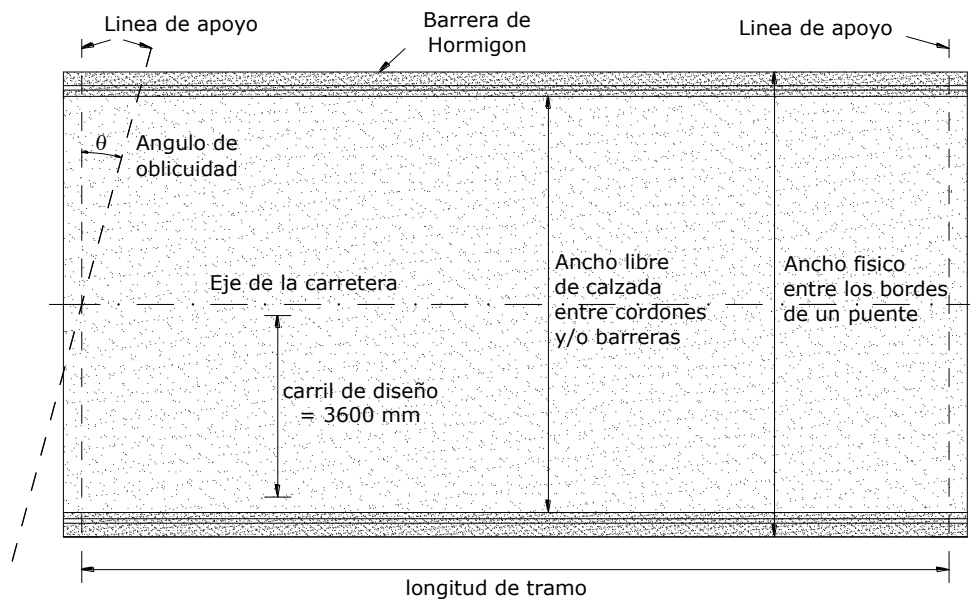


FIGURA 1.11 Instalación en zanja

FIGURA 1.12 Coeficiente C_d para instalación en zanja

1.4.2 PUENTE LOSA (0.0 mm – 12000 mm)

Los Puentes losa de concreto son las estructuras más simples y menos caras que pueden ser construidas dentro las limitaciones de tramo para este tipo de superestructuras. Este puede ser convenientemente de hormigón armado (0.0 – 9000 mm), pretensado y postesado (hasta 12000 mm). Se lo puede construir por medio o mediante andamiajes provisionales apoyados en el suelo o pueden estar contruidos por medio de elementos prefabricados.

**FIGURA 1.13** Puente Losa, vista transversal**FIGURA 1.14** Puente Losa, vista en planta

Los puentes losa pueden ser analizados estáticamente mediante Métodos de Análisis Aproximados, Métodos de Análisis Refinados, las cuales forman parte de las Especificaciones AASHTO LRFD.

Dentro los Métodos de Análisis Aproximados, encontramos el método de fajas equivalentes el cual consiste en dividir el tablero en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo, estas fajas son interiores y de borde, las fajas se deberán tomar para el cálculo de solicitaciones como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas. Para determinar las solicitaciones en la faja se deberá suponer que los componentes de apoyo son infinitamente rígidos. La faja de borde no se deberá tomar mayor a 1800 mm.

La altura mínima de la losa de hormigón, excluyendo cualquier superficie sacrificable deberá ser mayor a igual a 175 mm. Para losas de hormigón armado la altura mínima se deberá tomar como:

Tramos simples	Tramos Continuos
$\frac{1.2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165mm$

Para losas de hormigón pretensado se deberá la altura mínima se deberá tomar como:

Tramos simples	Tramos Continuos
$0.027L \geq 165mm$	$0.030L \geq 165mm$

Donde, S es la longitud de la losa y L es la longitud de tramo, ambos en mm.

Las losas se deberán diseñar para sobrecarga vehicular HL-93 para uno o más carriles de diseño cargados, cuando se desee controlar las deflexiones se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

- Carga vehicular, general.....Longitud/800
- Carga vehiculares y/o peatonales.....Longitud/1000

1.4.3 PUENTE VIGA-LOSA (12000 mm – 18000 mm)

Los puentes Viga-losa pueden ser analizados estáticamente y dinámicamente, dentro el análisis estático se encuentran los Métodos de Análisis Aproximados, los Métodos de Análisis Refinados, las cuales forman parte de las Especificaciones AASHTO LRFD.

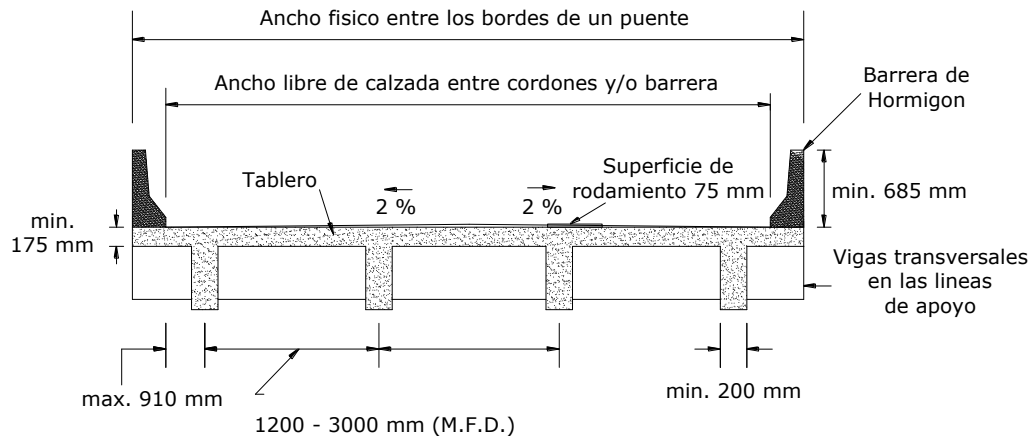


FIGURA 1.15 Puente Viga-Losa, vista transversal

Dentro los Métodos de Análisis Aproximados se encuentra el Método de los Factores de Distribución para Momento y para Corte el cual consiste en asignar porcentajes de las solicitaciones de la sobrecarga vehicular HL-93 a las vigas interiores y a las vigas exteriores.

Es importante notar que se proveerán diafragmas o vigas transversales en los estribos, pilas y uniones articuladas para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo. Cuando utilizamos el Método de los Factores de Distribución los puentes tendrán como mínimo cuatro vigas paralelas de aproximadamente la misma rigidez, la parte del vuelo correspondiente no será mayor que 910 mm, la separación entre las almas de las vigas será de 1200 mm a 3000 mm, caso contrario se deberá utilizar un análisis refinado.

El ancho de una viga es controlado por el momento positivo del tramo generalmente varía entre 350 a 550 mm pero nunca deberá ser menor 200 mm.

La altura mínima del tablero sobre las vigas longitudinales, excluyendo cualquier superficie sacrificable deberá ser mayor a igual a 175 mm. Para las vigas la profundidad mínima (incluyendo tablero) se deberá tomar como:

Tramos Simples	Tramos Continuos
$0.065L$	$0.070L$

Donde, L es la longitud de tramo, ambos en mm.

Las losas se deberán diseñar para sobrecarga vehicular HL-93 para uno o más carriles de diseño cargados, cuando se desee controlar las deflexiones se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

- Carga vehicular, general.....Longitud/800
- Carga vehiculares y/o peatonales.....Longitud/1000

Este tipo de estructuras son usualmente construidas sobre andamiajes apoyados en el suelo. Son más convenientes o adecuados para pequeñas longitudes de tramo.

Refuerzo.- Debido al ancho estrecho del alma se requiere múltiples capas de refuerzo en la región de momento positivo. Esto hace dificultoso la colocación del hormigón que a menudo ocasiona cangrejas en las almas de las vigas. La anchura seleccionada deberá acomodar el refuerzo para permitir la fácil colocación del hormigón.

Juntas de construcción.- Usualmente la superestructura de las vigas son construidas en dos etapas separadas, las almas y las losas. Para minimizar las fisuras en la parte superior de las almas debido a la temperatura y esfuerzo de contracción, así como posibles asentamientos diferenciales en el andamiaje se debe colocar refuerzo longitudinal extra en las almas justo debajo las juntas de construcción.

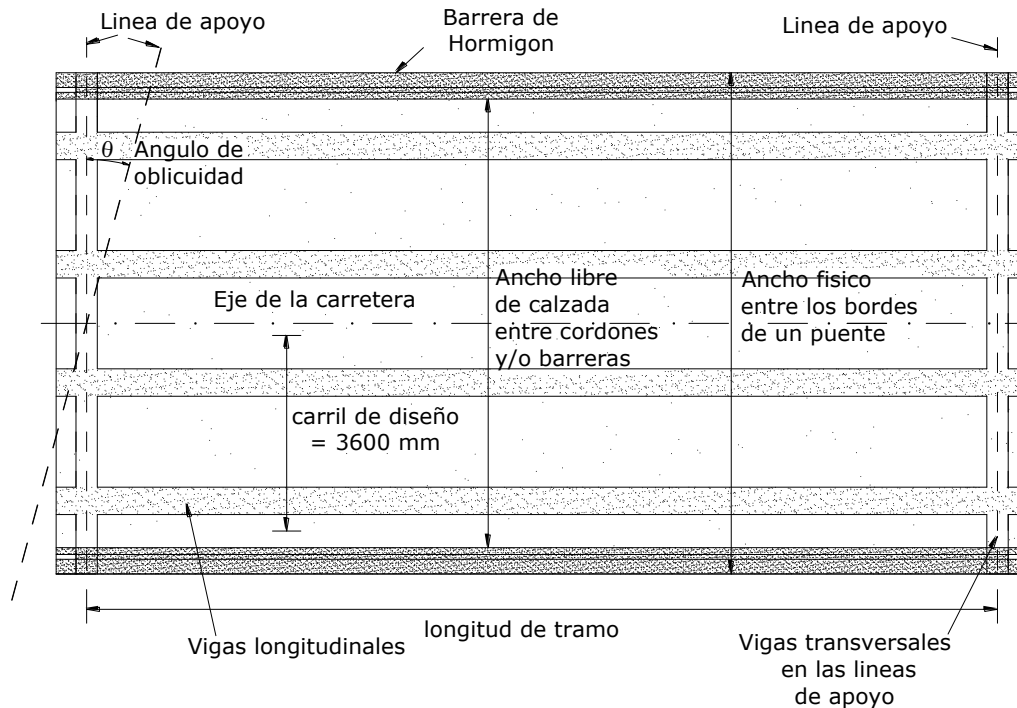


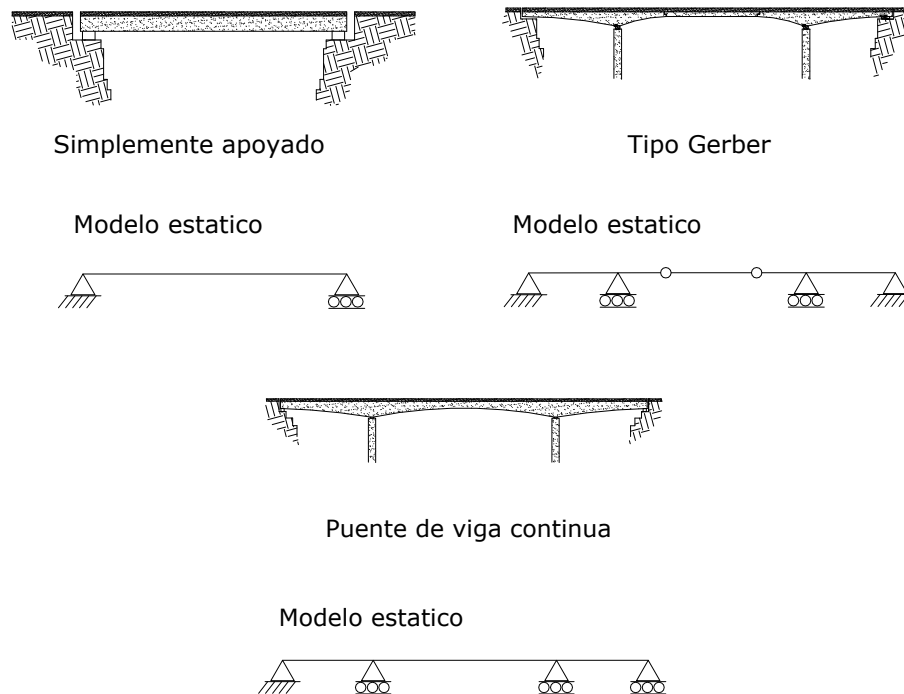
FIGURA 1.16 Puente Viga-Losa, vista en planta

1.4.4 PUENTES DE VIGAS (12 m – 300 m)

En la actualidad el puente de vigas más largo del mundo es el Stolmasundet en Noruega terminado de construir el año 1998 con una longitud de tramo de 301m. Los puentes de vigas incluyen una gran variedad de puentes como las vigas prefabricadas de concreto pretensado o postesado, las vigas I de acero, los puentes cajón de concreto vaciados in sito o postesados, los puentes cajón de acero, etc.

Los puentes de vigas son los más comunes; se usan vigas estáticamente definidas, vigas simplemente apoyadas, vigas Gerber, vigas continuas, ver Figura 1.17.

Las vigas simplemente apoyadas se usan para tramos muy cortos (<25 m), las vigas continuas es uno de los tipos mas comunes de puente. Las luces pueden diferenciarse en cortos (10-20m) m, medianos (20-50m) y largos (>100m), en luces medianos y largos las vigas continuas de secciones que varían con la profundidad son a menudo adoptadas por razones de comportamiento estructural economía y estética.

**FIGURA 1.17** Puentes Vigas

1.4.5 PUENTES DE HORMIGÓN PRETENSADO

El Hormigón Pretensado es el hormigón al cual se transmiten en forma artificial y permanente, antes y durante la aplicación de las acciones exteriores “estados elásticos” originados por fuerzas de compresión previos de manera que los estados elásticos resultantes sean convenientes al hormigón y a la función de la estructura en un marco de seguridad y economía.

Existen varios medios para precomprimir lineal y circularmente un elemento de hormigón; el mas generalizado es aquel que consiste en pasar a lo largo del elemento uno o varios cables de acero de alta resistencia, los que son estirados mediante gatos hidráulicos a la tensión prevista, luego y sin perder la tensión y alargamientos obtenidos los cables son anclados en los extremos con la ayuda de cuñas u otros dispositivos mecánicos ver Figura 1.18 a y 1.18b.

Refiriéndonos a los materiales especialmente los aceros, los mas comunes en el uso del pretensado son el grado 270 con una resistencia a la tracción de 1860 MPa y el grado 250 con 1725 MPa de baja relajación.

1.4.5.1 SISTEMAS DE PRESFORZADO.

Dos grandes procedimientos existen para transmitir la “fuerza de pretensado” según el cable sea estirado después o antes de que el hormigón este endurecido. Estos procedimientos se denominan

Postensado y Pretensado (postesado y pretensado).

Postensado.- En este procedimiento la fuerza de pretensado P se aplica estirando los cables contra el hormigón endurecido; es decir el gato hidráulico estira el cable y al mismo tiempo comprime al hormigón que en ese momento debe tener la resistencia especificada. El valor de la fuerza de pretensado se controla por la presión del fluido de la bomba/gato y la medida del alargamiento. Cuando los valores previstos de presión y alargamiento son obtenidos, se anclan los cables mediante cuñas, y los conductos (vainas), donde se encuentran los torones que constituyen el acero de los cables, son llenados con mortero o lechada de cemento ver Figura 1.18a.

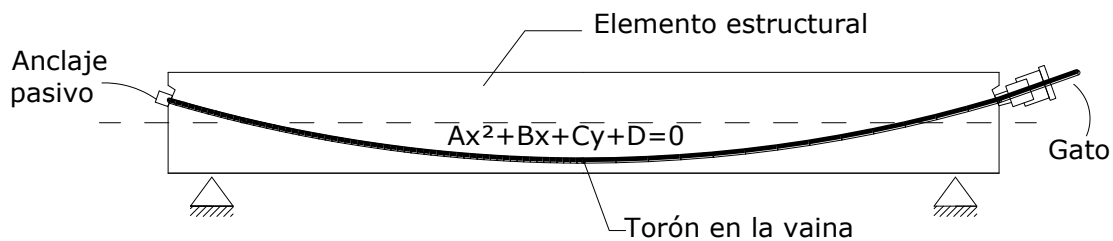


FIGURA 1.18a Fabricación de un elemento postensado

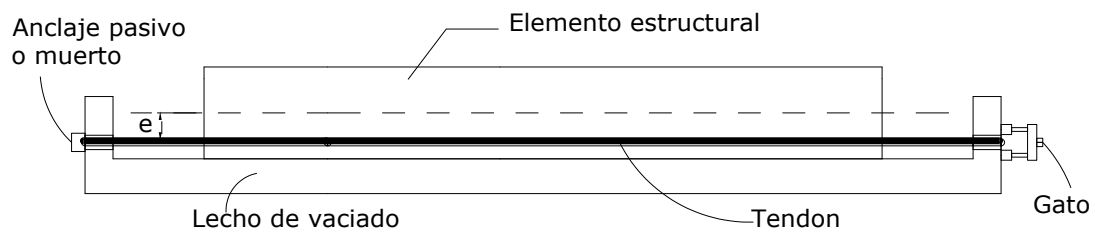


FIGURA 1.18b Campo de tesado – Sistema pretensado

Pretensado.- Antes del hormigonado los hilos o torones de acero se estiran y anclan temporalmente contra dos estribos de un campo de tesado, o contra encofrados metálicos suficientemente rígidos o dos muros paralelos a los encofrados. Cuando el hormigón adherido al acero vibrado y curado adquiere la resistencia especificada, los hilos o torones se liberan lentamente de sus anclajes transmitiendo su reacción al hormigón por adherencia y efecto de cuña en una corta longitud en cada extremo del elemento así precomprimido ver Figura 1.18b.

1.4.5.2 PRETENSADO PARCIAL

Se entiende por pretensado parcial, al hormigón en el cual se combinan cables de pretensado y

barras de armadura.

La AASHTO (2002) define hormigón parcialmente pretensado como:

- Un elemento de hormigón armado con una combinación de armaduras pretensadas y no pretensadas diseñadas para resistir conjuntamente las mismas solicitaciones.

1.4.5.3 PRETENSADO TOTAL

Cuando todas y cada una de las secciones de una viga están sometidas a compresiones admisibles solamente.

1.4.5.4 PERDIDAS DE PRETENSADO.

Las pérdidas de pretensado se refieren a la reducción de tensión en el tendón. Las pérdidas de pretensado pueden ser divididas en dos categorías.

- a. Pérdidas instantáneas.-** Incluyen pérdidas debidas al anclaje del cono Δf_{pA} fricción entre los tendones y el material que lo circunda (concreto) Δf_{pF} y el acortamiento elástico del concreto Δf_{pES} durante la construcción.
- b. Pérdidas Diferidas.-** Incluyen las pérdidas debido a la retracción del hormigón Δf_{pSR} , la fluencia del hormigón Δf_{pCR} y la relajación del acero Δf_{pR} durante su vida útil de servicio Δf_{pR2} relajación del acero después de la transferencia.

La pérdida total de pretensado Δf_T depende del sistema:

Para miembros Pretensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

Para miembros Postesados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

En general es importante el análisis de las pérdidas porque si estos se subestiman se producen tracciones no previstas por el contrario si dichas pérdidas se superestiman se originaran deformaciones y tensiones no anticipadas.

Por otra parte es importante el conocimiento de las tensiones del acero, no solo para efectos de comparación con las tensiones admisibles del acero utilizado, sino también para el cálculo de los alargamientos que se medirán durante la transmisión de la fuerza de pretensado.

1.4.6 PUENTES APORTICADOS

Son una de las posibles alternativas para vigas continuas, evita aparatos de apoyo y provee un buen sistema estructural para soportar acciones horizontales como ser los terremotos, estos puentes pueden ser adoptados con pilas verticales o pilas inclinadas ver Figura 1.19. Los puentes pórticos son empotrados con sus estribos y pilares, esto reduce los momentos actuantes en el pórtico con lo que se consigue alturas constructivas extraordinariamente reducidas.

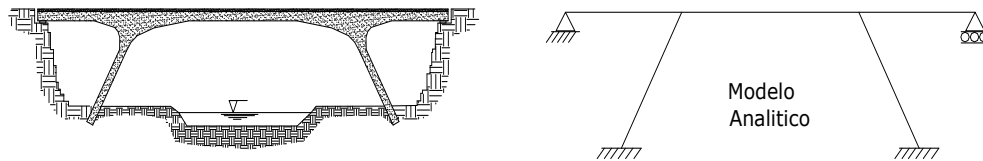


FIGURA 1.19 Puentes Aporticados

Los puentes pórtico pueden clasificarse en:

Pórtico biarticulado.- Con tramos salientes del dintel, apoyados, y montantes verticales o inclinados, las articulaciones, en general, son articulaciones elásticas (estricciones fuertemente armadas). Estos pórticos son adecuados para pasos sobre las autopistas.

Pórtico doblemente empotrado.- Son especialmente adecuados para pequeñas obras de paso inferior, pasó de arroyos.

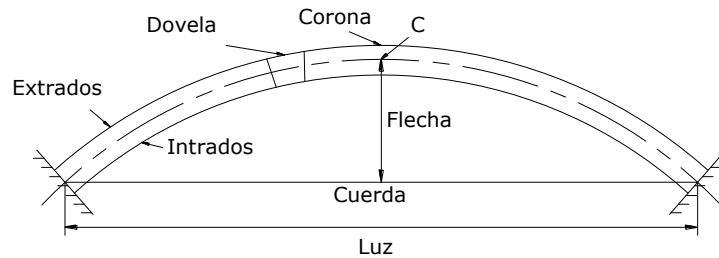
Pórtico cerrado (marco).- Son adecuados para cruces de bajo nivel, en casos de terrenos de fundación especialmente malos.

Pórtico biarticulado.- Con montantes de forma triangular, apoyados sobre articulaciones o empotrados elásticamente, adecuados para viaductos sobre autopistas.

Pórtico múltiple.- Pueden tener montantes articulados o empotrados, según la rigidez deseada y las posibilidades de permitir deformaciones longitudinales del dintel, debidas a Temperatura y Retracción

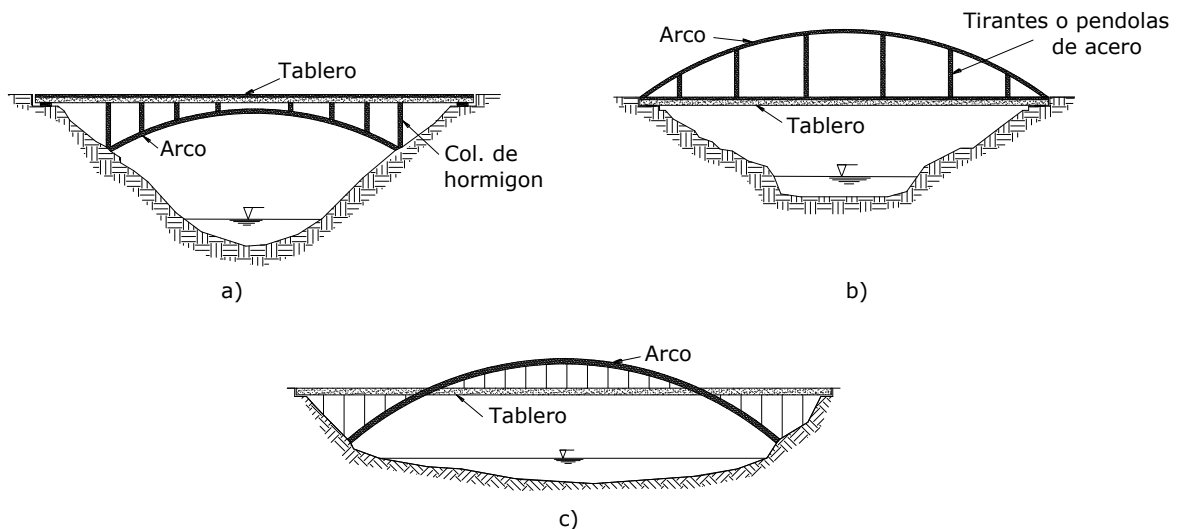
1.4.7 PUENTES ARCO (90 m – 550 m)

Los arcos han jugado un papel importante en la historia de puentes, varios ejemplos sobresalientes se han forjado extendiéndose desde arcos de mampostería construidos por los romanos hasta modernos arcos de concreto pretensados o arcos de acero con luces de más de 300m. En la actualidad el puente arco de concreto más largo es el Wanxian construido en china el año 1997 con una longitud de tramo de 420 m, también el puente arco de acero más largo es el Lupu construido en china el año 2003 con una longitud de tramo de 550 m.

**FIGURA 1.20** Nomenclatura de un arco

Un arco verdadero, teóricamente es aquel que tiene solo fuerzas de compresión actuando en el centroide de cada elemento arco. La forma de un arco verdadero es el inverso del que se forma cuando se tiene dos puntos de apoyo y se cuelga una cuerda, la cual corresponde a una curva catenaria. Prácticamente es imposible tener un arco verdadero de puente excepto para una condición de carga. Usualmente un puente arco está sujeto múltiples cargas (cargas muertas, cargas vivas, temperatura, etc.) los cuales producen tensiones de flexión en el arco que generalmente son pequeños comparados con las tensiones axiales. La nomenclatura de un arco se muestra a continuación, ver Figura 1.20.

Los puentes arcos se pueden clasificar según a sus articulaciones y según a la posición del tablero. De acuerdo a sus articulaciones pueden ser de una articulación, biarticulados, triarticulados, y empotrados. De acuerdo a la posición del tablero el arco puede trabajar por encima del tablero, por debajo el tablero o puede ser al nivel intermedio ver Figura 1.21 dando origen a los arcos de tablero superior, inferior, interior.

**FIGURA 1.21** Puentes Arco, a) Tablero superior, b) Tablero inferior, c) Tablero intermedio

Tablero superior.- Las cargas se transmiten al arco con elementos a compresión, denominados montantes.

Tablero inferior.- Las cargas son transmitidas al arco con elementos de tensión, denominados tirantes o tensores.

Tablero Intermedio.- Es la acción conjunta de lo descrito anteriormente.

Los puentes arco no eran difíciles de analizar antes de la aparición de los computadores, en la actualidad se utilizan elementos tridimensionales no lineales. La relación flecha luz de un puente arco está entre 1:4.5 a 1:6. Para soportar el tablero es recomendable usar pendolones de cables o columnas de hormigón, los pendolones de cables trabajan a tracción y las columnas de hormigón trabajan a compresión. Otro aspecto importante que debe ser tomado en cuenta y que no puede ser ignorado es la posibilidad de pandeo del arco, porque el puente arco esta sujeto a elevadas fuerzas axiales.

Entre las desventajas de un puente arco es que este debe ser construido antes de entrar en funcionamiento

1.4.8 PUENTES ATIRANTADOS (90 m - 1100 m)

El puente Stromsund de Suecia es reconocido como el primer puente atirantado del mundo el año 1955, en la actualidad el puente atirantado más largo del mundo es el Sutong con una longitud de 1088m, este se encuentra en China y se termino de construir el año 2008.

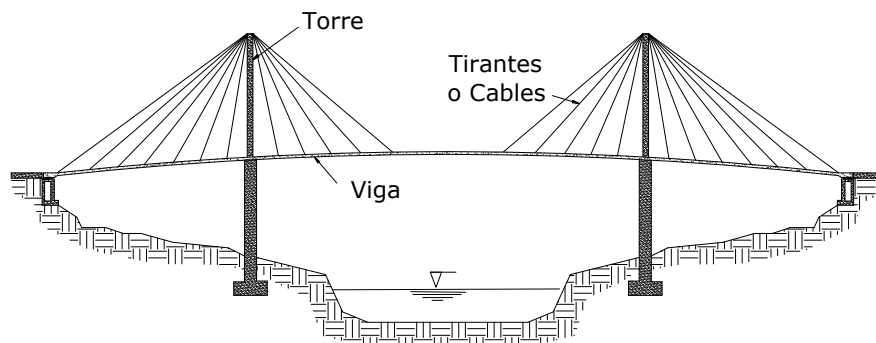


FIGURA 1.22 Componentes de un puente atirantado

El concepto de un puente atirantado es simple. El puente soporta las cargas principales de dirección vertical actuando en las vigas. Los cables atirantados proporcionan apoyos intermedios para las vigas, esto hace que se tengan vanos largos. La forma estructural básica de un puente

atirantado es una serie de triángulos sobrepuestos que comprimen la pila o torre, tensionando los cables y comprimiendo las vigas ver Figura 1.23. Como se puede apreciar en estos miembros predomina la fuerza axial. Los miembros cargados axialmente son más eficientes que los miembros sometidos a flexión. Este hecho contribuye a la economía del puente atirantado.

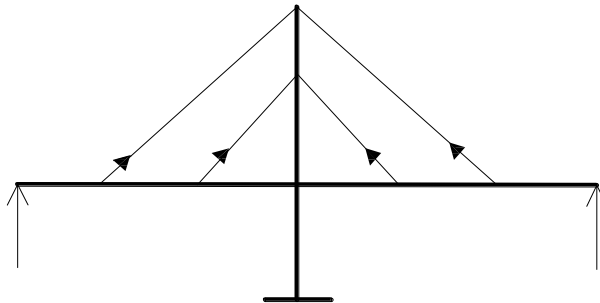


FIGURA 1.23 Concepto de funcionamiento de un puente atirantado

Los elementos fundamentales de la estructura resistente de un puente atirantado son los tirantes (cables), las torres (pilón) nos sirve para subir el anclaje fijo de los tirantes de forma que introduzcan fuerzas verticales en el tablero para crear pseudo apoyos, también el tablero interviene en el esquema resistente porque los tirantes, al ser inclinados introducen fuerzas horizontales que se deben ser equilibrados a través. Por todo ello los tres elementos, tirantes (cables), tablero y torres constituyen la estructura resistente básica del puente atirantado.

Cables.- Los cables son los elementos más importantes de un puente atirantado, ellos soportan la carga viva y la transfieren a la torre y nuevamente al anclaje del cable. Los cables en un puente atirantado todos son inclinados, la rigidez real de un cable inclinado varía con la inclinación del ángulo α , el peso total del cable G , y de la fuerza de tensión del cable T ver Figura 1.24.

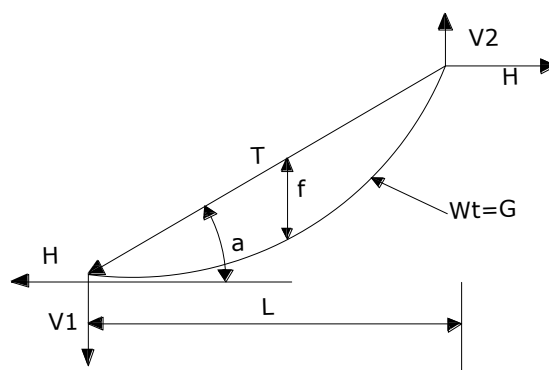


FIGURA 1.24 Cable inclinado

Es importante notar que si el espaciamiento del cable es pequeño los momentos de flexión entre los cables también son pequeños. Las configuraciones de los cables pueden ser de tres tipos: radiales o en abanico, paralelos o en arpa y divergentes, ver Figura 1.25.

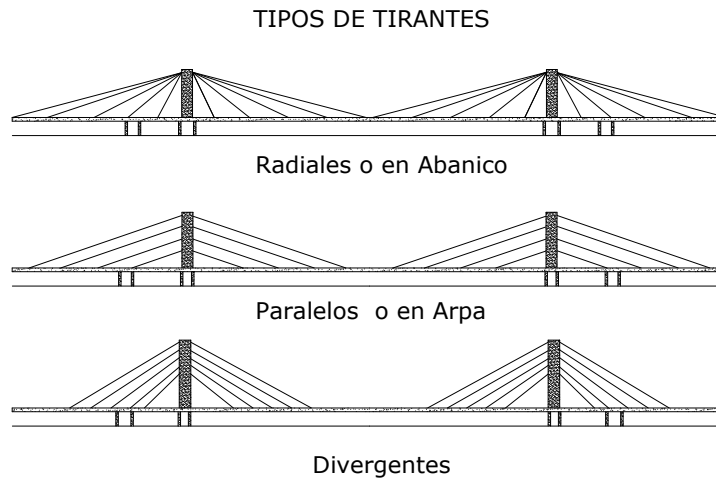


FIGURA 1.25 Configuración de tirantes

Tablero.- Es muy importante dentro el esquema básico resistente de la estructura de puente atirantado, ya que va a resistir los componentes horizontales que le transmiten los tirantes. Estas componentes generalmente se equilibran en el propio tablero porque su resultante igual que en la torre debe ser nula.

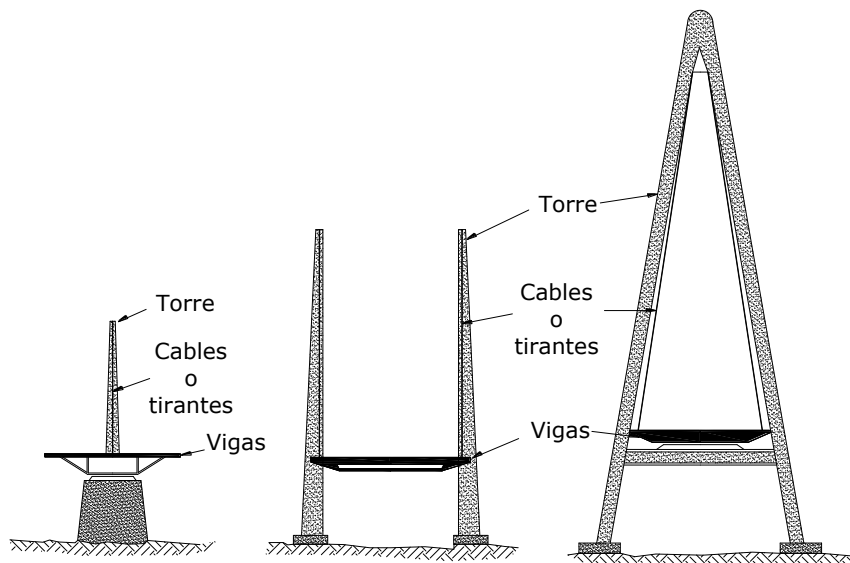


FIGURA 1.26 Tres posibilidades para torres en puentes atirantados

Torres.- Son la parte más importante dentro la estructura de los puentes atirantados ya que van a soportar toda la carga que se va a distribuir del tablero a los cables y estos al pilon o torres. Longitudinalmente pueden tener dos torres y ser simétricos, o una sola torre donde se atiranta todo el vano principal. Dentro las torres existen diferentes posibilidades.

1.4.9 PUENTES COLGANTES (300 m – 2000 m)

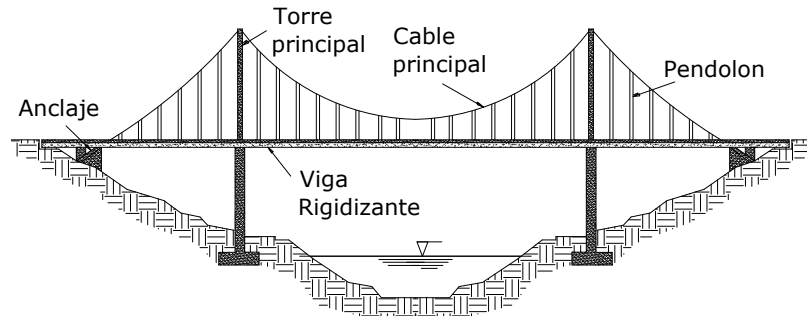


FIGURA 1.27 Componentes de un Puente Colgante

Los orígenes de los puentes colgantes son muy antiguos que datan de hace más de 2000 años atrás, en la actualidad los puentes colgantes son usados para los puentes de grandes luces, el puente más largo es el Akashi-Kaikyo construido en Japón el año 1998 con una longitud de tramo de 1991m.

En principio, la utilización de cables como los elementos estructurales mas importantes de un puente tiene por objetivo el aprovechar la gran capacidad resistente del acero cuando esta sometido a tracción.

Utilizando la geometría mas sencilla de puente colgante, el soporte físico de un puente colgante esta provisto por dos torres de sustentación, separadas entre si. Las torres de sustentación son los responsables de transmitir las cargas al suelo de cimentación.

Las **torres de sustentación** pueden tener una gran diversidad de geometrías y materiales de construcción, pero generalmente presentan como característica típica una rigidez importante en la dirección transversal del puente y muy poca rigidez en la dirección longitudinal. Este se constituirá en un factor importante para la estructuración de todo el puente colgante.

Apoyados y anclados en la parte alta de la torres de sustentación, y ubicados de una manera simétrica con relación al eje de la vía, se suspenden los cables principales de la estructura (generalmente un cable a cada lado de la torre).

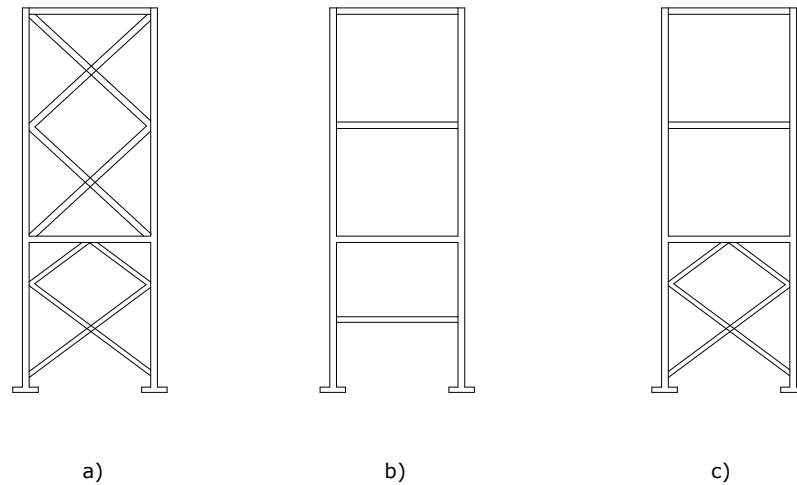


FIGURA 1.28 Tipos de torres, a) Reticulada, b) Pórtico, c) Combinación reticulado-pórtico

Debido a que los **cables principales** van a soportar casi la totalidad de las cargas que actúan sobre el puente. Se suele utilizar acero de alta resistencia. Adicionalmente con el objeto de que los cables tengan la flexibilidad apropiada para trabajar exclusivamente a tracción, los cables de gran diámetro están constituidos por un sin número de cables de diámetro menor, conformándose torones. Así mismo, los cables menores están constituidos por hilos de acero, de modo que su rigidez a la flexión es prácticamente nula.

De los cables principales se sujetan y se suspenden **tensores** (pendolón), equidistantes en la dirección longitudinal del puente, que generalmente son cables de menor diámetro o varillas de hierro enroscadas en sus extremos.

La separación entre tensores es usualmente pequeña, acostumbrándose valores comprendidos entre y 8 metros.

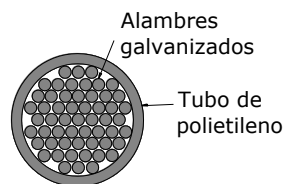


FIGURA 1.29 Alambres paralelos que forman un cable

De la parte inferior de los tensores sostenidos en cables principales de eje opuesto, se suspenden **elementos transversales** (vigas prefabricadas de acero, de hormigón) que cruzan la vía a lo ancho.

De igual forma, en la dirección longitudinal del puente, de la parte inferior de los tensores se suspenden y sujetan elementos longitudinales (**vigas rigidizantes**) que unen todos los tensores.

Las vigas rigidizantes conforman una estructura similar a una viga continua sobre apoyos elásticos. Cada tensor constituye un apoyo elástico. Este esquema de funcionamiento estructural permite que las dimensiones transversales de las vigas rigidizantes (y de las vigas transversales) dependan de la distancia entre tensores y no dependan de la distancia entre torres de sustentación.

La malla de vigas longitudinales y transversales se pueden arriostrar y rigidizar mediante diagonales y contradiagonales.

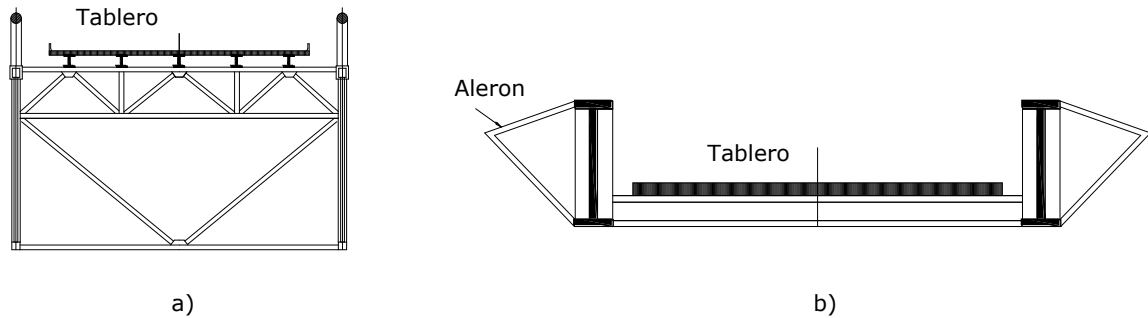


FIGURA 1.30 Tableros de puentes colgantes, a) Viga reticulada, b) Vigas I con estabilizadores aerodinámicos

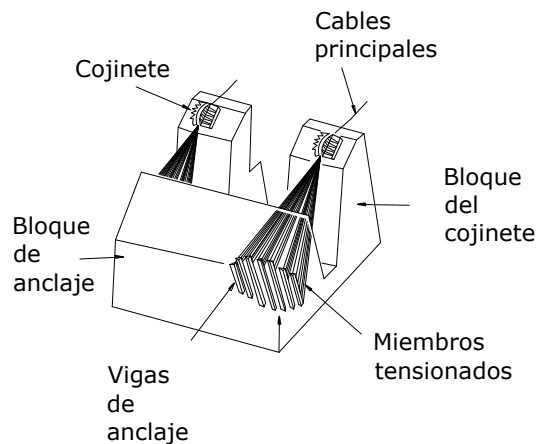


FIGURA 1.31 Anclaje externo en puentes colgantes

Apoyada en las vigas transversales se construye la estructura que soportara directamente a los vehículos que circulan por el puente. Usualmente esta estructura es una losa de hormigón, pero podría ser una estructura conformada con planchas metálicas. Debido a la gran rigidez de la losa sobre el plano horizontal, en caso de su uso podría prescindirse de la utilización de diagonales y contradiagonales. En el caso de una superestructura metálica para la circulación vehicular, las diagonales y contradiagonales (o algún mecanismo de rigidización) serán necesarios.

En principio, la carga viva vehicular es transmitida a su estructura de soporte; la estructura de soporte vehicular transmite la carga viva y su propio peso a las vigas transversales; las vigas transversales con sus cargas, a su vez, se sustentan en los tensores; los tensores, y las cargas que sobre ellos actúan, están soportados por los cables principales; los cables principales transmiten las cargas a las torres de sustentación; y, por último, las torres de sustentación transfieren las cargas al suelo de cimentación. Generalmente los estribos son convertidos en **anclajes** que son bloques macizos de concreto en el que se anclan los cables principales y funciona como soporte final de la estructura.

1.5 ASPECTOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE UN PUENTE

1.5.1 PLANIFICACIÓN

Es la etapa inicial de diseño de todo proyecto, donde el ingeniero decide la posición, forma, tamaño, y capacidad estructural del puente.

Estas decisiones son hechas sobre bases de encuestas de campo e información adicional:

- Condiciones del terreno.
- Requerimientos de diseño para la vida útil del puente.
- Volúmenes probables de tráfico.
- Recursos disponibles.

1.5.2 SELECCIÓN DEL SITIO

Hay tres consideraciones para tomar en cuenta:

- El sitio del puente debe ofrecer apropiadas alineaciones verticales y horizontales.
- Sus suelos deben ser lo suficientemente fuertes para asegurar la estabilidad de la estructura.
- El puente y sus obras asociadas no deberían tener un impacto adverso en edificios o terrenos contiguos o ellos sean susceptibles a daños del medio ambiente.

Para el ingeniero los ríos son los obstáculos más comunes necesitando ser cruzados. Los puentes que sirven para vencer obstáculos que no tengan que ver con pasos de ríos son relativamente simples porque implican consideraciones de altura y de longitud, cuando se trata de cruzar ríos se tiene que tomar muy en cuenta los estudios de hidráulica e hidrología.

1.5.3 MORFOLOGÍA DEL RÍO

La presencia de un puente impone condiciones al funcionamiento hidráulico del río cambiando la morfología del mismo y estos cambios están en función de la ubicación del puente, de la geometría y de la posición de los estribos y pilares.

Los ríos erosionan sus orillas *socavan* sus lechos a medida que aumenta la velocidad de flujo transportan sedimentos, en tiempos de lluvias sobrepasan sus orillas muchas veces causando desbordamientos e inundaciones.

Uno de los parámetros más considerados en esta parte del diseño son los efectos de la socavación.

Definiremos socavación como *“el resultado de la acción erosiva del flujo del agua que arranca y acarrea material de lecho y de las bancas de un cause”*, convirtiéndose en una de las causas mas comunes de falla en puentes.

Lo que se busca es determinar la altura de socavación en pilares y estribos para establecer la cota de fundación de los mismos, porque ciertamente una falla en la determinación de tal efecto erosivo puede acarrear fatales consecuencias para la estructura o mas al contrario tener alturas de fundación antieconómicas que compliquen los procesos de construcción.

La altura de socavación depende de variables como: velocidad, profundidad de la corriente, distribución geométrica del material de fondo, grado de cohesión, etc.

Una de las fórmulas que se utiliza para determinar la altura de socavación se da a continuación:

$$H = k \times h \times v^2$$

Donde:

H = Profundidad de socavación en metros.

k = constante característica del terreno en seg^2/m^2

h = Profundidad de la corriente en metros.

v = Velocidad de las aguas en m/seg.

La constante k (Tabla 1.2) para algunos materiales tiene los siguientes valores:

TABLA 1.2

Material	K (seg ² /m ²)
Ripio conglomerado	0,01
Ripio suelto	0,04
Arena	0,06
Fango	0,08

Fuente:

1. Puentes, Hugo Belmonte, 1984

Determinada la altura de socavación se puede determinar la cota de fundación de las pilas adicionando al valor estimado con la fórmula anterior un mínimo de 3m (Belmonte,1984,19).

1.5.4 POSICIÓN DEL PUENTE

Para seleccionar la ubicación de un puente, a menudo el ingeniero tiene que alcanzar un acuerdo intermedio entre la economía y la vida útil.

Varios factores influyen en esta decisión, por ejemplo:

- Longitudes requeridas
- Procesos de ejecución
- Condiciones locales
- Restricciones de fundación

La decisión también debería basarse en comparaciones tales:

- Comportamiento estructural
- Aspectos económicos
- Estética

1.6 CONDICIONES DEL SITIO

Una vez identificado el sitio probable para el emplazamiento del puente se necesita obtener información de campo, las condiciones naturales del terreno, del río además los estudios geotécnicos del suelo.

Los puntos cruciales de información de campo referentes son:

- La cuenca de captación del río.
- Niveles de agua.
- Estudios de exploración de suelos

1.6.1 ÁREA DE CAPTACIÓN

En términos hidrológicos, una cuenca hidrográfica es un ámbito territorial formado por un río por sus afluentes y por un área colectora de aguas.

La extensión de la cuenca de captación del río determina el área para ser incluido en planos y secciones y puede ser usado para estimar los volúmenes de flujo.

1.6.2 NIVELES DE AGUA

Debe incluir por lo menos la media anual, las crecientes máximas y mínimas la velocidad de la corriente particularmente en las crecidas el caudal las variaciones climáticas y materiales de arrastre (Belmonte, 1984,16).

- M.A.M.E.: Nivel de aguas máximas extraordinarias
- N.A.M: Nivel de aguas máximas
- N.A.O: Nivel de aguas ordinarias
- N.A.M: Nivel de aguas mínimas

1.6.3 ESTUDIOS DE EXPLORACION DE SUELOS

Se debe establecer la topografía actual del sitio e emplazamiento del puente mediante mapas de curvas de nivel y fotografías. Estos estudios deben incluir los antecedentes del predio en términos de los movimientos de masas del suelo, erosión de suelos y rocas y serpenteo de los cursos de agua. La realización del programa de exploración de suelos es parte del proceso necesario para obtener información relevante para el diseño y la construcción de los elementos de la subestructura. Los procesos que deberían preceder al programa de exploración en sí incluyen la búsqueda y estudio de información publicada o no publicada sobre el predio donde se ubicará la construcción o sobre áreas cercanas, una inspección visual del sitio y el diseño del programa de exploración de suelos.

Como mínimo, el programa de exploración de suelos debe permitir obtener información suficiente para analizar la estabilidad y el asentamiento de las fundaciones con respecto a:

- Formaciones geológicas;
- Ubicación y espesor de las unidades de suelo y roca;
- Propiedades físicas de las unidades de suelo y roca, incluyendo su densidad, resistencia al corte y compresibilidad;
- Condiciones del agua freática;
- Topografía del terreno; y
- Consideraciones locales, por ejemplo, presencia de depósitos de suelos licuables, vacíos subterráneos debidos a la meteorización o actividad minera, o potencial de inestabilidad de taludes.

También se deberán realizar ensayos en laboratorio y/o in situ para determinar las características de resistencia, deformación y flujo de los suelos y/o rocas y establecer si son adecuados para la fundación seleccionada.

La Tabla 1.3 indica algunas características de los ensayos in situ que se realizan habitualmente.

TABLA 1.3 Ensayos de Suelos Realizados In Situ

TIPO DE ENSAYO	MEJOR APLICACIÓN	NO ES APLICABLE PARA	PROPIEDADES QUE PERMITE DETERMINAR
Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	Arena	Grava gruesa	Evaluación cualitativa de la compacidad. Comparación cualitativa de la estratificación del subsuelo.
Ensayo de Penetración Dinámica (Cono Dinámico)	Arena y Grava	Arcilla	Evaluación cualitativa de la compacidad. Comparación cualitativa de la estratificación del subsuelo.
Ensayo de Penetración Estática (Cono Estático)	Arena, Limo y Arcilla	—	Evaluación continua de la densidad y resistencia de las arenas. Evaluación continua de la resistencia al corte no drenada en arcillas.
Ensayo de Molinete	Arcilla	Todos los demás suelos	Resistencia al corte no drenada.
Ensayo Presiométrico	Roca blanda, Arena, Grava y Till	Arcillas blandas sensibles	Capacidad de carga y compresibilidad
Ensayo con Placa de Carga y Ensayo con Barrena Helicoidal	Arena y Arcilla	—	Módulo de deformación. Módulo de reacción de la subrasante. Capacidad de carga.
Ensayo con Dilatómetro de Placa Plana	Arena y Arcilla	Grava	Correlación empírica para tipo de suelo, K_σ , relación de sobreconsolidación, módulo y resistencia al corte no drenada.
Ensayo de Permeabilidad	Arena y Grava	—	Evaluación del coeficiente de permeabilidad

Fuente:

Tabla C10.4.3.2-1, EN (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

Los ensayos de suelos realizados en laboratorio pueden incluir:

- Contenido de agua - ASTM D 4643
- Gravedad específica - AASHTO T 100 (ASTM D 854)
- Distribución granulométrica - AASHTO T 88 (ASTMD 422)
- Límite líquido y límite plástico - AASHTO T 90 (ASTMD 4318)

- Ensayo de corte directo - AASHTO T 236 (ASTMD 3080)
- Ensayo de compresión no confinado - AASHTO T208 (ASTM D 2166)
- Ensayo triaxial no consolidado no drenado - ASTMD 2850
- Ensayo triaxial consolidado no drenado - AASHTOT 297 (ASTM D 4767)
- Ensayo de consolidación - AASHTO T 216 (ASTMD 2435 o D 4186)
- Ensayo de permeabilidad - AASHTO T 215 (ASTMD 2434)

1.7 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO PARA LA VIDA DEL PUENTE

La elección usualmente hecha es entre una estructura permanente con un periodo de diseño de 75 años o una estructura temporal. Decisiones que son influenciadas por las predicciones del tráfico y los recursos disponibles.

Donde se espera que el desarrollo futuro aumente la capacidad deseada, la elección esta entre construir un puente de bajo costo hasta que ocurra el desarrollo o construir una estructura de mayor envergadura que lo que inicialmente es requerido pero esta hará frente a las necesidades futuras.

Una solución alternativa es construir los estribos permanentes y una cubierta ligera que pueda ser reemplazado cuando el desarrollo ocurra. Se puede afirmar que los fondos disponibles son los factores que determinan la vida del diseño del puente.

CAPITULO 2

FILOSOFÍA DE DISEÑO PARA PUENTES CARRETEROS

2.1 INTRODUCCIÓN

Durante años, los ingenieros desarrollaron procedimientos de diseño para proveer un satisfactorio margen de seguridad a los puentes. Estos procedimientos de diseño fueron basados en los análisis de los efectos de las cargas y la resistencia de los materiales. Los procedimientos de diseño se plasmaron en especificaciones de diseño para puentes. Los primeros métodos de diseño se encuentran en las Especificaciones Estándar Para Puentes Carreteros AASHTO, luego fue sustituido por las Especificaciones LRFD Para el Diseño de Puentes Carreteros AASHTO en el año 1994, las Especificaciones LRFD fueron desarrollados en el período 1988 a 1993 cuando estaban disponibles métodos probabilísticos basados en estadísticas, y que se convirtió en la base para cuantificar la seguridad. Mucho del capítulo se ocupará primordialmente de las Especificaciones LRFD porque esta es una filosofía actual más que el método de diseño por factores de carga (LFD) o el método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD), ambos métodos están disponibles en las Especificaciones Estándar, pero ninguno tiene una base matemática para establecer seguridad.

Hay muchos asuntos que hacen una filosofía de diseño – por ejemplo, la vida de servicio esperada de una estructura, el grado para el cual el mantenimiento futuro debería ser asumido para conservar la resistencia original de la estructura, las formas de comportamiento frágil pueden ser evitadas, en qué medidas son necesitadas la redundancia y la ductilidad, el grado para el cual se espera que el análisis represente exactamente los efectos de fuerza experimentados realmente por la estructura, la magnitud para el cual se piensa que cargas son comprendidas y previsibles, el grado para el cual el

objetivo de los diseñadores será ayudado por rigurosos requisitos en los ensayos de los materiales e inspección minuciosa durante la construcción, el balance entre la necesidad de una alta precisión durante la construcción en términos de alineación y el posicionamiento comparado con tener prevista la desalineación y compensarlos en el diseño, y, quizá fundamentalmente, las bases para introducir seguridad en las especificaciones de diseño. Es este último asunto, la forma en que las especificaciones buscan establecer seguridad, eso es tratado dentro este capítulo.

2.2 ESTADOS LÍMITE

Todas las especificaciones de diseño son escritas para establecer un nivel aceptable de seguridad. Hay muchos métodos para intentar proveer seguridad y el método inherente en muchas especificaciones modernas de diseño de puentes es el análisis de confiabilidad basado en probabilidades, este método inherente se encuentra en las Especificaciones LRFD, OHBDC, y CHBDC. El método para tratar asuntos de seguridad en especificaciones modernas es el establecimiento de estados límite para definir grupos de eventos o circunstancias que podrían causar que una estructura sea inservible para su objetivo original.

Las Especificaciones LRFD están escritas con un formato de Estados Limite basado en probabilidades requiriendo el análisis de algunos, o todos, de los cuatro Estados Límite definidos abajo para cada componente de diseño en un puente.

El estado límite de servicio. Trata con las restricciones impuestas a las tensiones, deformación, y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular. Estos requisitos están dirigidos a asegurar un funcionamiento aceptable del puente durante el periodo de diseño.

El estado limite de fatiga y fractura. El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión. La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el periodo de diseño del puente. El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre Materiales de AAHSTO.

El estado del límite de resistencia. Está dirigido a garantizar resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir combinaciones de carga estadísticamente significativas que se anticipa que un puente experimentara durante su periodo de diseño. Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tenciones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga.

Los estados límites correspondientes a eventos extremos. Están dirigidos a garantizar la supervivencia estructural del puente durante una inundación, un terremoto principal, cuando es embestido por una embarcación, o vehículo o el flujo de hielo, posiblemente donde la fundación esté en condiciones socavadas. Se considera que los estados límites extremos son ocurrencias únicas cuyo periodo de recurrencia puede ser significativamente mayor al periodo de diseño del puente. La probabilidad unida de estos acontecimientos es sumamente baja, y, por consiguiente, se especifica que son aplicadas separadamente. Bajo de estas condiciones extremas, se espera que la estructura experimentara considerables deformaciones inelásticas.

2.3 FILOSOFÍA DE SEGURIDAD

2.3.1 INTRODUCCIÓN

Una revisión de las filosofías usadas en una variedad de especificaciones da como resultado tres posibilidades de diseño, diseño por esfuerzos admisibles (ASD), diseño por factores de carga (LFD), y diseño basado en la confiabilidad, una aplicación particular es el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Estas filosofías son discutidas debajo.

2.3.2 DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES (ASD)

Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD) los primeros procedimientos de diseño fueron desarrollados con el enfoque principal en las estructuras metálicas. Las estructuras de acero tienen un comportamiento lineal hasta un punto de fluencia que está debajo de la resistencia última del material. La seguridad en el diseño se obtiene dando límites de esfuerzo a los esfuerzos producidos por los efectos de carga, estos deben ser una fracción del esfuerzo de fluencia f_y ; por ejemplo un medio. Este valor sería equivalente a un factor de seguridad $F=2$, es decir.

$$F = \frac{\text{Resistencia, } R}{\text{Efectos de carga, } Q} = \frac{f_y}{0,5f_y} = 2 \quad (2.1)$$

Debido a que las especificaciones ponen límites a los esfuerzos, esto llevo a ser conocido como Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD)

Otro punto que debe ser enfatizado en el método ASD es que este método no reconoce que las cargas tienen diferentes niveles de incertidumbre. La carga viva, muerta, viento son tratados igualmente en ASD. En la inigualdad factor de seguridad es aplicado al lado de la resistencia y el lado de la carga no esta factorizado. En el método ASD la seguridad está determinado por:

$$\frac{\text{Resistencia, } R}{\text{Factor de seguridad, } F} \geq \text{efectos de carga, } Q$$

Para el método ASD las cargas de diseño son valores fijos y son seleccionados de un código de diseño, no se considera el grado de variación en la predicción de los diferentes tipos de carga.

Finalmente el factor de seguridad escogido es basado en la experiencia y el criterio, por tanto las medidas cuantitativas de riesgo no pueden ser determinados por la ASD. Solo la tendencia es conocida. Si el factor de seguridad es alto el número de fallas es bajo. Sin embargo si el factor de seguridad es incrementado por una cierta cantidad, no se conoce en cuanto es incrementada la probabilidad de que la estructura no falle o la probabilidad de supervivencia de la estructura. Además es más significativo decir “este puente tiene una probabilidad de falla de 1 en 10000 en 75 años de servicio” que decir “este puente tiene un factor de seguridad de 2.3”

2.3.3 DISEÑO POR FACTORES DE CARGA (LFD)

Diseño por Factores de Carga (LFD) realizó un esfuerzo preliminar al reconocer que la carga viva, en particular, era más altamente variable que el peso muerto. Este pensamiento es contenido en el concepto de usar un multiplicador diferente en la carga muerta y en la carga viva; Un criterio de diseño puede ser expresado como:

$$1.3M_D + 2.17M_{L+I} \leq \phi M_u \quad (2.2)$$

Dónde

M_D = momento del peso muerto

M_{L+I} = momento de la carga viva e impacto

M_u = resistencia

ϕ = factor de reducción de resistencia

La resistencia se basa usualmente ya sea en lograr la pérdida de estabilidad de un componente o lograr una fuerza inelástica transversal. En algunos casos, la resistencia es disminuida por un "factor de reducción de resistencia," lo cual se basa en la posibilidad que un componente puede ser más pequeño de lo normal, el material puede tener menor resistencia, o el método de cálculo puede ser más o menos preciso. En algunos casos, estos factores se han basado en análisis estadísticos de sus resistencias. La probabilidad de cargas más altas de lo esperadas unida a resistencias más bajas de lo esperadas ocurriendo al mismo tiempo y en el mismo lugar no es considerado.

En las Especificaciones Estándar, las mismas cargas son usadas para ASD y LFD. En el caso de LFD, las cargas están multiplicadas por factores mayores a la unidad y añadido a otras cargas factorizadas para producir combinaciones de carga para propósitos de diseño

La desventaja del diseño por factores de carga visto desde el punto de vista del diseño probabilístico es que la carga factorizada y los factores de resistencia no fueron calibrados sobre una base que toma en cuenta la variabilidad estadística de parámetros naturales de diseño.

2.3.4 DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

Para tener en cuenta la variabilidad en ambos lados de la desigualdad en la Ec. 2.3 el lado de la resistencia debe ser multiplicado por un factor de base estadística ϕ el cual su valor es usualmente menor que uno, y el lado de la carga es multiplicado por un factor de carga de base estadística γ_i , su valor es un numero usualmente mayor que uno. Debido a que los efectos de carga en un estado limite particular envuelve una combinación de diferentes tipos de carga Q_i que tiene diferentes grados de predictibilidad, el lado de los efectos de carga es representado por la sumatoria de valores $\sum \gamma_i Q_i$. Si la resistencia nominal está dada por R_n , el criterio de seguridad es:

$$\phi R_n \geq \text{efectos de } \sum \gamma_i Q_i \quad (2.3)$$

Debido a que la Ec. 2.3 toma en cuenta factores de carga y factores de resistencia el método de diseño es llamado “Diseño por Factores de Carga y Resistencia, LRFD”.

Un criterio de diseño para el estado límite de resistencia I, puede ser expresado como:

$$\eta_i (\gamma_p M_{DC} + \gamma_p M_{DW} + \gamma_i M_{LL+IM}) \leq \phi M_u \quad (2.4)$$

$$\eta_i (1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}) \leq \phi M_u$$

Donde:

M_{DC} = momento debido a componentes estructurales

M_{DW} = momento debido a superficie de rodamiento

M_{LL+IM} = momento debido a carga viva + incremento dinámico

M_u = resistencia

ϕ = factor de reducción de resistencia

	Factor de resistencia
Para Momento H°A°	0,85
Para Corte H°A°	0,9

η_i = Modificador de cargas

$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$; $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$ para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado y $\eta_i = 1/(\eta_D \eta_R \eta_I) \leq 1.0$ para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiada

Ductilidad η_D	No Dúctiles 1.05	Convencionales 1.00	Excepcional 0.95
Redundancia η_R	No Dúctiles 1.05	Convencionales 1.00	Excepcional 0.95
Importancia Operativa η_I	Importante 1.05	Normal 1.00	Menos Importante 0.95

γ_p = Factor de carga para carga permanente

	Factor de carga
Para carga muerta de los componentes en construcción	1,25
Para superficie de rodamiento	1,5
Para carga viva e incremento dinámico	1,75

γ_i = Factor de carga para carga viva e incremento dinámico

Cuando se selecciona los factores de carga y factores de resistencia para puentes, se utiliza la teoría de probabilidad para los datos de las resistencias de los materiales y la estadística en los pesos de los materiales y las cargas vehiculares. Algunas ventajas y desventajas del método LRFD pueden ser resumidos en:

Ventajas del método LRFD

- Toma en cuenta la variabilidad en las cargas y las resistencias.
- Logra claramente uniformes niveles de seguridad para diferentes estados límites y tipos de puentes sin complejos análisis probabilísticas o estadísticos.
- Provee un método de diseño racional y consistente.

Desventajas del método LRFD

- Requiere un cambio en la filosofía de diseño (de los anteriores métodos de la AASTHO).
- Requiere un conocimiento de los conceptos básicos de la probabilidad y la estadística.
- Requiere disponibilidad de suficientes datos estadísticos y algoritmos de diseño probabilística para hacer ajustes en los factores de resistencia en situaciones particulares.

El método LRFD será ampliamente desarrollado en la Sección 2.4

2.3.5 LA BASE PROBABILÍSTICA DE LAS ESPECIFICACIONES LRFD

2.3.5.1 INTRODUCCIÓN A LA CONFIABILIDAD COMO BASE DE LA FILOSOFÍA DE DISEÑO

Una consideración de la teoría de la confiabilidad basada en la probabilidad es que puede ser simplificada considerablemente considerando inicialmente que los fenómenos naturales pueden ser representados matemáticamente como variables aleatorias normales, como indica la conocida curva de distribución normal. Esta suposición conduce a soluciones de la forma cerrada para las partes de áreas bajo estas curvas las cuales pueden ser resueltas.

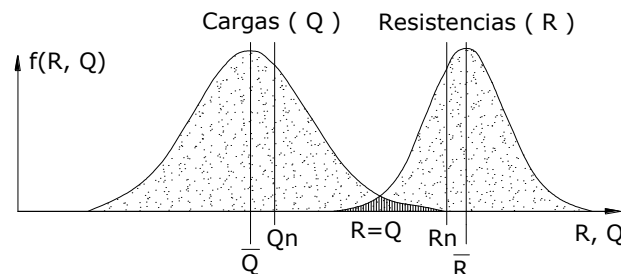


FIGURA 2.1 Separación de cargas y resistencias.

Aceptando la idea que la carga y la resistencia son las variables aleatorias normales, podemos representar gráficamente la curva de distribución normal correspondiente a cada uno de ellos en una presentación combinada, tratando con la distribución en el eje vertical contra el valor de carga, Q , y la resistencia, R , en el eje Horizontal como se muestra en Figura 2.1. También son mostrados el valor medio de carga, \bar{Q} , y el valor medio de resistencia, \bar{R} . Para la carga y la resistencia, es también mostrado un segundo valor algo desplazado del valor medio, el cual es el valor "nominal", o el número que los diseñadores calculan para ser la carga o la resistencia. El valor medio dividido entre el valor nominal es llamado "sesgo". El objetivo de una filosofía de diseño basada en la teoría de la confiabilidad, o la teoría de la probabilidad, es separar la distribución de resistencia de la

distribución de carga, algo semejante que el área de superposición de la Figura 2.1, el área donde la carga es mayor que la resistencia, es tolerablemente pequeño. En el caso concreto de una especificación basada en la probabilidad como la formulación del LRFD, los factores de carga y los factores de resistencia son desarrollados juntos en una forma que fuerza la relación entre la resistencia y la carga para ser algo semejante que el área de superposición en la Figura 2.1. Note en la Figura 2.1 que es la carga nominal y la resistencia nominal, los que son factorizados, no los valores medios.

Una distribución conceptual de la diferencia entre las resistencias y las cargas, combinando las curvas individuales discutidas de arriba, son mostrados en Figura 2.2. Ahora se vuelve conveniente definir el valor medio de la resistencia menos la carga, como algún número de desviación estándar, $\beta\sigma$, del origen. La variable β es llamado el índice de confiabilidad y σ es la desviación estándar de la cantidad $R-Q$. El problema con esta presentación es que la variación de la cantidad $R-Q$ no es explícitamente conocida. Mucho ya es conocido acerca de la variación de cargas o variación de las resistencias, pero la diferencia entre éstos aún no ha sido cuantificada. Sin embargo, de la teoría de la probabilidad, se sabe que si la carga y la resistencia son normales y también son variables aleatorias, entonces la desviación estándar de la diferencia es:

$$\sigma_{(R-Q)} = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2} \quad (2.3)$$

Dada la desviación estándar, y considerando Figura 2.2 y la regla matemática que la media de la suma o la diferencia de variables aleatorias normales es la suma o la diferencia de sus individuales medias, ahora podemos definir el índice de confiabilidad, β

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.4)$$

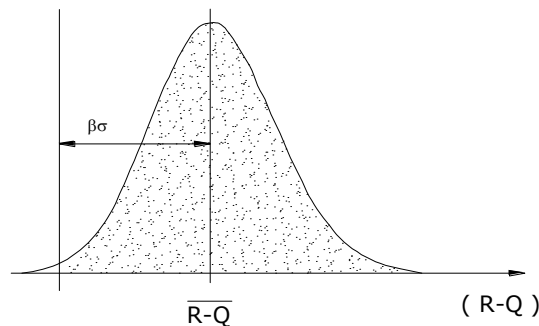


FIGURA 2.2 Definición del índice de confiabilidad, β .

Las ecuaciones de forma cerrada también pueden ser establecidas para otras distribuciones de datos como la distribución log-normal. Un proceso “por tanteo” o “prueba y error” es usado para solucionar β cuando la variable en cuestión no satisface una de las existentes soluciones de la forma cerrada.

El proceso de calibración de los factores de carga y resistencia comienza con la Ec. 2.4, y la relación básica de diseño; La resistencia factorizada debe ser mayor o igual que la suma de las cargas factorizadas:

$$\phi R = Q = \sum \gamma_i x_i \quad (2.5)$$

Resolviendo para el valor promedio de resistencia:

$$\bar{R} = \bar{Q} + \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2} = \lambda R = \frac{1}{\phi} \lambda \sum \gamma_i x_i \quad (2.6)$$

Usando la definición de sesgo, indicado por el símbolo λ , Ec. 2.6 conduce a la segunda igualdad en Ec. 2.6. Una solución para el factor de resistencia, ϕ , es:

$$\phi = \frac{\lambda \sum \gamma_i x_i}{\bar{Q} + \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.7)$$

Desafortunadamente, la Ec. 2.7 contiene tres incógnitas, El factor de resistencia, ϕ , el índice de confiabilidad, β , y los factores de carga γ .

El valor aceptable del índice de confiabilidad, β , debe ser escogido por el código de diseño. Mientras no sea explícitamente exacto, podemos concebir β como un indicador de la fracción de veces que un diseño será encontrado o excedido durante su periodo de diseño, análogamente usando la desviación estándar como un indicador de la cantidad total de población incluida o no incluida por una curva de distribución normal. Utilizando esta analogía, un β de 2.0 corresponde aproximadamente 97.3 % de los valores siendo incluido debajo de la curva de distribución normal, o 2.7 valores no incluidos de 100 valores. Cuando β es aumentado a 3.5, por ejemplo, ahora sólo son dos los valores en aproximadamente 10,000 que no están incluidos.

Es más técnicamente correcto considerar que el índice de confiabilidad es un indicador comparativo. Un grupo de puentes que tiene un mayor índice de confiabilidad que un segundo grupo de puentes también tiene mayor seguridad. Así, ésta puede ser una manera de comparar un

nuevo grupo de puentes diseñados por algún nuevo método con una base de datos de puentes existentes diseñados ya sea por ASD o LFD. Éste es, quizá, el uso más correcto y más efectivo del índice de confiabilidad. Es este uso el cual ha formado la base para definir el código especificado, el índice de confiabilidad, los factores de carga y de resistencia en las Especificaciones LRFD, como se discutirá en las siguientes dos secciones.

La base probabilística del método de diseño LRFD para puentes puede verse como una extensión lógica del método LFD. El método ASD no reconoce que varias cargas son más variables que otros. La introducción de la metodología de diseño por factores de carga (LFD) trajo consigo el principal cambio filosófico en reconocer que algunas cargas son mejor representadas que otras. La conversión hacia la metodología basada en la probabilidad como el LRFD podría ser considerada como un mecanismo para escoger los factores de carga y resistencia más racionales y sistemáticas en comparación con la información disponible cuando fue introducido el método diseño por factores de carga (LFD).

2.3.5.2 CALIBRACIÓN DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

Asumiendo que un código de diseño ha establecido un índice de confiabilidad objetivo β , usualmente denotado como β_T , en la Ec. 2.7 todavía señala que los factores de carga y de resistencia deben ser encontrados. Una forma para tratar con este problema es seleccionar factores de carga y después calcular los factores de resistencia. Este procedimiento ha sido usado por varias autoridades de códigos de diseño como AASHTO, OMTTC, CHBDC. Los pasos del procedimiento son los siguientes:

- Las cargas factorizadas pueden ser definidas como el valor medio de carga, más algún número de desviación estándar de la carga, como es mostrado en la primera parte de la Ec. 2.8 debajo.

$$\gamma_i x_i = \bar{x}_i + n\sigma_i = \bar{x}_i + nV_i \bar{x}_i \quad (2.8)$$

Definiendo la "varianza," V_i , igual que la desviación estándar dividida entre el valor promedio nos conduce a la segunda mitad de la Ec. 2.8. Utilizando el concepto de sesgo una vez más, la Eq. 2.8 ahora puede ser condensado en la Ec. 2.9.

$$\gamma_i = \lambda(1 + nV_i) \quad (2.9)$$

De esa manera, se puede ver que los factores de carga pueden escribirse en términos del sesgo y la varianza. Esto da altura al concepto filosófico que los factores de carga puedan estar definidos para que todas las cargas tengan la misma probabilidad de ser excedidas durante su periodo de diseño.

Esto no debe decir que los factores de carga son idénticos, solamente que la probabilidad de que las cargas siendo excedidas sea la misma.

- Utilizando la Ec. 2.7 para un conjunto dado de factores de carga, el valor del factor de resistencia puede ser asumido para varios tipos de miembros estructurales y para varios componentes de carga, cortante, momento, etc. sobre varios componentes estructurales. Se pueden hacer simulaciones computacionales de un conjunto representativo de miembros estructurales, produciendo un gran número de valores para el índice de confiabilidad.

- Los índices de confiabilidad son comparados con el índice de confiabilidad objetivo. Si resulta una agrupación cercana, una combinación adecuada de factores de carga y resistencia han sido obtenidos.

- Si no resulta una agrupación cercana, un nuevo conjunto de factores de carga experimentales pueden ser usados y el proceso repetido hasta que los índices de confiabilidad resulten alrededor del grupo, y aceptablemente cerca de, el índice de confiabilidad objetivo.

- Los factores de carga y resistencia resultantes, tomadas juntas producirán índices de confiabilidad aceptables cerca del valor objetivo seleccionado por el código de diseño.

La anterior descripción supone que los factores de carga asumidos son adecuados factores de carga. Si el proceso de variar los factores de resistencia y calcular los índices de confiabilidad no convergen a un determinado grupo aceptable de índices de confiabilidad, entonces las suposiciones de los factores de carga deben ser revisadas. De hecho, varios conjuntos de factores de carga propuestos deben ser investigados para determinar su efecto en el grupo de índices de confiabilidad. El proceso descrito arriba es muy general. Para comprender cómo se desarrolla el proceso de calibración para una situación específica, el resto de esta sección mostrara la aplicación para la calibración de factores de carga y resistencia para las Especificaciones LRFD. Los pasos básicos están debajo:

- Desarrollar una base de datos de muestras de puentes actuales.
- Extraer efectos de carga por porcentajes de carga total.
- Desarrollar un conjunto de simulaciones de puentes para propósitos de cálculo.
- Estimar los índices de confiabilidad implícitos en diseños actuales.
- Revisar cargas por componente para ser consistentes con las Especificaciones LRFD.
- Asumir factores de carga.
- Variar los factores de resistencia hasta que resulten adecuados índices de confiabilidad.

En el caso particular de las “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD” aproximadamente 200 puentes representativos fueron escogidos entre diversas regiones de los Estados Unidos. La selección se basó en el tipo estructural, material, y ubicación geográfica para representar una variedad completa de materiales y diversas prácticas de diseño. Las tendencias futuras también deben ser consideradas. En el caso concreto de las especificaciones LRFD, toma en cuenta los tipos de puentes que se diseñaran en un futuro cercano.

Para cada uno de los puentes en la base de datos, la carga indicada estaba subdividida por las siguientes características y componentes:

- El peso muerto debido al peso de componentes prefabricados;
- El peso muerto de componentes vaciados in situ;
- El peso muerto debido a capas de desgaste asfálticas donde sea pertinente;
- El peso muerto debido a objetos diversos;
- La carga viva debido a la carga HS20;
- La asignación de carga dinámica o impacto prescrito en las Especificaciones AASHTO 1989.

Se calculó la carga viva estadísticamente proyectada y los valores nominales de las solicitaciones de la carga viva. La resistencia se calculó en términos de la capacidad de momento y cortante para cada estructura según las Especificaciones Estándar AASHTO LFD.

Basado en las cantidades relativas de cargas identificadas en la sección precedente para cada uno de las combinaciones de tramo y espaciamiento y el tipo de construcción indicada por la base de datos, se desarrolla un conjunto de 175 puentes simulados , comprendiendo lo siguiente:

- En total 25 puentes no compuestos de vigas de acero simulados para momento de flexión y el esfuerzo al corte con tramos de 9, 18, 27, 36, y 60 m y, para cada uno de esos tramos, espaciados en 1.2, 1.8, 2.4, 3.0, y 3.6 m;
- Puentes compuestos de vigas de acero representativos para momentos de flexión y esfuerzo al corte teniendo los mismos parámetros como se identificaron arriba;
- Puentes de vigas T de hormigón armado representativos para momentos de flexión y esfuerzo al corte teniendo intervalos de 9, 18, 27, y 39 m, con espaciamientos de 1.2, 1.8, 2.4, y 3.6 m en cada grupo de tramo;
- Puentes de hormigón armado pretensados de vigas I representativos para momento y cortante teniendo el mismo tramo y parámetros de espaciamientos como los usados en los puentes de acero.

Los índices de confiabilidad fueron calculados para puentes simulados y puentes reales para cortante y momento. El rango de índices de confiabilidad que resultaron de esta fase del proceso de calibración es presentada en la Figura 2.3. Puede verse que una amplia variedad de valores fue obtenida usando las especificaciones actuales, pero esto fue anticipado en el trabajo de calibración hecho por (OHBDC) el Código del Diseño para Puentes Carreteros de Ontario.

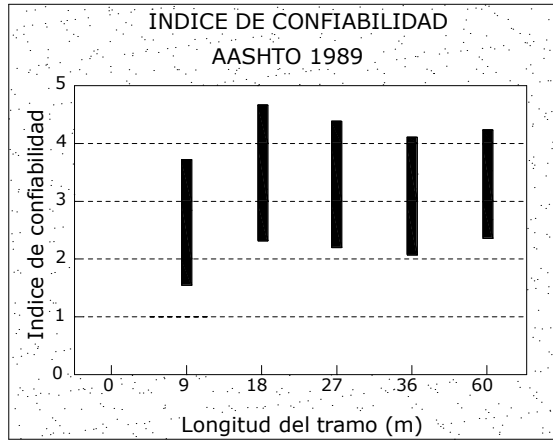


FIGURA 2.3 Índices de Confiabilidad inherentes en las Especificaciones AASHTO Standard 1989.

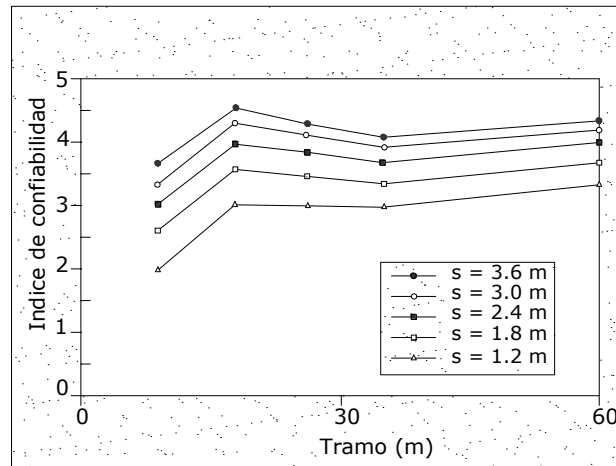


FIGURA 2.4 Índice de confiabilidad para momento de tramo simple en vigas de hormigón pre esforzado en las Especificaciones AASHTO (1989)

El rango de índices de confiabilidad calculados para vigas de hormigón presforzado están mostrados en la Figura 2.4 para momento de tramo simple, y en la Figura 2.5 para cortante. Estos valores son típicos para otros tipos de puentes, es decir, valores altos de β para espaciamientos más anchos entre vigas, y valores bajos de β para cortante que para momento.

Observaciones en las Figuras 2.4 y 2.5 indican para momento un rango de β de 2.0 a 4.5 con valores bajos para pequeños tramos mientras para cortante el rango es de 2.0 a 4.0 con valores bajos para tramos largos. Por consiguiente no existe un nivel uniforme de seguridad.

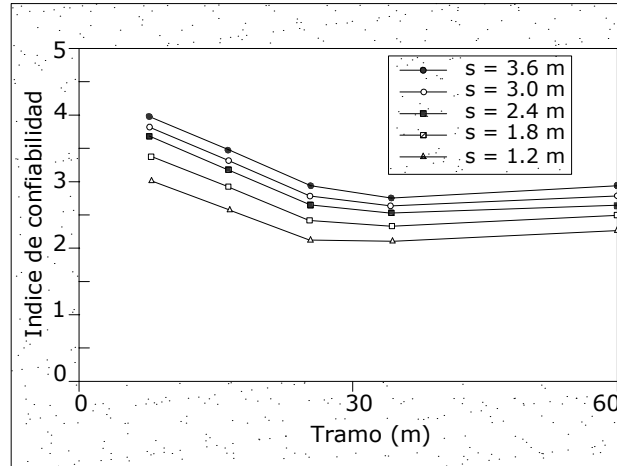


FIGURA 2.5 Índice de confiabilidad para cortante de tramo simple en vigas de hormigón pre esforzado en las Especificaciones AASHTO (1989)

TABLA 2.1 Parámetros de Componentes de Carga Puentes

Componente de carga	Factor de Sesgo	Coeficiente de Variación	Factor de Carga		
			$n = 1.5$	$n = 2.0$	$n = 2.5$
Carga muerta, prefabricados	1.03	0.08	1.15	1.20	1.24
Carga muerta, vaciados in situ	1.05	0.10	1.20	1.25	1.30
Carga muerta, asfalto y utilidades	1.00	0.25	1.375	1.50	1.65
Carga viva con impacto	1.10-1.20	0.18	1.40-1.50	1.50-1.60	1.60-1.70

Fuente:

1. Tabla 5.1 (Bridge Engineering Handbook, Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan, 2000)

Estos índices de confiabilidad calculados, así como antiguas calibraciones de otras especificaciones, sirvieron como base para la selección del índice de confiabilidad objetivo β_T , el índice de confiabilidad objetivo de 3.5 fue seleccionado por el OHBDC y está bajo consideración por otras especificaciones basadas en la teoría de la confiabilidad. Una consideración de los datos mostrados en Figura 2.3 indica que un β de 3.5 es representativo de las pasadas Especificaciones LFD. Por lo tanto, este valor fue seleccionado como un objetivo para la calibración de las Especificaciones LRFD.

2.3.5.3 FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

Los parámetros de componentes de carga en puentes y varios conjuntos de factores de carga, correspondiente a diferentes valores del parámetro n en la Ec. 2.9 están resumidos en Tabla 2.1

Los valores recomendables de factores de carga le corresponden a $n = 2$. Para simplicidad del diseñador, un factor es especificado para componentes prefabricados y vaciados in situ, $\gamma = 1.25$.

Para el peso de asfalto y utilidades, $\gamma = 1.50$. Para la carga viva y el impacto, el valor de factor de carga correspondiente a $n = 2$ es $\gamma = 1.60$. Sin embargo, un valor más conservador de $\gamma = 1.75$ es utilizado en las Especificaciones LRFD.

El criterio de aceptación en la selección de factores de resistencia es ver cuán cercanos están los índices de confiabilidad calculados hacia el valor del índice de confiabilidad objetivo β_T , Varios conjuntos de factores de resistencia, ϕ , están considerados. Los factores de resistencia usados en el código son redondeados al valor más cercano 0.05.

Los cálculos fueron realizados usando componentes de carga para cada uno de los 175 puentes simulados usando un rango de factores de resistencia como los mostrados en la Tabla 2.2. Para un factor de resistencia dado, material, tramo, y espaciamiento entre vigas, el índice de confiabilidad es calculado. Los valores de β fueron calculados para factores de cargas vivas, $\gamma = 1.75$. Los resultados son también mostrados para el factor de carga viva $\gamma = 1.60$. Los cálculos son realizados para factores de resistencia, ϕ , listados en la Tabla 2.2.

Los índices de confiabilidad fueron recalculados de nuevo para cada uno de los 175 casos simulados y para los puentes reales. El rango de valores obtenido usando los nuevos factores de carga y resistencia son indicados en Figura 2.6.

TABLA 2.2 Factores de resistencia considerados

Material	Estado Limite	Factores de Resistencia	
		Inferior	Superior
Acero no compuesto	Momento	0.95	1.00
	Cortante	0.95	1.00
Acero compuesto	Momento	0.95	1.00
	Cortante	0.95	1.00
Hormigon armado	Momento	0.85	0.90
	Cortante	0.90	0.90
Hormigón pretensado	Momento	0.95	1.00
	Cortante	0.90	0.95

Fuente:

1. Tabla 5.2 (Bridge Engineering Handbook, Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan, 2000)

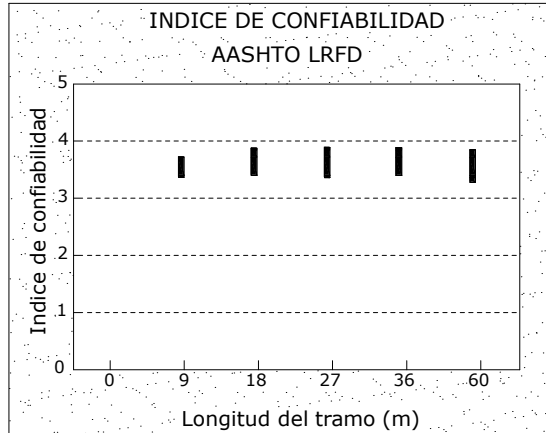


FIGURA 2.6 índices de Confiabilidad inherentes en las Especificaciones LRFD.

En la Figura 2.6 se muestra que las nuevas calibraciones de factores de carga y resistencia y nuevos modelos de carga y técnicas de distribución de carga funcionan juntos para producir índices de confiabilidad estrechamente agrupados. Los resultados típicos de esta calibración están mostrados en las Figuras 2.7 y 2.8 para momento y corte en vigas de hormigón preesforzadas. Las dos curvas para γ_i de 1.60 y 1.70 muestran los efectos de cambios en los factores de carga para carga viva. Las

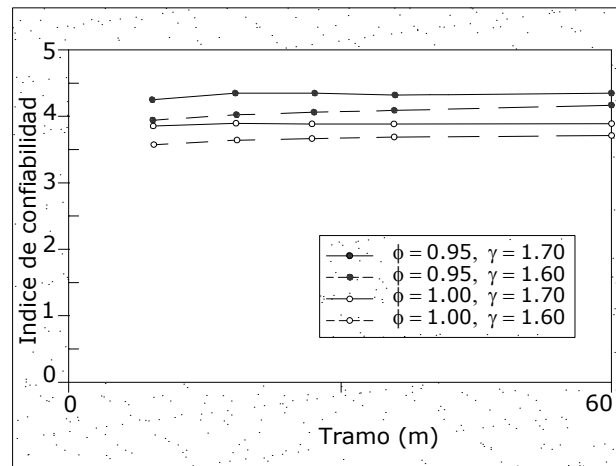


FIGURA 2.7 Índice de confiabilidad para momento de tramo simple en vigas de hormigón preesforzado en las Especificaciones AASHTO LRFD.

Figuras 2.7 y 2.8 ambas muestran niveles uniformes de seguridad sobre el rango de longitudes de tramo, los cuales muestran la variación de los índices de confiabilidad de las Figuras 2.4 y 2.5 antes de la calibración. Éste fue el objetivo de desarrollar nuevos factores. El índice de confiabilidad de 3.5 es algo que ahora puede ser alterado por la AASHTO. El índice de confiabilidad objetivo puede ser incrementado o reducido como sea conveniente en el futuro y los

factores pueden ser calculados de nuevo consecuentemente. Esta habilidad para ajustar los parámetros de diseño de forma coordinada es una de las fuerzas de un diseño basado en la confiabilidad y la probabilidad.

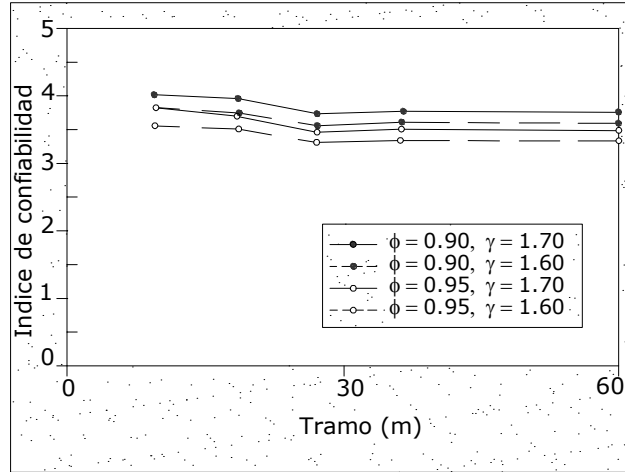


FIGURA 2.8 Índice de confiabilidad para cortante de tramo simple en vigas de hormigón presforzado en las Especificaciones AASHTO LRFD

2.4 OBJETIVOS DE DISEÑO

2.4.1 SEGURIDAD

2.4.1.1 INTRODUCCIÓN

La seguridad pública es la primera responsabilidad del ingeniero. Todos los demás aspectos del diseño, incluida la funcionalidad, mantenimiento, economía, y estética son secundarios a los requerimientos de la seguridad. Esto no quiere decir que otros objetivos no sean importantes, pero la seguridad es superior.

2.4.1.2 ECUACIÓN DE SUFICIENCIA

En las especificaciones de diseño el tema de seguridad es usualmente codificado por una afirmación general que las resistencias de diseño deben ser mayores, o iguales que, los efectos de carga de diseño. En el diseño por esfuerzos admisibles (ASD), la Ec. 2.1 puede ser generalizado como:

$$\sum Q_i \leq \frac{R_E}{FS} \quad (2.10)$$

Dónde:

Q_i = una carga

R_E = resistencia elástica

FS = factor de seguridad

En el diseño por factores de carga (LFD), la Ec. 2.2 puede ser generalizado como:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R \quad (2.11)$$

Dónde:

γ_i = un factor de carga

Q_i = una carga

R = la resistencia

ϕ = un factor de reducción de resistencia

En el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), la Ec. 2.2 puede ser generalizado como:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (2.12)$$

Dónde

$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$; $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$ para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es

apropiado y $\eta_i = 1/(\eta_D \eta_R \eta_I) \leq 1.0$ para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es

Apropiado

γ_i = factor de carga: un multiplicador de base estadística aplicada a las solicitaciones ; factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultanea de diferentes cargas, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia a través de un proceso de calibración.

ϕ = factor de resistencia: un multiplicador de base estadística aplicado resistencia nominal; factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de las cargas a través de un proceso de calibración.

η_i = modificador de cargas

η_D = factor relacionado con la ductilidad

η_R = factor relacionado con la redundancia

η_I = factor relacionado a la importancia operacional

Q_i = efecto de la fuerza nominal o sollicitación: Una deformación, esfuerzo, o un esfuerzo resultante

R_n = resistencia nominal: Resistencia de un elemento o conexión a las sollicitaciones, según lo indicado por las dimensiones especificadas en la documentación técnica y por las tensiones admisibles, deformaciones o resistencias especificadas de los materiales

R_r = Resistencia factorizada o resistencia mayorada ϕR_n

Ec. 2.12 es aplicado a cada conexión y componente diseñado según sea apropiada para cada Estado Límite en estudio.

2.4.1.3 REQUISITOS ESPECIALES PARA LAS ESPECIFICACIONES LRFD

Comparando las ecuaciones de suficiencia escritas arriba para ASD, LFD, y LRFD muestran, como la filosofía de diseño se ha desarrollado a través de estas tres etapas, ahora se considera claramente más aspectos de los componentes bajo diseño, su relación con su ambiente y su funcionalidad. Esto no debe decir que un diseñador utilizando ASD necesariamente considera menos que un diseñador usando LFD o LRFD. Las provisiones de las Especificaciones LRFD son los requisitos mínimos, y los diseñadores prudentes a menudo consideran aspectos adicionales. Sin embargo, como las especificaciones maduren y lleguen a ser más reflexivas del mundo real, sería muy a menudo necesitar criterios adicionales para asegurar la seguridad adecuada que pudo haber sido provista, si bien poco uniforme, por disposiciones más simples. Por consiguiente, no es de sorprenderse el encontrarse que las Especificaciones LRFD requieren consideración explícita de la ductilidad, la redundancia, y la importancia operacional en Ec. 2.12, mientras las Especificaciones del Estándar no hagan.

Ductilidad, redundancia, e importancia operacional son aspectos significativos que afectan el margen de seguridad de puentes. Mientras que las dos primeras se relacionan directamente con la relación física, la última tiene que ver con las consecuencias que implicaría que el puente quede fuera de servicio. Por lo tanto la agrupación de estos tres aspectos del lado de la Ec. 2.12 correspondiente a las cargas es arbitraria, sin embargo constituye un primer esfuerzo hacia su codificación.

Ductilidad: El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

La respuesta de los elementos estructurales o conexiones más allá del límite elástico se puede caracterizar ya sea por un comportamiento frágil y un comportamiento dúctil. El comportamiento frágil es indeseable debido a que implica una súbita pérdida de la capacidad de carga inmediatamente después de exceder el límite elástico. El comportamiento dúctil se caracteriza por deformaciones inelásticas significativas antes que ocurra una pérdida significativa de la capacidad de carga. El comportamiento dúctil advierte sobre la inminente ocurrencia de una falla estructural mediante grandes deformaciones inelásticas.

Si mediante confinamiento u otras medidas, un elemento o conexión fabricado de materiales frágiles puede soportar deformaciones inelásticas sin pérdida significativa de la capacidad de carga, este elemento se puede considerar dúctil. El comportamiento dúctil se debe verificar mediante ensayos.

Se deben evitar las características de respuesta estáticamente dúctiles pero dinámicamente no dúctiles. Son ejemplos de este tipo las fallas por corte y adherencia en los elementos de hormigón y la pérdida de acción compuesta en los elementos solicitados a flexión.

La experiencia indica que los elementos típicos diseñados de acuerdo con los requisitos de la AASHTO generalmente exhiben una ductilidad adecuada.

Para el estado limite de resistencia:

$$\eta_D \geq 1,05 \text{ para elementos y conexiones no dúctiles}$$

$$\eta_D = 1,00 \text{ para diseños y detalles que cumplen con estas especificaciones}$$

$\eta_D \geq 0,95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad

Para todos los demás estados limites

$$\eta_D = 1,00$$

Redundancia: La redundancia es usualmente definida diciendo lo contrario, una estructura poco redundante es aquella en la cual la pérdida de un componente da como resultado colapso, o un componente poco redundante es aquella cuya pérdida resulta en el colapso completo o parcial de la estructura. También se podría decir que una estructura estáticamente indeterminada es redundante porque tiene más restricciones de las que son necesarias para satisfacer el equilibrio. Se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de carga a menos que existan motivos justificados para evitarlas.

Para el estado limite de resistencia:

$$\eta_R \geq 1,05 \text{ para elementos no redundantes}$$

$\eta_R = 1,00$ para niveles convencionales de redundancia

$\eta_R \geq 0,95$ para niveles excepcionales de resistencia

Para todos los demás estados limites

$\eta_R = 1,00$

Importancia Operativa: El concepto de importancia operativa se debe aplicar exclusivamente a los estados limites de resistencia y correspondiente a eventos extremos. El propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo son de importancia operativa. Esta clasificación se debería basar en requisitos sociales o de supervivencia y/o requisitos de seguridad o defensa.

Se pueden llamar puentes de importancia operativa a aquellos que deben permanecer abiertos para el tránsito de todos los vehículos luego del sismo de diseño y deben poder ser utilizados por los vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un sismo importante.

Para el estado limite de resistencia:

$\eta_I \geq 1,05$ para puentes importantes

$\eta_I = 1,00$ para puentes típicos

$\eta_I \geq 0,95$ para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados limites

$\eta_I = 1,00$

2.4.1.4 COMBINACIONES DE CARGA DE DISEÑO EN LRFD

En la Tabla 2.3 se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño. Se deberán investigar todos los subconjuntos relevantes de las combinaciones de cargas. En cada combinación de cargas, cada una de las cargas que debe ser considerada y que es relevante para el componente que se está diseñando, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple especificado en la Sección 5.3.5, [A 3.6.1.1.2], si corresponde. Luego los productos se deberán sumar de la manera especificada en la Ec. 2.12 y multiplicar por los modificadores de las cargas especificados en la Sección 2.4.1.3, [A 1.3.2].

Los factores se deberán seleccionar de manera de producir la sollicitación total mayorada extrema. Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos.

En las combinaciones de cargas en las cuales una sollicitación reduce otra sollicitación, a la carga que reduce la sollicitación se le deberá aplicar el valor mínimo. Para las sollicitaciones debidas a cargas permanentes, de la Tabla 2.4 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Si la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de un componente o puente, también se deberá investigar el valor mínimo del factor de carga para dicha carga permanente.

Las combinaciones de carga para diversos estados límite mostradas en Tabla 2.3 son descritas abajo.

Resistencia I.- Combinación de carga básica referente al uso vehicular normal del puente sin viento.

Resistencia II.- Combinación de carga referente al uso del puente por vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida sin viento. Si un vehículo permitido viaja sin escolta, o si el control no es provisto por escoltas, se puede asumir que las otras vías son ocupadas por cargas vivas vehiculares. Para puentes más largos que el vehículo permitido, se debe considerar la adición de la carga de vía, y la carga permitida esta última con la carga de vía que preceda y proceda a la carga permitida en su vía,

Resistencia III.- Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

Resistencia IV.- Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las sollicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

Resistencia V.- Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

Evento Extremo I.- Combinación de cargas que incluye sismos.

Evento extremo II.- Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, *CT*.

Servicio I.- Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.

También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

Servicio II.- Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

Servicio III.- Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

Servicio IV.- Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

Fatiga.- Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada en la Sección 5.3.2, [A 3.6.1.4.1].

TABLA 2.3 Combinaciones de carga y factores de carga, en LRFD

Combinaciones de carga	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar uno de estos por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se diga lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50 / 1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00 / 1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00 / 1,20	-	1,00	-	-	-	-
FATIGA- Solo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente:

1. Tabla 3.4.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

• **CARGAS PERMANENTES**

D = fricción negativa (downdrag)

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del pos tesado

ES = sobrecarga de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

• **CARGAS TRANSITORIAS**

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CE = fuerza centrífuga de los vehículos

CR = fluencia lenta

CT = fuerza de colisión de un vehículo

CV = fuerza de colisión de una embarcación

EQ = sismo

FR = fricción

IC = carga de hielo

IM = incremento por carga vehicular dinámica

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga viva

PL = sobrecarga peatonal

SE = asentamiento

SH = contracción

TG = gradiente de temperatura

TU = temperatura uniforme

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

WL = viento sobre la sobrecarga

WS = viento sobre la estructura

TABLA 2.4 Factores de carga para cargas permanentes, y_p en LRFD

Tipo de carga	Factor de carga	
	Maximo	Minimo
DC: Componente y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente:

1. Tabla 3.4.1-2 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

2.4.2 SERVICIABILIDAD

Las especificaciones LRFD tratan la serviciabilidad desde diferentes puntos de vista como: la durabilidad, inspeccionabilidad, mantenimiento, transitabilidad, deformaciones y futuros ensanchamientos.

Durabilidad de los materiales

La documentación técnica debe exigir materiales de calidad y la aplicación de estrictas normas de fabricación y montaje. Las barras de armadura y cables de pretensado de los elementos de hormigón que se anticipa estarán expuestos a sales transportadas por el aire o por el agua deben estar protegidos mediante una combinación adecuada de resina epoxi y/o recubrimiento galvanizado, recubrimiento de hormigón, densidad o composición química del hormigón, incluyendo incorporación de aire y una pintura no porosa sobre la superficie del hormigón o protección catódica. Los ductos que contienen cables de pretensado deben ser llenados con mortero o protegidos contra la corrosión de alguna otra manera.

Los accesorios y sujetadores usados en las construcciones de madera deben ser de acero inoxidable, hierro maleable, aluminio o acero galvanizado, recubiertos de cadmio o con algún otro

recubrimiento. Los elementos de madera se deben tratar con conservantes. Se deben proteger los materiales susceptibles a los daños provocados por la radiación solar y/o la contaminación del aire o el contacto directo con el suelo y/o el agua. Es importancia reconocer que la corrosión y el deterioro de los materiales estructurales afectaran el comportamiento a largo plazo de un puente. Aparte del deterioro del propio tablero de hormigón, el problema de mantenimiento más frecuente en los puentes es la desintegración de los extremos de las vigas, apoyos, pedestales, pilas y estribos provocada por la filtración de las sales transportadas por el agua a través de las uniones del tablero. La experiencia parece indicar que un tablero estructuralmente continuo proporciona la mejor protección posible a los elementos ubicados debajo del mismo.

Como medida de autoprotección a la estructura. Se deben proveer canaletas de goteo continuas a lo largo de las caras inferiores de los tableros de hormigón en una distancia no mayor a 25 cm. Entre otras medidas para aumentar la durabilidad de los tableros de hormigón y madera incluyen revestir con resina epoxi las barras de armadura, los ductos de pos tesado y los cables de pretensado del tablero.

Mantenimiento

El mantenimiento en los puentes es muy importante por lo que se deben evitar sistemas estructurales de difícil mantenimiento, Las áreas alrededor de los asientos y debajo de las juntas del tablero se deberían diseñar de manera de facilitar el tesado, limpieza, reparación y reemplazo de los rodamientos y juntas.

Transitabilidad

El tablero del puente se debe diseñar de manera que permita el movimiento suave del tráfico. En los caminos pavimentados se debería disponer una losa estructural de transición entre el acceso y el estribo del puente. En los tableros de hormigón expuestos al tráfico los bordes de las juntas se deberían proteger contra la abrasión y las descantilladuras.

Deformaciones

Los puentes se deberían diseñar de manera de evitar los efectos estructurales o psicológicos indeseados que provocan las deformaciones puesto que es la fuente de preocupación más frecuente e importante relacionada con la flexibilidad de los puentes.

En las losas de hormigón y puentes metálicos las deformaciones bajo niveles de carga de servicio pueden provocar el deterioro de las superficies de rodamiento y fisuración localizada que podría afectar la serviciabilidad y durabilidad, aún cuando sean auto limitantes y no representen una fuente

potencial de colapso, en los pocos ejemplos de conexiones en vigas longitudinales o pisos de hormigón fisurados probablemente se podrían corregir de manera más eficiente modificando el diseño que imponiendo limitaciones más estrictas a las deflexiones.

2.4.3 CONSTRUCTIBILIDAD

Los puentes se deberían diseñar de manera tal que su fabricación y su construcción se puedan realizar sin dificultades ni esfuerzos indebidos y que las tensiones residuales incorporadas durante la construcción estén dentro los límites tolerables, también se deben considerar las condiciones climáticas e hidráulicas que pudieran afectar la construcción del puente.

CAPITULO 3

MODELACIÓN ESTRUCTURAL

3.1 INTRODUCCIÓN

Antes de la construcción de cualquier sistema estructural, se deben emplear amplios criterios de ingeniería y procesos de análisis. Durante este proceso, muchas suposiciones de ingeniería son rutinariamente usadas en la aplicación de principios de ingeniería y teorías para la práctica. Un subconjunto de estas suposiciones es usado en una multitud de métodos analíticos disponibles para análisis estructurales. En la actualidad, con la proliferación y el aumento de computadoras personales, los números crecientes de ingenieros dependen de softwares de análisis estructural en computador para resolver sus problemas de ingeniería. Esta modernización, asociado con una creciente demanda en la exactitud y la eficiencia de diseños estructurales, requiere una comprensión más detallada de los principios básicos y las suposiciones asociadas con el uso de modernos programas de análisis estructural. Los más populares de estos programas son GT STRUDL, STAADIII, SAP2000, así como también algunas herramientas potentes y complejas como ADINA, ANSYS, NASTRAN, y ABAQUS.

El objetivo del análisis es investigar las respuestas más probables de una estructura de puente debido a un rango de cargas aplicadas. Los resultados de estas investigaciones deben ser convertidos en datos útiles de diseño, proporcionando a los diseñadores la información necesaria para evaluar el funcionamiento de las estructuras de puentes y determinar las acciones apropiadas para lograr la configuración del diseño más eficiente. Adicionalmente, el cálculo de capacidades del sistema estructural es un aspecto importante cuando determinamos la alternativa de diseño más confiable. Cada esfuerzo debe ser hecho para asegurar que todo trabajo realizado durante cualquier

actividad analítica, permita a los diseñadores producir un conjunto de documentos de construcción de calidad incluyendo planos, especificaciones, y estimaciones.

El propósito de este capítulo es presentar principios básicos de modelación y sugerir algunas pautas y consideraciones que deberían ser tomadas durante el proceso de modelación estructural. Adicionalmente, se provee de algunos ejemplos de particularizaciones numéricas de estructuras de puente y sus componentes. El perfil de este capítulo sigue el proceso básico de modelación. Primero, es discutida la selección de la metodología de modelación, seguida por una descripción de la geometría estructural, descripción del material, propiedades de la sección de los componentes que forman la estructura, la descripción de las condiciones de borde y las cargas actuando sobre la estructura.

3.2 ANTECEDENTES TEÓRICOS

Típicamente, durante la fase analítica de cualquier diseño de puente, se usan programas de análisis estructural basado en elementos finitos para evaluar la integridad estructural del sistema de puente. La mayoría de los programas de análisis estructural utilizan, metodologías bien establecidas de elementos finitos y algoritmos para solucionar problemas analíticos. Otros usan semejantes métodos como distribución de momentos, analogía de columna, trabajo virtual, diferencia finita, y franja finita, para nombrar a unos cuantos. Es de suma importancia que los usuarios de estos programas comprendan las teorías, suposiciones, y limitaciones del modelado numérico usando el método de elementos finitos, así como también las limitaciones sobre la exactitud de los sistemas de cómputo usados para ejecutar estos programas. Por ejemplo, al escoger los tipos de elementos para usar de la biblioteca de elementos finitos, el usuario debe considerar algunos factores importantes como el conjunto básico de suposiciones usadas en la formulación del elemento, los tipos de comportamiento que toma cada tipo de elemento, y las limitaciones sobre el comportamiento físico del sistema.

Otros asuntos importantes a considerar incluyen las técnicas numéricas de solución usadas en operaciones matriciales, las limitaciones de precisión en cálculos numéricos, y los métodos de solución usados en un análisis dado. Hay muchos algoritmos de solución que utilizan métodos directos o iterativos, y escasa tecnología solucionadora para resolver los mismos problemas básicos; Sin embargo, la selección de estos métodos de solución eficazmente requieren que el usuario comprenda las mejores condiciones en las cuales se pueda aplicar cada método y la base o las suposiciones implicadas en cada método.

El análisis dinámico está siendo cada vez más requerido por muchos códigos de diseño hoy en día, especialmente en regiones de alta sismicidad. El análisis espectral de respuesta es frecuentemente

usado y fácilmente realizado con las herramientas de análisis de hoy en día; Sin embargo, una comprensión básica de dinámica estructural es crucial para obtener eficazmente los resultados correctos e interpretar las respuestas del análisis. Mientras muchas herramientas de análisis en el mercado pueden realizar análisis muy sofisticados en una manera oportuna, el usuario también debe ser más sabio e informado para controlar el análisis global y optimizar el funcionamiento de tales herramientas.

3.3 MODELACIÓN

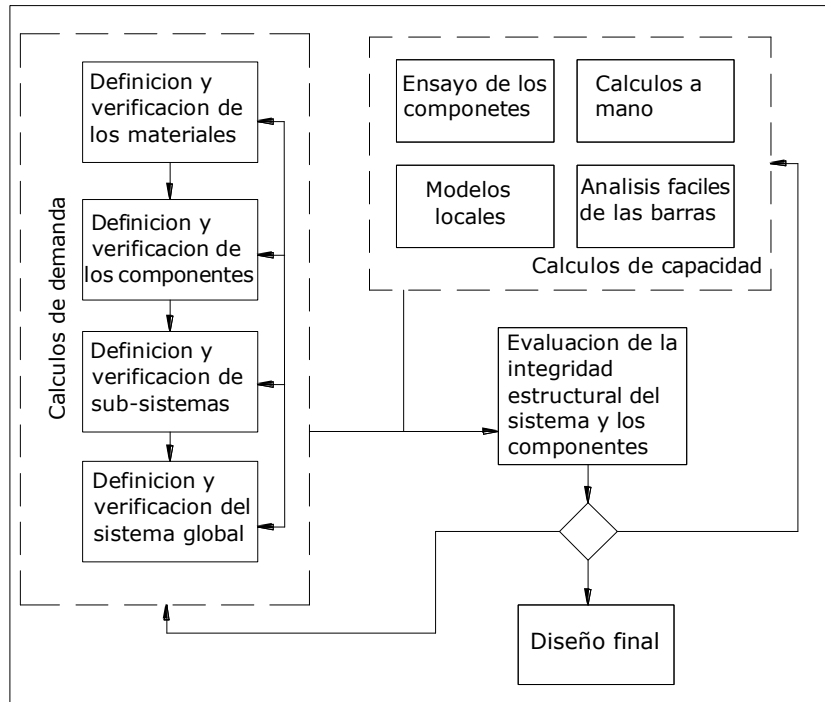
3.3.1 SELECCIÓN DE LA METODOLOGÍA DE MODELACIÓN

El acercamiento técnico tomado del ingeniero debe basarse en una filosofía de proveer un análisis práctico en ayuda al diseño. Se debe colocar importancia significativa en los procedimientos de análisis por todo el equipo de diseño. Todo el modelado analítico, análisis, y la interpretación de resultados deben basarse en un juicio sensato de ingeniería y una comprensión sólida de los principios fundamentales de ingeniería. Finalmente, el análisis debe validar el diseño.

Muchos factores contribuyen a la determinación de los parámetros de modelado. Estos factores deberían reflejar temas como la complejidad de la estructura bajo investigación, tipos de carga siendo examinados, y, sobre todo, la información requerida a ser obtenida del análisis. Esta sección presenta los principios básicos y las consideraciones para el modelado estructural. También provee ejemplos de opciones de modelado para los diversos tipos de estructuras de puentes.

Un típico diagrama de flujo del proceso de análisis es presentado en Figura 3.1. El acercamiento técnico hacia la modelación computacional se basa usualmente en una progresión lógica. El primer paso en lograr un modelo computacional confiable es definir un conjunto correcto de propiedades del material y del suelo, basado en información publicada e investigaciones in situ. En segundo lugar, los componentes críticos son ensamblados y probados numéricamente donde la validación del funcionamiento de estos componentes es considerada importante para la respuesta global del modelado. Soluciones de la forma cerrada o datos de prueba disponibles sirven para estas validaciones.

El siguiente paso es la creación y la experimentación numérica de subsistemas como por ejemplo las torres de puentes, elementos de la superestructura, o elementos barra individuales. Otra vez, como en el paso anterior, procedimientos simples son usados en paralelo para validar modelos computacionales. Por último, un modelo completo del puente consistente en el ensamblado de subsistemas del puente y probarlos. Este modelo global final debería incluir representación apropiada de secuencia de construcción, suelo y condiciones de borde de la fundación, comportamiento de componentes estructurales, y detalles de conexión.

**FIGURA 3.1** Proceso típico de análisis.

Siguiendo el análisis y después de la exanimación cuidadosa de los resultados analíticos, los datos son post procesados y provistos a los diseñadores para el propósito de revisar el diseño y determinar modificaciones adecuadas en el diseño, cuando sea necesario. El post procesado podría incluir cálculo de fuerzas resultante y momentos en la sección de la plataforma, determinación de valores extremos de desplazamientos para columnas o torres y plataformas y recuperación de fuerzas de coacción entre componentes estructurales. Se puede repetir el proceso entero para validar algunas modificaciones hechas, dependiendo de la naturaleza y significado de tales modificaciones.

Una parte importante del método analítico completo es la determinación de las capacidades de los miembros estructurales. Una combinación de cálculos de ingeniería, análisis computacionales, y ensayos son utilizados para desarrollar un conjunto global de las capacidades de los componentes y del sistema. La evaluación de la integridad estructural de la estructura del puente, sus componentes, y sus conexiones son entonces conducidas comparando capacidades con las demandas calculadas del análisis estructural.

Dependiendo de la complejidad de la estructura bajo investigación y la naturaleza de las cargas aplicadas, se pueden utilizar modelos bi o tridimensionales. En la mayoría de los casos, los elementos viga o barra pueden usarse para modelar elementos estructurales del puente, ver la Figura 3.2, así es que las respuestas de los componentes son presentadas en forma de fuerza y de momento

resultante. Estos resultados son normalmente asociados con sistemas de coordenadas individuales de los elementos, así se simplifica las evaluaciones de estos componentes.

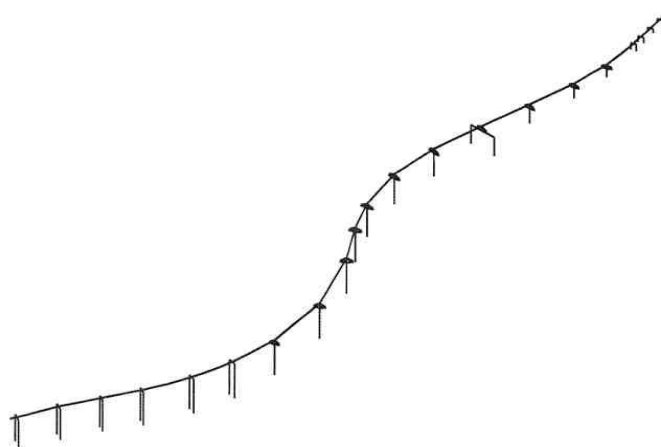


FIGURA 3.2 Típico modelado con vigas.

Normalmente, Estas fuerzas resultantes describen axiales, esfuerzo al corte, torsión, y acciones de flexión en una posición dada del modelo. Por consiguiente, tiene mucha importancia durante las etapas iniciales del modelado para determinar posiciones cruciales de interés, así es que el modelo puede ser armado de forma que esos resultados importantes pueden ser obtenidos en estas posiciones. Al mismo tiempo es conveniente usar sistemas de coordenadas de los elementos para la evaluación de la integridad estructural de componentes individuales, los resultados nodales como los desplazamientos y las reacciones del soporte son usualmente sacados en los sistemas globales de coordenadas. El refinamiento correcto de los componentes también debe ser considerado ya que el tamaño diferente de la malla, algunas veces puede causar variaciones significativas en los resultados. Un balance entre el refinamiento de la malla y las proporciones dimensionales razonables del elemento deben ser mantenidos a fin de que las características de comportamiento de la modelación computacional sea representativo de la estructura que simula. También, se deben hacer consideraciones en el refinamiento de la malla en conjunción con el costo para una modelación eficientemente. Las exigencias más altas de exactitud en el modelado a menudo llegan a un costo en el tiempo de inversión de análisis y eficiencia global del modelo. El analista debe usar juicio de ingeniería o su criterio para determinar si los beneficios de refinamiento de la malla justifican los costos. Por ejemplo, para la conveniencia en el diseño de detalles de un puente como el corte en las barras de refuerzo, trazado de los cable de pretensado, y variaciones de sección, la superestructura de un puente es usualmente modelada con un alto grado de refinamiento en los

análisis de carga muerta y viva para lograr una distribución bien definida de fuerzas. El mismo refinamiento no puede ser necesario en un análisis dinámico. Muy a menudo, los modelos poco refinados (al menos cuatro elementos por intervalo para la superestructura y tres elementos por columna) son usados en los análisis dinámicos. Estos refinamientos son las instrucciones mínimas para modelos discretos de masas en el análisis dinámico para mantener una distribución de masas razonable durante el proceso de solución numérica.

Para estructuras más complejas con configuraciones geométricas complicadas, algo semejante como la curvatura de vigas en puentes, ver la Figura 3.3, o los puentes con soportes altamente esviados, ver la Figura 3.4, deben considerar modelos detallados de elementos finitos, especialmente si se necesitan evaluar los componentes individuales dentro la superestructura, lo cual no podría ser facilitado con una representación de la superestructura con vigas. Con la velocidad creciente de computadores, y avances en herramientas de modelación de elementos finitos, estos modelos se están volviendo progresivamente más populares. El principal motivo para el aumento de su popularidad es la exactitud mejorada, lo cual a su vez da como resultado un diseño y costo más eficiente.

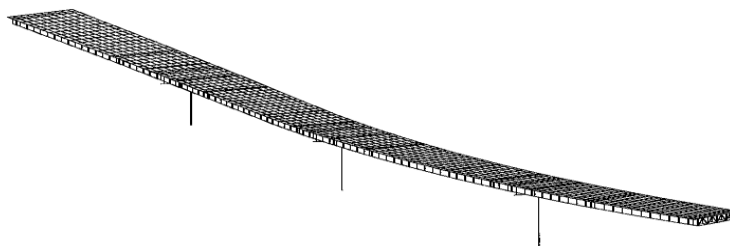


FIGURA 3.3 Curvatura de vigas en puentes– Modelo de elementos finitos.

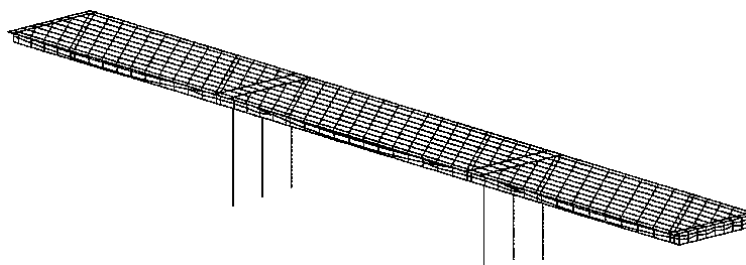


FIGURA 3.4 Puente cajón con apoyos esviados a 45 ° - Modelo de elementos finitos.

Modelos más complejos, sin embargo, requieren un grado significativamente más alto de experiencia en cuanto a diseño se refiere y habilidad en las teorías y la aplicación del método de elementos finitos. En el caso de un modelo complejo, el ingeniero debe determinar el grado de

refinamiento del modelo. Esta determinación es usualmente hecho basado sobre los tipos de cargas aplicadas así como también las características de comportamiento de la estructura siendo representado por el modelo de elementos finitos. Es importante notar que el formato de los resultados obtenidos a partir de modelos detallados, como modelos cascaras y tridimensionales (3D) es muy diferente a los resultados obtenidos a partir de modelos viga o barra. Las tensiones y los esfuerzos son obtenidos para cada uno de los componentes del puente en un nivel mucho más detallado; Por consiguiente, el cálculo de una fuerza total aplicada a la superestructura, por ejemplo, se convierte en una tarea más difícil, tediosa. Sin embargo, la evaluación local de comportamiento de los componentes, como elementos transversales, secciones de la viga, o las secciones de la losa del puente, puede ser realizada directamente del resultado de los análisis de un modelo de elementos finitos detallado.

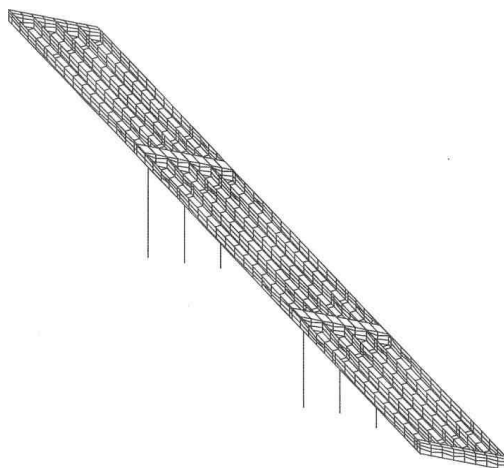


FIGURA 3.5 Puente cajón de hormigón armado

3.3.2 LA GEOMETRÍA

Después de seleccionar una metodología apropiada de modelado, se deben dar serias consideraciones a la correcta representación de las características geométricas de puentes. Estos asuntos geométricos están directamente relacionados con las características de comportamiento de los componentes estructurales así como también el conjunto global de la estructura. Las consideraciones deben incluir no sólo la geometría global de la estructura del puente, la alineación horizontal, la elevación vertical, peralte de la carretera y el grado de esviaje de los soportes, sino también las caracterizaciones geométricas locales de los detalles de conexión de los componentes individuales del puente. Tales detalles incluyen representaciones de regiones de conexión como columna a viga cabezal, la columna a viga cajón, la columna a cabezal de la pila, viga cabezal a superestructura, elementos transversales para vigas, así como también los diversos sistemas de

apoyo comúnmente usados en la práctica de ingeniería de puentes. Algunos ejemplos de detalles de modelado son mostrados en Figuras 3.5 hasta 3.11.

Específicamente, la Figura 3.5 demuestra cómo un modelo detallado de la superestructura de un puente cajón puede ser ensamblado por medio del uso de elementos de la cascara (para las vigas), tendones post tensores, elementos sólidos 3D (para diafragmas internos), y elementos viga (para columnas). La figura 3.6 ilustra algunos detalles del alma, la plataforma, y modelación de soportes para la misma estructura del puente. Adicionalmente, elementos resorte se usan para representar condiciones del soporte de los estribos para las direcciones verticales y del muro de retención encima del asiento del puente. Un ejemplo de una columna y su conexión a la superestructura en un modelo de elementos finitos explícito es presentado en la Figura 3.7. Tres elementos se usan para representar la longitud completa de la columna. Un conjunto de enlaces rígidos conecta la superestructura a cada uno de las columnas de soporte, ver las Figuras 3.8 y 3.9.

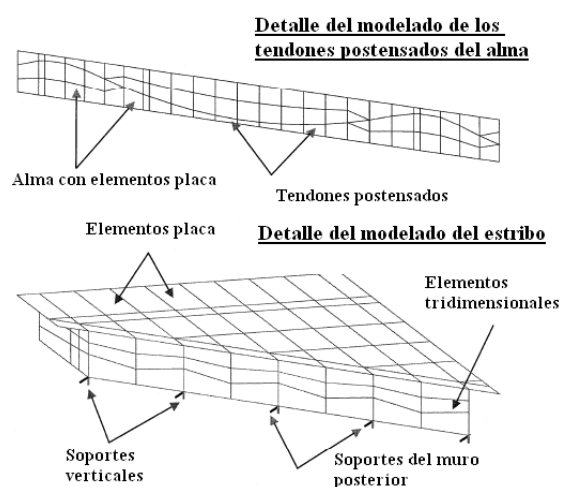


FIGURA 3.6 Selección de detalles de modelado.

Es necesario transmitir correctamente la acción flectora de estos componentes, pues los elementos viga o barra (columnas) son caracterizados por seis grados de libertad por nodo, mientras los sólidos 3D (diafragmas internos) llevan sólo tres grados de libertad por nodo (sólo traslaciones). En este ejemplo los tendones postesados son modelados explícitamente, por elementos armadura en forma correcta, ver la Figura 3.9. Esto fue hecho de tal manera que se lograra la aplicación precisa de la carga postensora y los efectos de esviaje fueran examinados a detalle. Sin embargo, cuando los modelos viga o barra son usados para el análisis dinámico, ver la Figura 3.2, se debe dar especial atención a la modelación de la unión entre la columna y la viga. Para una superestructura de una viga cajón, desde que las vigas cabezales son monolíticas a la superestructura, se deben dar

consideraciones para capturar el correcto comportamiento dinámico de este detalle a través de modificación de las propiedades de conexión. Es común aumentar las propiedades de sección de la viga cabezal embebida en la superestructura para simular una mayor rigidez de esta conexión.

La figura 3.10 ilustra de cerca la modelación de una viga para una sección de superestructura. Los elementos placa se usan para modelar las secciones de la plataforma y las almas de las vigas, mientras los elementos vigas se usan para caracterizar las aletas, miembros transversales, así como también columnas y vigas cabezales, ver la Figura 3.11. Se usan correctas distancias transversales para localizar las líneas divisorias centrales de la carretera de estos componentes en sus posiciones correctas.

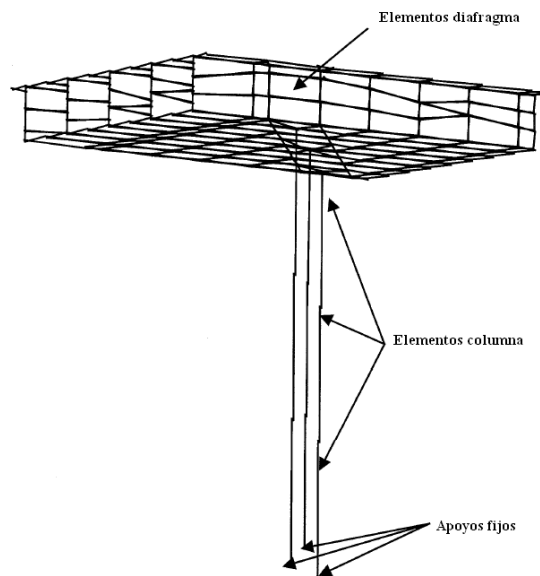


FIGURA 3.7 Soporte transversal.

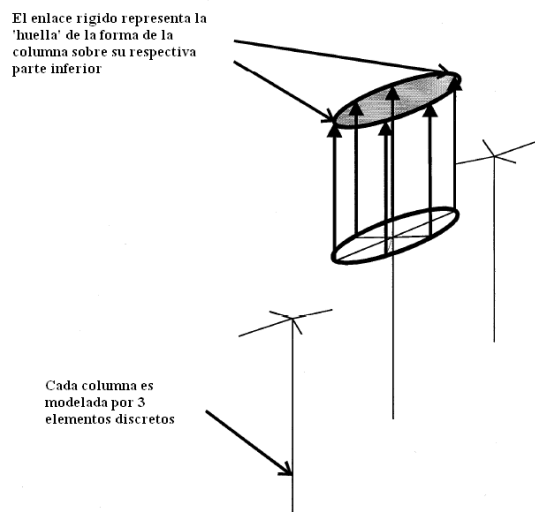
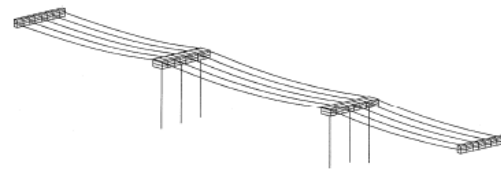
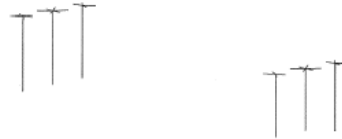


FIGURA 3.8 Detalle del modelado en la conexión columna-superestructura.



Tendones postensados y diafragmas



Columnas con conectores de enlace rígido

FIGURA 3.9 Ejemplos de conexión en el modelado de tendones postensados, diafragmas, columna-diafragmas.

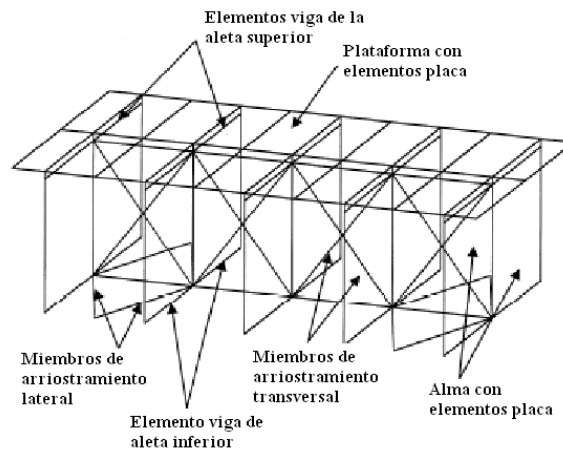


FIGURA 3.10 Ejemplo de modelado de una superestructura de vigas.

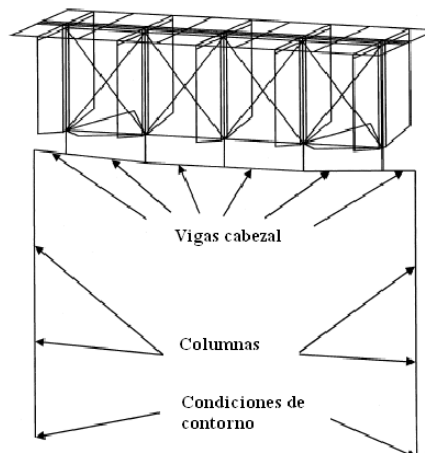


FIGURA 3.11 Ejemplo de modelado de la región de flexión en una viga.

3.3.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y SECCIONES

Uno de los aspectos más importantes al tomar el comportamiento correcto de la estructura es la determinación de las propiedades del material y las secciones de sus componentes. Para sólido 3D de elementos finitos, la ley constitutiva del material es la única cosa a especificar mientras que para otros elementos en consideración, las modificaciones en las propiedades de los materiales son necesarias para corresponder al comportamiento estructural real. La mayoría de las teorías estructurales se basan en materiales homogéneos como el acero. Mientras esto quiere decir que el comportamiento estructural puede calcularse directamente usando el material real y las propiedades de sección, también señala que un material poco homogéneo como el hormigón armado puede someter cierta limitación. Por la función no lineal compleja del hormigón armado, las propiedades de sección necesitan ser ajustadas para el objetivo del análisis. Para análisis elásticos, si el objetivo es la fuerza, las propiedades de sección son menos importantes con tal de que la rigidez relativa sea correcta. Las propiedades de sección se vuelven más críticas cuando los objetivos son el desplazamiento de la estructura y la deformación. Desde que el hormigón armado se fisura más allá de cierta deformación, las propiedades de sección necesitan ser modificadas para este comportamiento. En general, si se espera la deformación última, entonces la rigidez efectiva debería ser considerada en las propiedades de sección. Es común usar el valor medio del momento de inercia para miembros concretos reforzados y el valor total para miembros concretos pretensados. Los comportamientos no lineales son más difíciles de manipular en modelos complicados y simples de elementos finitos. Cuando los elementos sólidos son usados, se deben utilizar las relaciones constitutivas describiendo el comportamiento del material. Estas propiedades deberían ser calibradas por los datos obtenidos a partir de ensayos de experimentos disponibles. Para elementos de tipo viga-columna, sin embargo, es esencial que el ingeniero estime correctamente el funcionamiento de los componentes ya sea por los experimentos o un análisis teórico detallado. Una vez establecida el funcionamiento del miembro, un modelo inelástico simplificado puede usarse para simular el comportamiento esperado del miembro. Mientras un modelo degradante puede correlacionar muy bien comportamientos teóricos con resultados experimentales, los modelos elásto-plásticos o bilineales le pueden dar al ingeniero una buena estimación de comportamiento estructural sin parámetros característicos detallados de los materiales. Cuando un análisis no lineal es realizado, el ingeniero necesita comprender que el asunto de la sensibilidad es incrementado por tales técnicas de análisis. Sin una buena comprensión de comportamiento del miembro, es muy fácil caer en una información no válida dentro y fuera de la modalidad de operación. Es esencial que el ingeniero verifique el comportamiento del miembro con las propiedades conocidas de los materiales

antes de que se realice un análisis. Para un diseño inicial, todas las propiedades de los materiales deberían basarse en valores nominales. Sin embargo, es importante verificar el diseño con las propiedades previstas de los materiales.

3.3.4 CONDICIONES DE CONTORNO

Otro ingrediente clave para el éxito del análisis estructural es la correcta caracterización de las condiciones de contorno del sistema estructural. Las condiciones de las columnas o los estribos en los puntos del soporte (o el suelo) deben ser examinados por ingenieros e implementados correctamente en el análisis del modelo estructural. Esto puede ser logrado por medio de varias maneras basadas en diferentes suposiciones de ingeniería. Por ejemplo, durante la mayor parte del análisis estático, es común usar una representación simple de soportes (Empotrado, fijo, móvil) sin caracterizaciones de la rigidez del suelo /fundación. Sin embargo, para un análisis dinámico, la representación correcta del sistema del suelo /fundación es esencial, ver la Figura 3.12. La mayoría de programas de elementos finitos aceptarán una introducción de la matriz de rigidez del 6×6 para tal sistema. Otros programas requieren la introducción de una matriz de rigidez extendida de $[12 \times 12]$ describiendo la relación entre el suelo y la base de las columnas. Antes de utilizar a estas matrices, es importante que el usuario investigue los funcionamientos internos del programa de elementos finitos, para que sean obtenidos resultados correctos por el análisis.

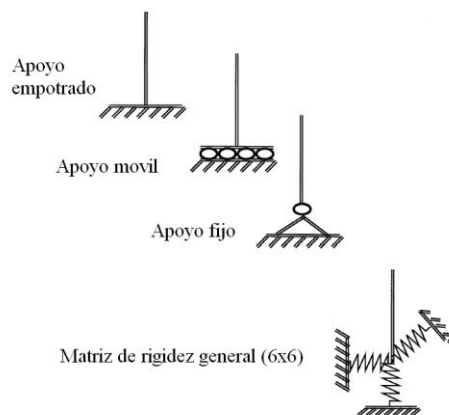


FIGURA 3.12 Ejemplos de modelación de fundaciones.

En algunos casos es necesario modelar el sistema de suelo/fundación con mayor detalle. El modelado no lineal del sistema puede ser logrado por medio de la representación no lineal del resorte /amortiguador, ver la Figura 3.13 o, en el caso extremo, por el modelado explícito de elementos subterráneos y resortes basados en plasticidades representando la masa de suelo circundante, ver la Figura 3.14. Es importante que si este grado de detalle es necesario, el ingeniero

estructurista debe trabajar muy de cerca con los ingenieros geotécnicos para determinar propiedades correctas de los resortes del suelo. Por regla general es esencial establecer modelos pequeños para probar comportamiento y comprobar los resultados por medio de cálculos de la mano.

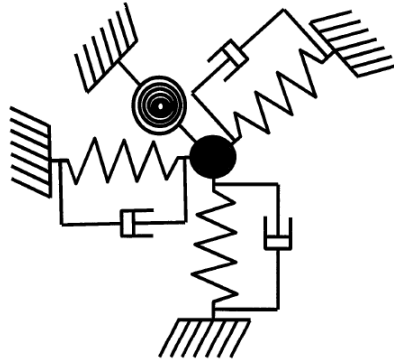


FIGURA 3.13 Modelación no lineal resorte amortiguador.

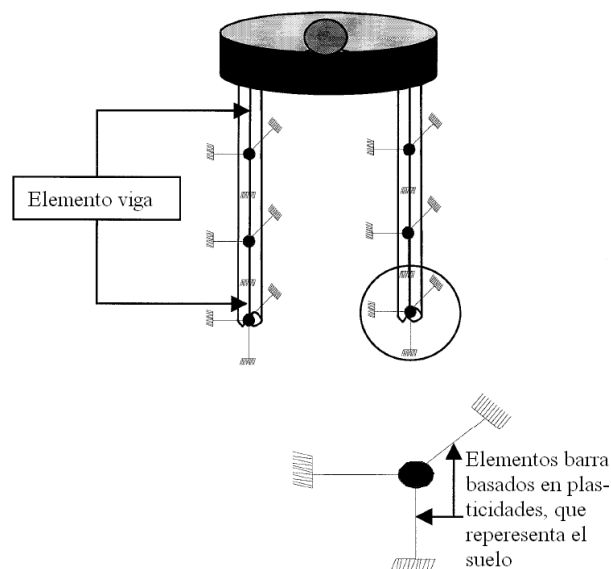


FIGURA 3.14 Modelación de interacción suelo/estructura.

3.3.5 CARGAS

Durante las actividades de ingeniería de diseño, los modelos computacionales se usan para evaluar las estructuras de puentes para diversas cargas de servicio, como el tráfico, viento, temperatura, construcción, y otras cargas de servicio. Estas cargas de servicio pueden ser representados por una serie de casos estáticos de carga aplicado al modelo estructural. Algunos ejemplos de aplicación de cargas de camiones son presentados en Figuras 3.15 y 3.16.

En muchos casos, especialmente en zonas de alta sismicidad, las cargas dinámicas controlan muchos parámetros de diseño del puente. En este caso, tiene mucha importancia comprender la naturaleza de estas cargas, así como también la teoría que gobierna el comportamiento de sistemas estructurales sometidos para estas cargas dinámicas. En zonas sísmicas altas, un análisis espectral multimodal de respuesta es requerido para evaluar la respuesta dinámica de estructuras de puentes. En este caso, la carga del espectro de respuesta es usualmente descrita por la relación del período estructural vs. la aceleración del suelo, velocidad, o desplazamiento para una amortiguación estructural dada. En algunos casos, usualmente para estructuras de puentes más complejos, un análisis de historia de tiempo es requerido. Durante estas investigaciones analíticas, un conjunto de cargas de historia de tiempo (normalmente, el desplazamiento o la aceleración vs. el tiempo) es aplicado a los nodos de contorno de la estructura.

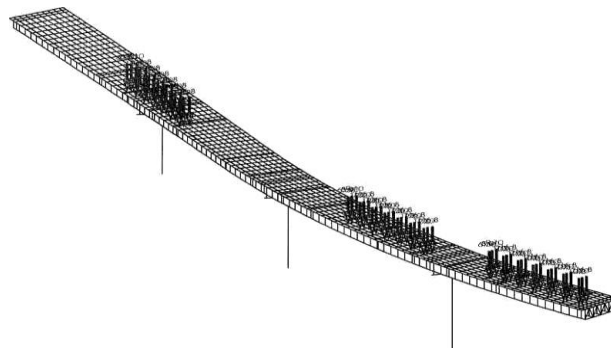


FIGURA 3.15 Ejemplo de aplicación de cargas

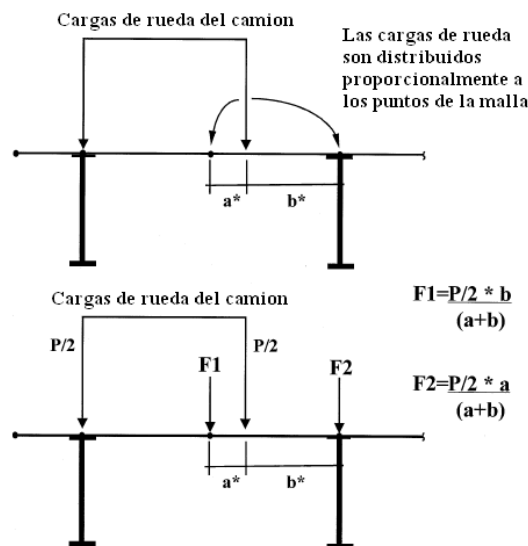


FIGURA 3.16 Ejemplo de aplicación del camión de diseño

CAPITULO 4

LINEAS DE INFLUENCIA

4.1 INTRODUCCION

En la mayor parte de las estructuras las cargas exteriores actuantes tienen un único punto de aplicación fijo. Sin embargo hay otros casos donde el punto de aplicación de dicha carga varia a lo largo de la estructura por ejemplo un puente recorrido por un vehiculo, en estos casos los esfuerzos y deformaciones dependen de la posición que ocupa la carga, y en particular el valor máximo de cada uno de ellos se produce en cierta posición, en principio desconocida, de la carga. Al ser las cargas móviles requiere un análisis mas complejo que el caso de cargas fijas, y para ello se utilizan las líneas de influencia.

El convenio de signos utilizado en este capitulo y el resto del libro es el siguiente: para vigas el momento flector se considera positivo cuando causa compresión en la parte superior y tracción en la parte inferior como se muestra en la Figura 4.1. La cortante es positiva hacia arriba sobre la cara izquierda y abajo sobre la cara derecha de la viga como se muestra en la Figura. 4.1

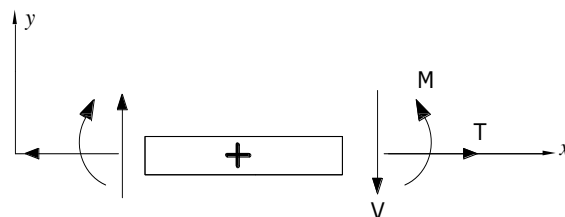


FIGURA 4.1 Convención de signos

4.2 DEFINICION

La Norma AASHTO LRFD define como línea de influencia a una función continua o discretizada sobre el tablero de un puente cuyo valor en un punto, multiplicado por una carga actuando perpendicularmente al tablero en dicho punto, permite obtener la sollicitación deseada.

Por lo tanto hay una línea de influencia para cada esfuerzo o deformación de la estructura y para cada carga móvil distinta que actúe sobre ella. Todas las líneas de influencia se expresan en función de algún parámetro que define la posición de la carga móvil en su trayectoria.

4.3 LINEAS DE INFLUENCIA PARA VIGAS ESTATICAMENTE DETERMINADAS

Considerar la sección de viga mostrada en la Figura 4.2a, y la línea de influencia para una acción A en el punto n mostrado en la Figura 4.2b. Asumir que la línea de influencia fue creada por una carga unitaria aplicada hacia abajo en la misma dirección de la carga aplicada mostrada en la Figura 4.2a. Suponiendo que la estructura se comporta linealmente la carga P_1 aplicada en el punto 1 causa un efecto de carga de P_1 por el valor de función de $\eta(x_1) = \eta_1$ de forma semejante la carga P_2 aplicada en el punto 2 causa un efecto de carga de P_2 por el valor de la función $\eta(x_2) = \eta_2$, etc. La superposición de todos los efectos de carga produce:

$$\text{Efecto de carga} = A = P_1\eta(x_1) + P_2\eta(x_2) + \dots + P_n\eta(x_n) = \sum_{i=1}^n P_i\eta(x_i) = \sum_{i=1}^n P_i\eta_i \quad (4.1)$$

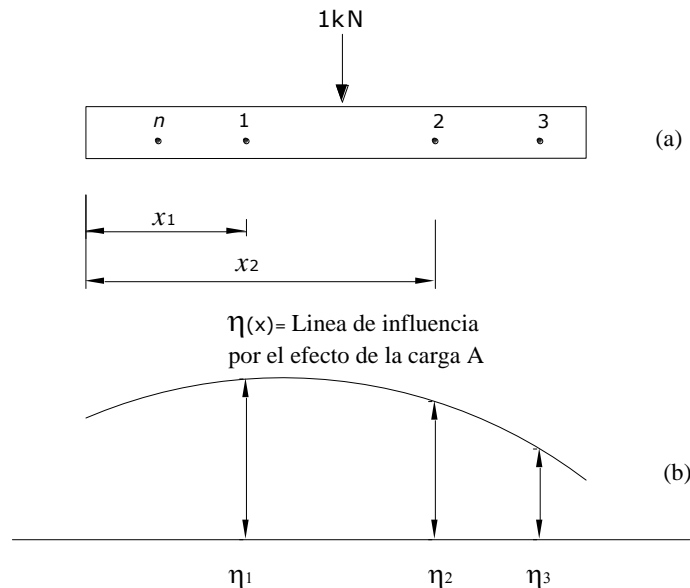


FIGURA 4.2 (a) Carga concentrada sobre el segmento (b) Línea de influencia para los efectos de carga A

4.3.1 CARGAS CONCENTRADAS

Ejemplo 4.1

Sea una viga simplemente apoyada, recorrida por una carga unitaria l como se indica en la Figura 4.3a, dibujar las líneas de influencia:

1. La reacción en A (R_A) y la reacción en C (R_C)
2. La fuerza cortante en cualquier sección B (V_B)
3. El momento en cualquier sección B (M_B)

Solución:

- Línea de influencia de la reacción en (R_A) se obtiene tomando momentos respecto de C ver Fig 4.3b:

$$\begin{aligned} \sum M_C &= -1(l-x) + R_A(l) = 0 & \text{Cuando: } x=0 \quad R_A &= 1 \\ R_A &= \left(\frac{l-x}{l} \right) & x=l \quad R_A &= 0 \end{aligned}$$

La cual representa una línea recta con una ordenada unidad en A y cero en C como se indica en la Figura 4.3c de la misma forma se dibuja para la reacción R_C .

- La línea de influencia de la reacción en C (R_C) se obtiene tomando momentos respecto de A:

$$\begin{aligned} \sum M_A &= 0 & \text{Cuando: } x=0 \quad R_C &= 0 \\ 1(x) - R_C(l) &= 0 & x=l \quad R_C &= 1 \\ R_C &= \frac{x}{l} \end{aligned}$$

- Línea de influencia del cortante V_B :

Suma de las fuerzas verticales:

$$\begin{aligned} \sum F_V &= 0 \\ R_A - V_B - 1 &= 0 & \text{Cuando: } 0 \leq x \leq 0.5l \\ V_B &= \frac{l-x}{l} - 1 \\ V_B &= \frac{-x}{l} \end{aligned}$$

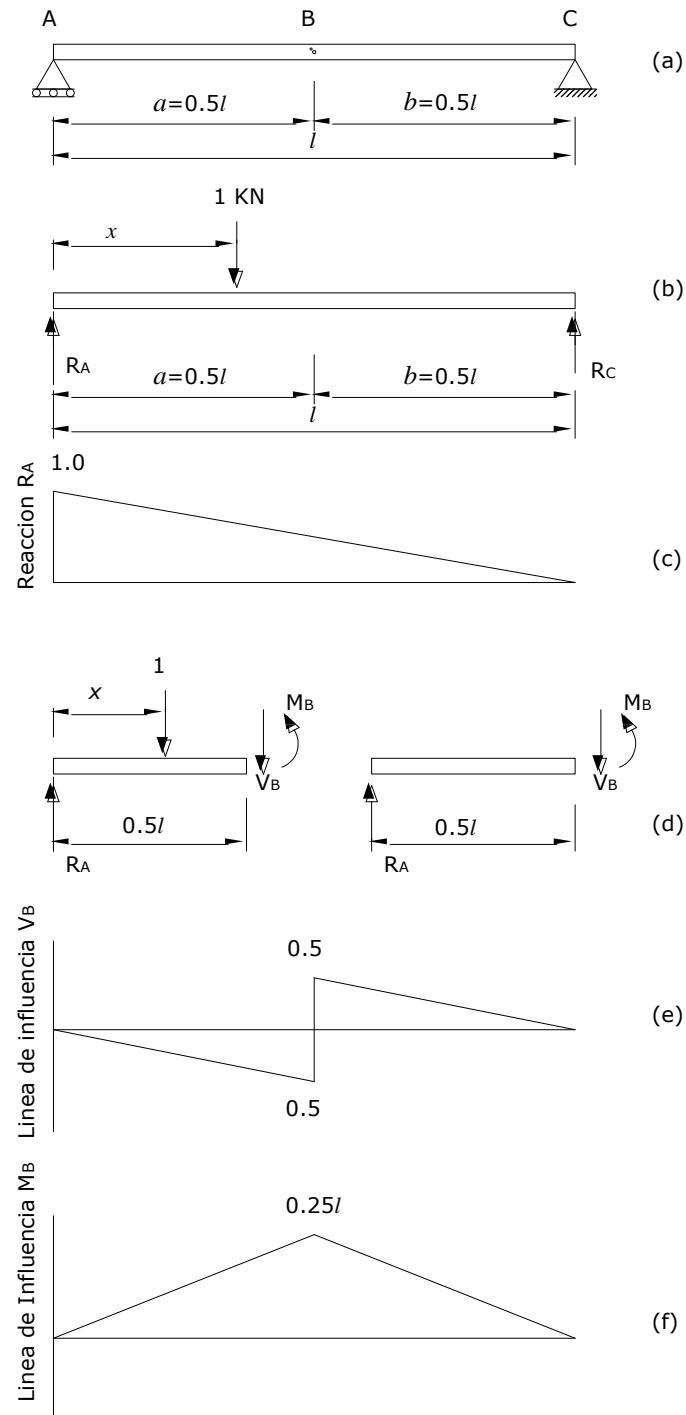


FIGURA 4.3 (a) Viga simplemente apoyada, (b) Carga unitaria móvil, (c) Línea de influencia R_A , (d) Diagrama de cuerpo libre AB con carga unitaria en $x \leq 0.5l$, y diagrama de cuerpo libre AB con carga unitaria en $x > 0.5l$ (e) Diagrama de influencia V_B y, (f) Diagrama de influencia M_B .

Para dibujar la línea de influencia de V_B se observa que mientras la carga unitaria se aplique en cualquier posición a la izquierda de la sección B, $0 \leq x \leq 0.5l$ V_B resulta ser igual a R_C pero con signo cambiado. Cuando la carga unitaria se aplica en cualquier sección a la derecha de B, $0.5l \leq x \leq l$, V_B resulta ser igual a R_A , presenta un cambio brusco de unidad cuando la carga unitaria pasa de izquierda a la derecha de C ver Figura 4.3e.

$$\begin{aligned}\sum F_V &= 0 \\ R_A - V_B &= 0 && \text{Cuando: } 0.5l \leq x \leq l \\ V_B &= R_A = \frac{l-x}{l}\end{aligned}$$

• Línea de influencia del Momento M_B :

Para dibujar la línea de influencia de M_B usamos el diagrama de cuerpo libre de la Figura 4.3d y podemos observar que en la sección AB actúan la reacción R_A y la carga unitaria, cuando la carga unitaria pasa al lado derecho de B se puede utilizar el segmento AB como sólido aislado.

$$\begin{aligned}\sum M_B &= 0 \\ R_A(a) - 1(a-x) - M_B &= 0 && \text{Si } a = 0.5l \\ \left(1 - \frac{x}{l}\right)(0.5l) - 1(0.5l - x) - M_B &= 0 && \text{Cuando: } 0 \leq x \leq 0.5l \\ x - 0.5x &= M_B \\ M_B &= \frac{x}{2} \\ \sum M_B &= 0 \\ R_A(a) - M_B &= 0 \\ \left(1 - \frac{x}{l}\right)(a) &= M_B && \text{Si } a = 0.5l \\ \left(1 - \frac{x}{l}\right)(0.5l) &= M_B && \text{Cuando: } 0.5l \leq x \leq l \\ M_B &= \frac{l-x}{2}\end{aligned}$$

En este caso particular el diagrama de influencia de la Fig. 4.3f es idéntico al diagrama de momentos para la misma viga sometida a la acción de una carga en el centro de luz, no debe confundirse el diagrama de influencia con el diagrama de momentos para la viga. Mientras que el último representa para cada ordenada el momento flector en la correspondiente sección debido a una carga fija. El diagrama de influencia representa para cada ordenada el momento flector en una sección fija debido a una carga unitaria colocada en el punto donde se encuentra esta ordenada.

En relación con las líneas de influencia de la Fig. 4.3 se observa lo siguiente:

1. La máxima reacción debida a una carga concentrada tiene lugar cuando la carga esta en el apoyo.
2. La máxima reacción debida a una carga uniformemente distribuida tiene lugar cuando la viga esta completamente cargada.
3. La máxima fuerza cortante en cualquier sección B debida a una carga concentrada, tiene lugar cuando la carga esta justamente a la derecha o a la izquierda de la sección, y está sobre el segmento mas largo de los dos en que B divide la viga.
4. La máxima fuerza cortante en cualquier sección B debido a una carga uniformemente distribuida tiene lugar cuando la carga se extiende desde B al apoyo más lejano. En relación con la Fig. 4.3e, si $b > a$, se encuentra que para producir el máximo V_B , la carga debe estar producida sobre CB.
5. El máximo momento en cualquier sección B debido a una carga concentrada tiene lugar cuando la carga esta sobre B.
6. El máximo momento en cualquier sección B debido a una carga uniformemente distribuida tiene lugar cuando la viga esta completamente cargado.

Al comparar las líneas de influencia de la misma función en diferentes puntos se observa lo siguiente:

1. El momento máximo en una viga simple debido a una carga concentrada P, tiene lugar en la sección del centro de luz y es igual a $Pl/4$
2. El momento máximo en una viga simple debido a una carga uniformemente distribuida de intensidad w tiene lugar en la sección del centro de luz cuando la viga se carga completamente, y es igual a $wl^2/8$.

4.3.2 CARGA DISTRIBUIDA

Ejemplo 4.2

Considere una viga de 10m de longitud sometida al paso de una carga móvil uniforme semiinfinita de 1 kN por metro y una carga concentrada móvil de 10 kN que puede estar colocada en cualquier punto de la luz ver Figura 4.4. Determine el momento flector máximo en la sección del centro de la luz.

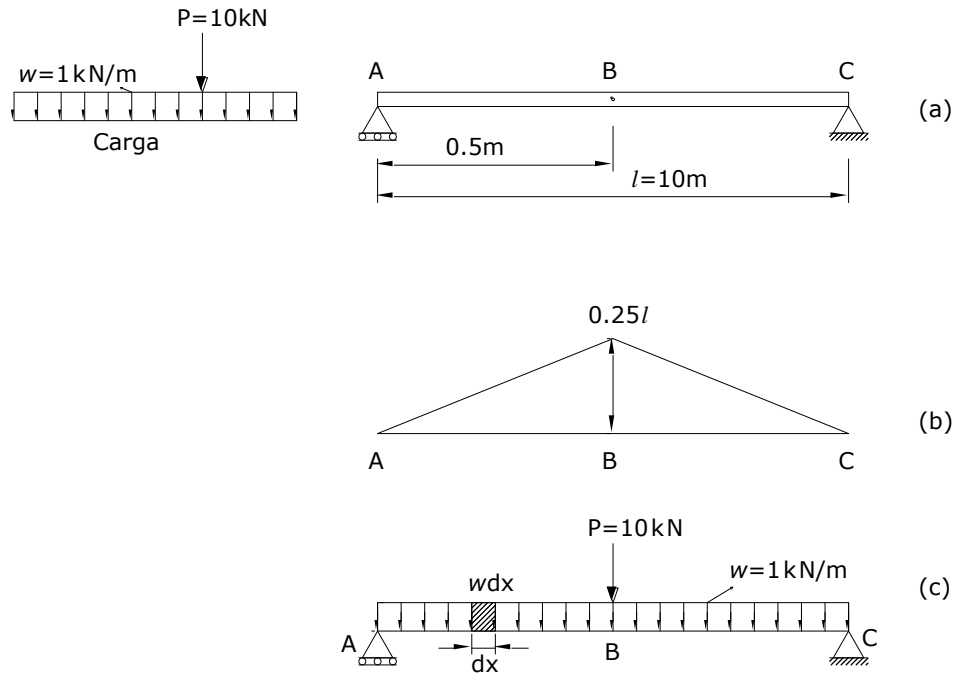


FIGURA 4.4 (a) Viga simplemente apoyada, (b) Línea de influencia MB, (c) Carga distribuida mas una carga puntual

Solución:

Primero utilizamos la línea de influencia del momento flector en la sección B del ejemplo anterior (Ejemplo 4.1), en esta línea de influencia se evidencia que para obtener el máximo momento M_B la carga puntual debe colocarse en el centro de la luz, donde se presenta la ordenada máxima de dicha línea de influencia, y la carga uniforme debe distribuirse a lo largo de toda la luz.

Ahora, para calcular el momento flector en B debido a las sobrecargas colocadas en la forma descrita anteriormente, simplemente utilizar la Ec. 4.1, donde se multiplica cada carga por la correspondiente ordenada de influencia y se suman los valores resultantes.

Entonces el resultado se resume en:

$$M_B = P \times \eta(x) + \sum w dx \eta(x)$$

Ahora bien:

$$\sum (w dx) \eta(x) = \int_0^l w(x) \eta(x) dx = w \int_0^l \eta(x) dx \quad (4.2)$$

$$w \int_0^l \eta(x) dx = (\text{intensidad de la carga}) \times (\text{area del diagrama de influencia})$$

Entonces se tiene:

$$M_B = (10) \times (2.5) + (1) \times \frac{(2.5) \times (10)}{2} = 25 + 12.5 = 37.5 \text{ kNm}$$

4.4 LÍNEAS DE INFLUENCIA POR EL MÉTODO DEL TRABAJO VIRTUAL

El principio de trabajo virtual puede establecerse como:

Si se introduce un pequeño desplazamiento virtual compatible con sus ligaduras en un sistema ideal en equilibrio bajo la acción de un sistema de fuerzas, el trabajo total realizado por todas las fuerzas activas es igual a cero.

Nótese que si el sistema está en equilibrio bajo la acción de un sistema de fuerzas no puede tener lugar realmente ningún desplazamiento, y ningún trabajo puede ser realizado por las fuerzas. Sin embargo puede suponerse que se produce un desplazamiento arbitrario y ficticio. Conocido con el nombre de *desplazamiento virtual* este desplazamiento no tiene ningún valor finito, pues de lo contrario podría causar algún desplazamiento en las líneas de acción de las fuerzas, de tal forma que el sistema dejaría de estar en equilibrio ahora denotaremos como δs el desplazamiento virtual y $\delta \theta$ el desplazamiento angular.

El trabajo realizado por una fuerza P , aplicada constantemente a lo largo de un desplazamiento s se define como el producto de la magnitud de la fuerza, por la magnitud del desplazamiento, esto es:

$$W = Ps \cos \theta \quad (4.3)$$

Para demostrar el principio del trabajo virtual, empezamos por el caso de una partícula simple A bajo la acción de un sistema de fuerzas coplanarias concurrentes en equilibrio P_1, P_2, \dots, P_n , imaginemos que A se desplaza δs entonces el trabajo virtual total realizado por el sistema de fuerzas es:

$$\delta W = (P_1 \cos \theta_1 + P_2 \cos \theta_2 + \dots + P_n \cos \theta_n) \delta s \quad (4.4)$$

La expresión dentro el paréntesis es la proyección de la fuerza resultante en la dirección del desplazamiento, y debe ser igual a cero ya que la partícula está en equilibrio:

$$\delta W = 0 \quad (4.5)$$

Lo que significa que el trabajo realizado sobre una partícula durante cualquier desplazamiento virtual es cero.

4.4.1 APLICACIÓN DE LOS TRABAJOS VIRTUALES:

1. Para obtener la línea de influencia de una reacción en cualquier viga estáticamente determinada, se quita el apoyo, y se introduce un desplazamiento unitario positivo de su

punto de aplicación. La posición desplazada de la viga es la línea de influencia de la reacción.

2. Para obtener la línea de influencia de la fuerza cortante en una sección en cualquier viga estáticamente determinada, se corta esta por la sección y se introduce un desplazamiento relativo transversal y unitario entre los dos extremos cortados, conservando todas las demás ligaduras (tanto externas como internas) intactas. La posición desplazada de la viga es la línea de influencia de la fuerza cortante en la sección.
3. Para obtener la línea de influencia del momento en una sección cualquier viga estáticamente determinada, se corta esta por la sección y se introduce una rotación unitaria entre la partes a la izquierda y a la derecha de la sección conservando todas las demás ligaduras (tanto externas como internas) intactas.

Ejemplo 4.3

Sea una viga simplemente apoyada, recorrida por una carga unitaria vertical como se indica en la Figura 4.5a dibujar las líneas de influencia por el principio de los trabajos virtuales:

1. La reacción en A (R_A) y la reacción en C (R_C)
2. La fuerza cortante en cualquier sección B (V_B)
3. El momento en cualquier sección B (M_B)

Solución:

Para encontrar la reacción en el apoyo A, se sustituye la restricción por R_A y se da a A un pequeño desplazamiento δs_A a lo largo de la línea de acción de R_A se tiene entonces una viga desplazada A'C como se indica en la Figura 4.5b, donde δs_y indica el desplazamiento transversal en el punto donde esta aplicada la carga unitaria. Aplicando la ecuación del trabajo virtual, se obtiene:

$$(R_A)(\delta s_A) - 1(\delta s_y) = 0$$

$$\begin{array}{ll} \text{despejando} & R_A = \frac{\delta s_y}{\delta s_A} \quad \text{Si } \rightarrow \delta s_A = 1 \\ \text{entonces} & R_A = \delta s_y \end{array}$$

Puesto que δs_y es, por una parte, la ordenada de la viga desplazada en el punto donde esta aplicada la carga unitaria, y es por otra parte, el valor de la función R_A debida a la carga unitaria móvil (esto

es, la ordenada de la línea de influencia en ese punto), se concluye que la viga desplazada $A'B$ de la Figura 4.5b es la línea de influencia para R_A si (δs_A) se hace igual a la unidad.

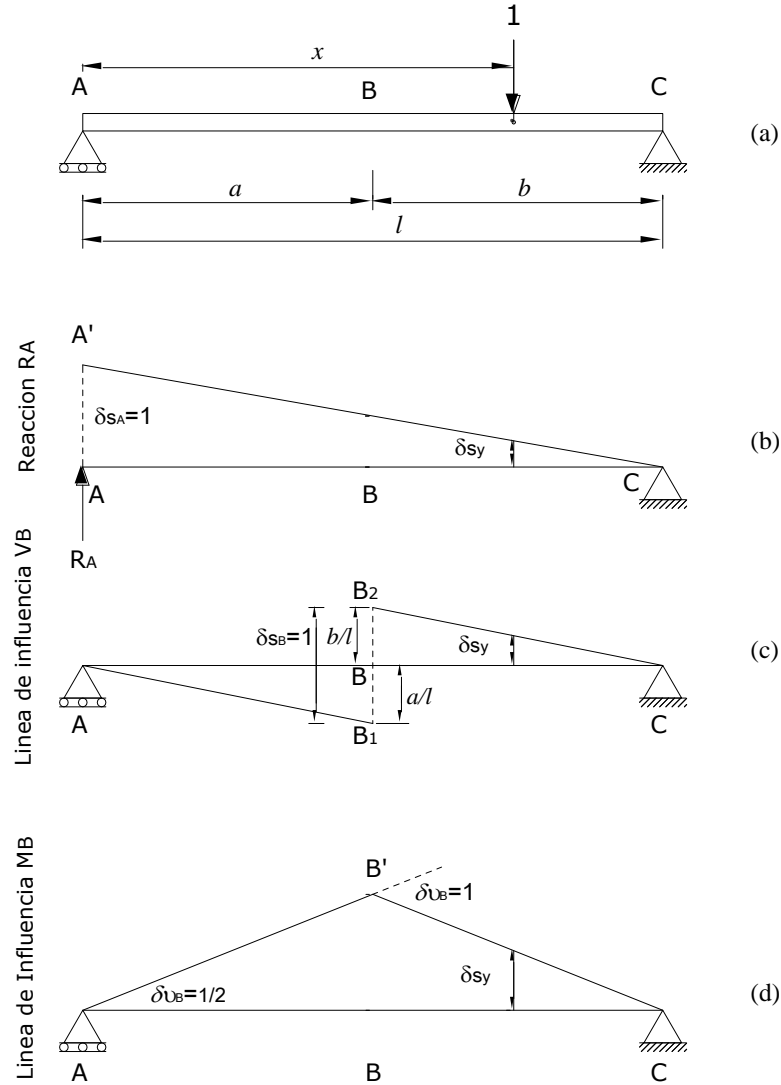


FIGURA 4.5 (a) Viga simplemente apoyada, (b) Línea de influencia R_A , (c) Línea de influencia cortante V_B , (d) Línea de influencia de momento M_B

Para determinar la fuerza cortante en cualquier sección de la viga, se corta la viga en B y se introduce un desplazamiento transversal relativo entre las partes AB y BC de valor (δs_B) en B, sin que se produzca una rotación relativa entre las dos partes. Esto es equivalente a rotar AB y BC el mismo ángulo pequeño alrededor de A y C respectivamente. Aplicando la ecuación del trabajo virtual, se obtiene:

$$(V_B)(\delta s_B) - 1(\delta s_y) = 0$$

$$\text{despejando} \quad V_B = \frac{\delta s_y}{\delta s_B}$$

$$\begin{array}{ll} \text{si se hace} & \delta s_B = 1 \\ \text{entonces} & V_B = \delta s_y \end{array}$$

Esto prueba que la posición desplazada de la viga, AB1 y B2C de la Figura 4.5c es la línea de influencia de V_B , debe puntualizarse que el desplazamiento virtual introducido se supone despreciable y que cuando, se dice $(\delta s_B = 1)$ no quiere decir que $\delta s_B = 1$ metro, pie, pulg sino una unidad de pequeña magnitud, para la que las expresiones indicadas en la Figura 4.5c se justifiquen.

$$\begin{array}{l} B_1B = \frac{a}{l} \\ B_2B = \frac{b}{l} \end{array}$$

Para determinar el momento en cualquier sección B de una viga por el método del trabajo virtual, se corta la viga en B y se introduce una rotación virtual relativa entre las dos porciones AB y BC en B, sin producir desplazamiento transversal relativo entre las dos. Así por trabajo virtual.

$$(M_B)(\delta \theta_B) - 1(\delta s_y) = 0$$

$$\text{despejando} \quad M_B = \frac{\delta s_y}{\delta \theta_B}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Si se hace} & \delta \theta_B = 1 \\ \text{entonces} & M_B = \delta s_y \end{array}$$

Esto prueba que la posición desplazada de la viga de la viga AB'C de la Figura 4.5c es la línea de influencia de M_B , Observe esto cuando se dice $(\delta \theta_B = 1)$ esto no significa $\delta \theta_B = 1$ radian. Una unidad de $\delta \theta_B = 1$ puede ser tan pequeña como 1/100 radian.

4.5 VIGAS ESTÁTICAMENTE INDETERMINADAS

Se entiende por estructura estáticamente indeterminada aquella cuyo número de elementos desconocidos es mayor que el número de ecuaciones independientes de la estática disponible. En tal caso habrá un infinito número de ecuaciones que pueden satisfacer a las ecuaciones de la estática. Para obtener una solución correcta y única, son complemento necesario las condiciones de

continuidad de la estructura, que están relacionados con las propiedades geométricas y elásticas de la estructura. Uno de los métodos a ser utilizado es el principio de Muller Breslau; para el desarrollo de este teorema como prerrequisito se necesita la aplicación del teorema de Betti (Teorema de la energía).

Ley de Betti

Esta ley se puede expresar de la siguiente manera:

$$W_{pq} = W_{qp} \quad (4.6)$$

Donde:

W_{pq} = Trabajo externo realizado por un sistema de fuerzas P ya aplicado sobre la estructura, durante la deformación producida por otro sistema de fuerzas Q aplicado después.

W_{qp} = Trabajo externo realizado por Q durante la deformación producida por P , cuando P se aplica en segundo lugar.

Para demostrar este teorema consideramos la viga de la Figura 4.6a a la que aplicamos en primer lugar el sistema de fuerzas P . La curva elástica a la que da lugar P se indica por medio de la línea de trazos el trabajo realizado durante esta operación es:

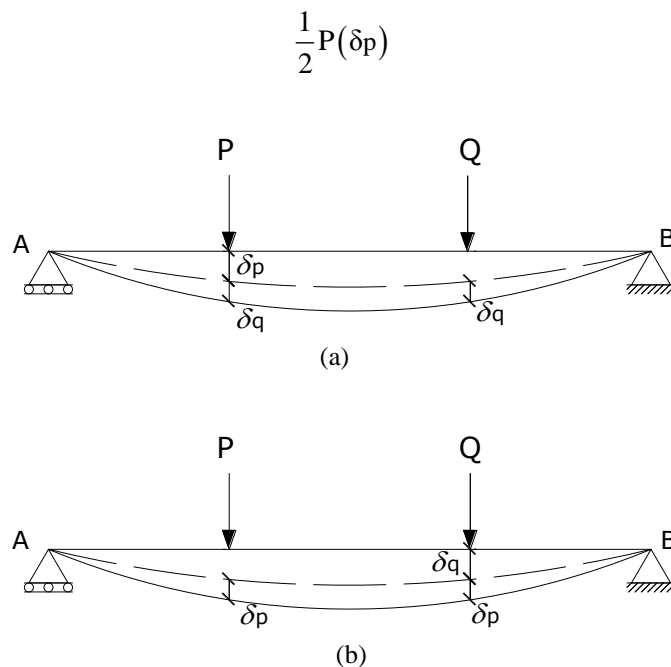


FIGURA 4.6 (a) Desplazamiento de viga debido a la carga P (b) Desplazamiento de viga debido a la carga Q

Q (representa el sistema de fuerzas 2) se aplica a continuación dando lugar a un desplazamiento adicional de la viga ver Figura 4.6a. El trabajo adicional es:

$$P(\delta_q) + \frac{1}{2}Q(\delta_q)$$

El trabajo total realizado es entonces:

$$\frac{1}{2}P(\delta_p) + P(\delta_q) + \frac{1}{2}Q(\delta_q) \quad (4.7)$$

Si invertimos el orden de aplicación de los dos sistemas de fuerzas es decir primero interviene el sistema de la fuerzas Q y después el sistema de las fuerzas P ver Figura 4.6b. El trabajo total obtenido en forma similar, puede expresarse como:

$$\frac{1}{2}Q(\delta_q) + Q(\delta_p) + \frac{1}{2}P(\delta_p) \quad (4.8)$$

Igualando las ecuaciones 4.7 y 4.8 tenemos:

$$P(\delta_q) = Q(\delta_p) \quad (4.9)$$

El producto del primer sistema por los correspondientes desplazamientos debido al segundo sistema es igual a las fuerzas del segundo sistema por los correspondientes desplazamientos del primer sistema, como se estableció en la Ec. 4.6.

La Ec. 4.9 indica también que: Los desplazamientos en ambos sistemas son iguales.

$$\delta_q = \delta_p$$

Expresión que se conoce como la *Ley de reciprocidad de los desplazamientos*.

Debe observarse que la ley de Betti se basa en el principio de independencia de efectos de las cargas. El cual es cierto siempre y cuando los desplazamientos sean pequeños y también independientes. La ley se aplica a cualquier tipo de estructura elástica con apoyos sin asentamientos y temperatura constante. Se cumple para cualquier tipo de cargas y desplazamientos, esto es, tanto para momentos y rotaciones como para fuerzas y desplazamientos lineales.

Principio de Muller Breslau

Supongamos que se quiere obtener la línea de influencia de la reacción en el apoyo *b* de la viga indeterminada *abc* representada en la Figura 4.7. La ordenada de la línea de influencia en cualquier punto *i*, a una distancia *x* del extremo izquierdo, se obtiene colocando una carga unitaria en ese

punto y calculando la reacción en el apoyo b . El procedimiento para determinar esta reacción comprende las siguientes etapas.

1. Se quita el apoyo en b y se aplica en su lugar una reacción hiperestática R_b .
2. Se considera la viga ac como estructura primaria sometida a los efectos combinados de la fuerza unitaria en i y R_b ver Figura 4.7b
3. Se determina la deformación que aparece en la dirección de la reacción R_b debido a la aplicación de la carga unitaria móvil Figura 4.7c esto es: δ_{bi}

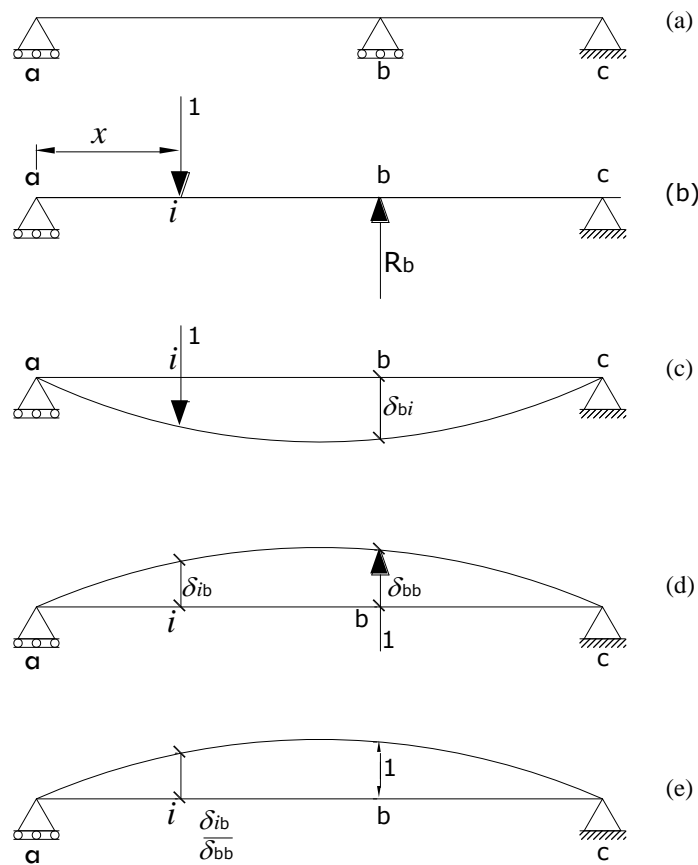


FIGURA 4.7 (a) Viga indeterminada abc , (b) Estructura primaria sometida a efectos de carga unitaria en i y R_b , (c) Desplazamiento R_b debido a la carga unitaria, (d) aplicación de carga unitaria en dirección R_b , (e) Línea de influencia R_b .

4. se aplica sobre la estructura una fuerza unitaria en la dirección de la reacción R_b , en el que se calculan las siguientes deformaciones:

Deformación en el punto b en la dirección de la reacción, debida al valor unitario de la

propia reacción R_b : δ_{bb}

Deformación en el punto i en la dirección de la carga móvil, debida al valor unitario de R_b : δ_{ib}

Para δ_{bb} y δ_{ib} ver Figura 4.7d

5. Aplicando la condición de compatibilidad de deformaciones que dice que el desplazamiento en b es igual a cero.

$$\Delta_b = R_b \delta_{bb} - \delta_{bi} = 0$$

que permite calcular la reacción:

$$R_b = \frac{\delta_{bi}}{\delta_{bb}}$$

6. Aplicando la ley de reciprocidad de desplazamientos,

$$\delta_{bi} = \delta_{ib}$$

por lo que el valor de la reacción buscada es:

$$R_b = \frac{\delta_{ib}}{\delta_{bb}} \quad (4.10)$$

El numerador de esta expresión representa la deformación del punto i donde esta la carga móvil, en la dirección de dicha carga y a la vez también representa las ordenadas de la curva elástica de la viga primaria ac , al aplicarse una fuerza unitaria $R_b=1$ y el denominador es la deformación del propio punto b al aplicar $R_b=1$. Esta expresión es válida para cualquier punto i , pensando que i es un punto cualquiera de la trayectoria, representa la línea de influencia del esfuerzo buscado R_b .

Si la trayectoria de la carga móvil pasa por b , es decir que en alguna posición el punto i coincide con el b , vale decir que $\delta_{ib} = \delta_{bb}$ ocurre que ver Figura 4.7e:

$$R_b = \frac{\delta_{bb}}{\delta_{bb}} = 1$$

Entonces el Principio de Muller Breslau puede enunciarse de la siguiente manera:

La estructura deformada resultante de un desplazamiento unitario correspondiente a la acción cuya línea de influencia se desea, es la línea de influencia para esa acción.

El método de trabajo virtual que se describió para vigas determinadas y el Principio de Muller Breslau se aplican en idéntica forma. En el caso de de estructuras indeterminadas este principio esta limitado a estructuras de material elástico que obedezcan la ley de Hooke.

El principio de Muller Breslau proporciona un método muy cómodo para dibujar cualitativamente líneas de influencia en estructuras estáticamente indeterminadas, y es base para ciertos análisis experimentales con modelos.

Ejemplo 4.4

Construir mediante el principio de Muller Breslau las ordenadas de influencia del momento en el apoyo B de la Figura 4.9a, si la longitud de tramo es igual a $l = 10\text{m}$, $EI = \text{constante}$ encontrar las ordenadas de influencia a intervalos de 1m

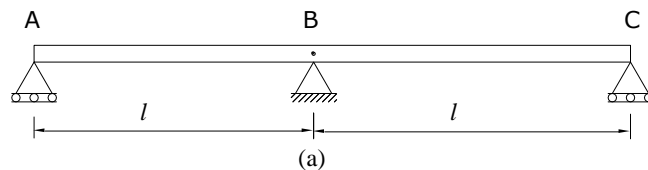


Figura 4.9a Viga continua de 2 tramos

- 1) Quitar apoyo B y aplicar carga unitaria a lo largo de la línea de acción de la reacción como se indica en la Figura 4.9b

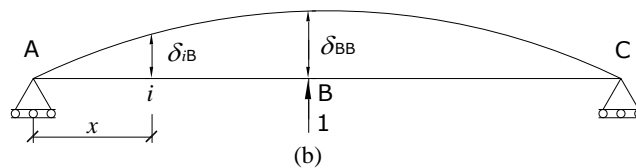


FIGURA 4.9b Aplicación de la carga unitaria

- 2) Determinar las ordenadas de influencia de la curva elástica δ_{ib} en el punto i a una distancia x del apoyo izquierdo (Método de la viga conjugada ver Fig. 4.9c)

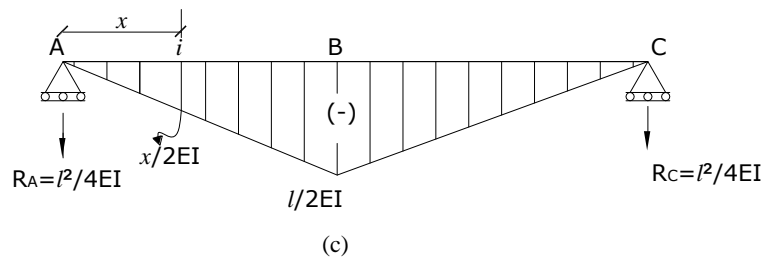


FIGURA 4.9c Aplicación de la viga conjugada

$$\delta_{iB} = \frac{l^2}{4EI}x - \frac{1}{2}x\left(\frac{x}{2EI}\right)\left(\frac{x}{3}\right) \quad (0 \leq x \leq l)$$

$$\delta_{iB} = \frac{l^2}{4EI}x - \frac{x^3}{12EI} = \frac{3l^2x - x^3}{12EI}$$

$$\delta_{ib} = \frac{3l^2x - x^3}{12EI}$$

$$\delta_{BB} = \frac{l^3}{4EI} - \frac{l^3}{12EI} = \frac{2l^3}{12EI}$$

$$\delta_{BB} = \frac{l^3}{6EI}$$

- 3) Determinar la reacción R_B que es la división de δ_{iB} entre δ_{BB}

$$R_B = \frac{\delta_{iB}}{\delta_{BB}} = \left(\frac{3l^2x - x^3}{12EI} \right) \bigg/ \frac{l^3}{6EI}$$

$$R_B = \frac{3l^2x - x^3}{2l^3}$$

- 4) Determinar la reacción A y tomar momentos respecto a B ver Figura 4.9d, la línea de influencia de M_B será simétrica respecto al apoyo central.

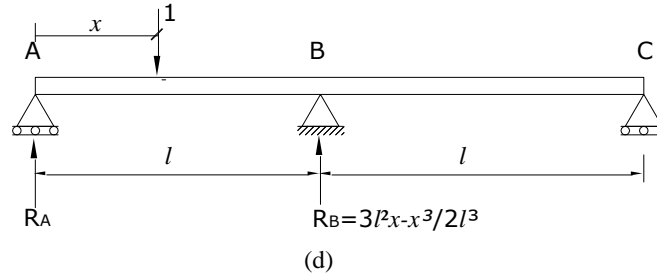


FIGURA 4.9d Carga unitaria aplicada en el tramo izquierdo

Si tomamos: $\sum M_C = 0 \quad 2R_A l - (1)(2l - x) + \left(\frac{3l^2x - x^3}{2l^3} \right) * l = 0$

$$2R_A l = \frac{4l^3 - 2l^2x - 3l^2x + x^3}{2l^2}$$

obtenemos : $R_A = \frac{4l^3 - 5l^2x + x^3}{4l^3} \quad (0 \leq x \leq l)$

de donde : $M_B = R_A l - 1(l - x) = -\frac{l^2x + x^3}{4l^2} = \frac{x(x^2 - l^2)}{4l^2} \quad (0 \leq x \leq l)$

5) Ordenadas de influencia de momento en el apoyo B para $l = 10\text{m}$ y para intervalos de 1m

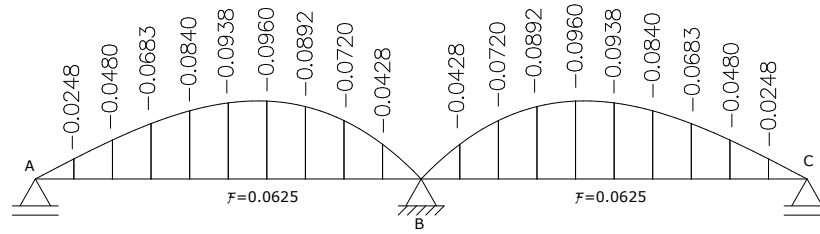


FIGURA 4.9e Ordenadas de influencia de momento en el apoyo B

En forma similar se pueden encontrar la línea de influencia de la reacción en cada uno de los otros apoyos a partir de ellas se pueden deducir las líneas de influencia de momento y cortante en cualquier punto.

Aunque los procedimientos de Muller Breslau sirve para determinar líneas de influencia manualmente el trabajo es frecuentemente tedioso, especialmente si la estructura sigue siendo indeterminada después de establecer las condiciones iniciales de desplazamiento a lo largo de la acción sobrante dada, una de las formas mas rápida para establecer las líneas de influencia es a través de la aplicación de programas computacionales como los programas: Ftool, Sap2000, Midas.

TABLA 4.1 Notación de Puntos de Tramo

Notacion de puntos de tramo	Tramo	Porcentaje (%)	Descripcion	Acciones criticas
100	1	0	Lado izquierdo del primer tramo	Cortante
104	1	40	A cuarenta por ciento del primer tramo	Momento positivo
110	1	100	Lado derecho del primer tramo, inmediatamente a la izquierda del soporte interior	Cortante, Momento negativo
200	2	0	Lado izquierdo del segundo tramo inmediatamente al lado derecho del primer soporte interior	Cortante, Momento negativo
205	2	50	Mitad del segundo tramo	Momento positivo

Fuente:

1. Tabla 5.1 (Design of Highway Bridges, Based on AASHTO LRFD Bridge Desing Specifications, 2007)

Puntos de tramo

Son usados para indicar ciertas posiciones sobre la estructura, posiciones que exclusivamente controlan el diseño de una viga continua, dichos puntos están seleccionados porque las acciones

críticas debidas a las cargas vehiculares aplicadas normalmente ocurren en o cerca de estas posiciones, por ejemplo las cortantes máximas están cerca de los apoyos, ese punto de tramo es denominado punto *V100*. La Tabla 4.1 esta provista como guía para diseños preliminares y además para el desarrollo de los ejemplos posteriores de este libro.

Ejemplo 4.5

Una carga unitaria atraviesa la viga continua de tres tramos con longitudes de $L_1=L_3=30.480$ m, $L_2=36.576$ m ver Figura 4.10 determinar las ordenadas de influencia para momento y cortante en los puntos máximos.

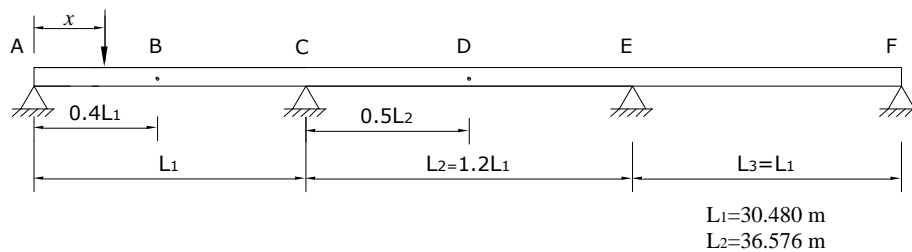


FIGURA 4.10a Viga continua de tres tramos con una carga unitaria que atraviesa de izquierda a derecha

Solución:

Las ordenadas de influencia desarrolladas en este ejemplo se determinaron con la ayuda del programa computacional Ftool-Two Dimensional Frame Analysis Tool.

La Tabla 4.2 y la Figura 4.10b reflejan el resumen de valores de las ordenadas de influencia de momento y cortante determinados en 10 puntos por cada tramo, para la viga continua con longitudes $L_1=30.480$, $L_2=36.576$, $L_3=30.480$ m sobre la cual atraviesa una carga concentrada puntual ver Figura 4.10a.

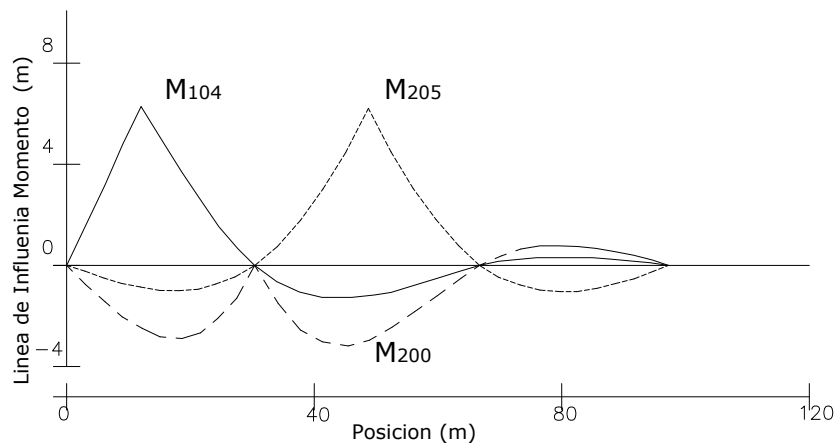


FIGURA 4.10b Línea de influencia de momentos para la viga continua de tres tramos

TABLA 4.2 Ordenadas y Áreas de Influencia

Ubicación	Posicion	M(104)	M(200)	M(205)	V(100)	V(104)	V(110)	V(200)	V(205)
100	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
101	3,048	1,53	-0,74	-0,27	0,88	-0,12	-0,12	0,03	0,03
102	6,096	3,08	-1,44	-0,52	0,75	-0,25	-0,25	0,05	0,05
103	9,144	4,67	-2,04	-0,74	0,63	-0,37	-0,37	0,07	0,07
104	12,192	6,31	-2,51	-0,91	0,52	-0,48/0,52	-0,48	0,09	0,09
105	15,240	4,97	-2,81	-1,02	0,41	0,41	-0,59	0,10	0,10
106	18,288	3,73	-2,87	-1,05	0,31	0,31	-0,69	0,10	0,10
107	21,336	2,59	-2,67	-0,97	0,21	0,21	-0,79	0,09	0,09
108	24,384	1,58	-2,16	-0,78	0,13	0,13	-0,87	0,08	0,08
109	27,432	0,71	-1,28	-0,47	0,06	0,06	-0,94	0,04	0,04
110o200	30,480	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-1,00	1,00	0,00
201	34,138	-0,62	-1,55	0,77	-0,05	-0,05	-0,05	0,93	-0,07
202	37,795	-1,02	-2,54	1,78	-0,08	-0,08	-0,08	0,84	-0,16
203	41,453	-1,22	-3,04	3,02	-0,10	-0,10	-0,10	0,73	-0,27
204	45,11	-1,26	-3,15	4,49	-0,10	-0,10	-0,10	0,62	-0,38
205	48,768	-1,18	-2,94	6,2	-0,10	-0,10	-0,10	0,50	-0,50/0,50
206	52,426	-1,00	-2,49	4,49	-0,08	-0,08	-0,08	0,38	0,38
207	56,083	-0,76	-1,89	3,02	-0,06	-0,06	-0,06	0,27	0,27
208	59,741	-0,49	-1,22	1,78	-0,04	-0,04	-0,04	0,16	0,16
209	63,398	-0,23	-0,56	0,77	-0,02	-0,02	-0,02	0,07	0,07
210o300	67,056	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
301	70,104	0,14	0,35	-0,47	0,01	0,01	0,01	-0,04	-0,04
302	73,152	0,24	0,59	-0,78	0,02	0,02	0,02	-0,08	-0,08
303	76,200	0,29	0,73	-0,97	0,02	0,02	0,02	-0,09	-0,09
304	79,248	0,31	0,78	-1,05	0,03	0,03	0,03	-0,10	-0,10
305	82,296	0,31	0,77	-1,02	0,03	0,03	0,03	-0,10	-0,10
306	85,344	0,27	0,69	-0,91	0,02	0,02	0,02	-0,09	-0,09
307	88,392	0,22	0,56	-0,74	0,02	0,02	0,02	-0,07	-0,07
308	91,440	0,16	0,39	-0,52	0,01	0,01	0,01	-0,05	-0,05
309	94,488	0,08	0,20	-0,27	0,01	0,01	0,01	-0,03	-0,03
310	97,536	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pos. Area tramo 1		88,67	0,00	0,00	13,37	4,18	0,00	1,98	1,98
Neg. Area tramo 1		0,00	-57,03	-20,74	0,00	-2,99	-17,11	0,00	0,00
Pos. Area tramo 2		0,00	0,00	95,56	0,00	0,00	0,00	18,29	4,16
Neg. Area tramo 2		-28,67	-71,67	0,00	-2,35	-2,35	-2,35	0,00	-4,16
Pos. Area tramo 3		6,22	15,55	0,00	0,51	0,51	0,51	0,00	0,00
Neg. Area tramo 3		0,00	0,00	-20,74	0,00	0,00	0,00	-1,98	-1,98
Total area Pos.		94,89	15,5	95,56	13,88	4,69	0,51	20,27	6,14
Total area Neg.		-28,67	-128,7	-41,47	-2,35	-5,34	-19,46	-1,98	-6,14
Area Neta		66,22	113,15	54,08	11,53	-0,65	-18,95	18,29	0,00

Fuente:

1. Tabla 5.2 (Design of Bridges, Based on AASHTO LRFD Bridge Desing Specifications,2007)

100 a 110 representa el primer tramo de la viga continua cada tramo esta constituido por diez puntos por ejemplo el primer tramo es de una longitud de 30.480 esto dividido entre 10 es igual a 3.048 que es la ubicación 101 de la tabla.

TABLA 4.3 Normalización de Líneas de Influencia (Relación de tramo=1.2, Vigas continuas de Tres tramos)

Ubicación	M(104)	M(200)	M(205)	V(100)	V(104)	V(110)	V(200)	V(205)
100	0,00000	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
101	0,05028	-0,02431	-0,00884	0,87569	-0,12431	-0,12431	0,02578	0,02578
102	0,10114	-0,04714	-0,01714	0,75286	-0,24714	-0,24714	0,05000	0,05000
103	0,15319	-0,06703	-0,02437	0,63297	-0,36703	-0,36703	0,07109	0,07109
104	0,20700	-0,08250	-0,03000	0,51750	-0,4825/0,51750	-0,48250	0,08750	0,08750
105	0,16317	-0,09208	-0,03348	0,40792	0,40792	-0,59208	0,09766	0,09766
106	0,12229	-0,09429	-0,03429	0,30571	0,30571	-0,69429	0,10000	0,10000
107	0,08494	-0,08766	-0,03187	0,21234	0,21234	-0,78766	0,09297	0,09297
108	0,05171	-0,07071	-0,02571	0,12929	0,12929	-0,87071	0,07500	0,07500
109	0,02321	-0,04199	-0,01527	0,05801	0,05801	-0,94199	0,04453	0,04453
110o200	0,00000	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	-1,0000/0,0	0,0/1,0000	0,00000
201	-0,02037	-0,05091	0,02529	-0,05091	-0,05091	-0,05091	0,92700	-0,07300
202	-0,03333	-0,08331	0,05829	-0,08331	-0,08331	-0,08331	0,83600	-0,16400
203	-0,03996	-0,09990	0,09900	-0,09990	-0,09990	-0,09990	0,73150	-0,26850
204	-0,04135	-0,10337	0,14743	-0,10337	-0,10337	-0,10337	0,61800	-0,38200
205	-0,03857	-0,09643	0,20357	-0,09643	-0,09643	-0,09643	0,50000	-0,50/0,50
206	-0,03271	-0,08177	0,14743	-0,08177	-0,08177	-0,08177	0,38200	0,38200
207	-0,02484	-0,06210	0,09900	-0,06210	-0,06210	-0,06210	0,26850	0,26850
208	-0,01605	-0,04011	0,05829	-0,04011	-0,04011	-0,04011	0,16400	0,16400
209	-0,00741	-0,01851	0,02529	-0,01851	-0,01851	-0,01851	0,07300	0,07300
210o300	0,00000	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
301	0,00458	0,01145	-0,01527	0,01145	0,01145	0,01145	-0,04453	-0,04453
302	0,00771	0,01929	-0,02571	0,01929	0,01929	0,01929	-0,07500	-0,07500
303	0,00956	0,02391	-0,03188	0,02391	0,02391	0,02391	-0,09297	-0,09297
304	0,01029	0,02571	-0,03429	0,02571	0,02571	0,02571	-0,10000	-0,10000
305	0,01004	0,02511	-0,03348	0,02511	0,02511	0,02511	-0,09766	-0,09766
306	0,00900	0,02250	-0,03000	0,02250	0,02250	0,02250	-0,08750	-0,08750
307	0,00731	0,01828	-0,02437	0,01828	0,01828	0,01828	-0,07109	-0,07109
308	0,00514	0,01286	-0,01714	0,01286	0,01286	0,01286	-0,05000	-0,05000
309	0,00265	0,00663	-0,00884	0,00663	0,00663	0,00663	-0,02578	-0,02578
310	0,00000	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
Pos. Area tramo 1	0,09545	0,00000	0,00000	0,43862	0,13720	0,00000	0,06510	0,06510
Neg. Area tramo 1	0,00000	-0,06138	-0,02232	0,00000	-0,09797	-0,56138	0,00000	0,00000
Pos. Area tramo 2	0,00000	0,00000	0,10286	0,00000	0,00000	0,00000	0,60000	0,13650
Neg. Area tramo 2	-0,03086	-0,07714	0,00000	-0,07714	-0,07714	-0,07714	0,00000	-0,13650
Pos. Area tramo 3	0,00670	0,01674	0,00000	0,01674	0,01674	0,01674	0,00000	0,00000
Neg. Area tramo 3	0,00000	0,00000	-0,02232	0,00000	0,00000	0,00000	-0,06510	-0,06510
Total area Pos.	0,10214	0,01674	0,10286	0,45536	0,15394	0,01674	0,66510	0,20160
Total area Neg.	-0,03086	-0,13853	-0,04464	-0,07714	-0,17512	-0,63853	-0,06510	-0,20160
Area Neta	0,07129	-0,12179	0,05821	0,37821	-0,02117	-0,62179	0,60000	0,00000

Usar:

Momento: Multiplicar las areas debido al momento por la longitud del (tramo 1)²

Cortante: Multiplicar las areas debido a la cortante por la longitud del tramo 1

Fuente:

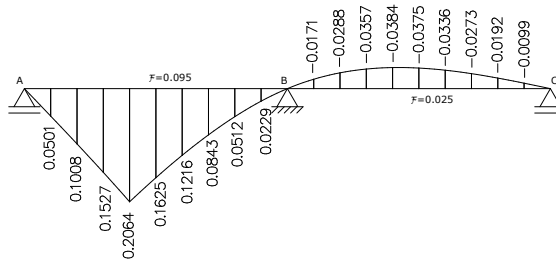
1. Tabla 5.4 (Design of Bridges, Based on AASHTO LRFD Bridge Desing Specifications,2007)

Por otro lado la A.I.S.C (American Institute for Steel Construction) publico tablas de líneas de influencia normalizadas para varias configuraciones de tramo y relaciones de tramo, una de las cuales es la Tabla 4.3 la cual es para vigas continuas de tres tramos con una relación de tramo de 1.2 por relación de tramo se entiende a la relación longitudinal que existe entre el tramo central con el primer y tercer tramo por ejemplo del ejemplo anterior $36.576/30.480 = 1.2$. Estas tablas permiten al ingeniero usar los valores tabulados multiplicar por la longitud característica real del tramo para así obtener las respectivas ordenadas de influencia.

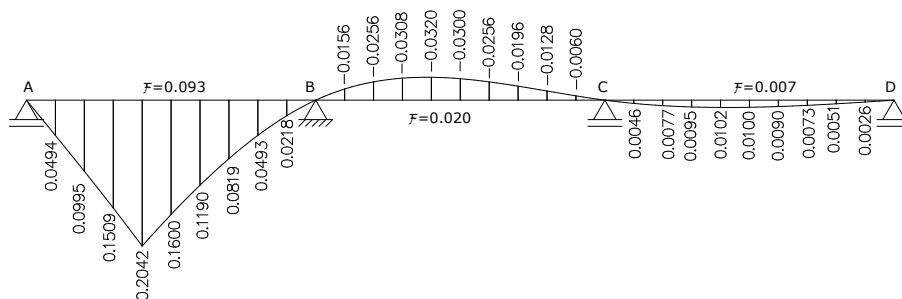
Otra herramienta eficaz para determinar ordenadas de influencia son las Tablas de HANGH Figuras 4.11, estas tablas están elaboradas para vigas continuas de infinitos tramos de la misma longitud de tramo la forma de aplicación es de la misma forma que la tabla de la AISC que consiste en multiplicar los valores tabulados por la longitud real de tramo y de esa forma determinar las ordenadas de influencia.

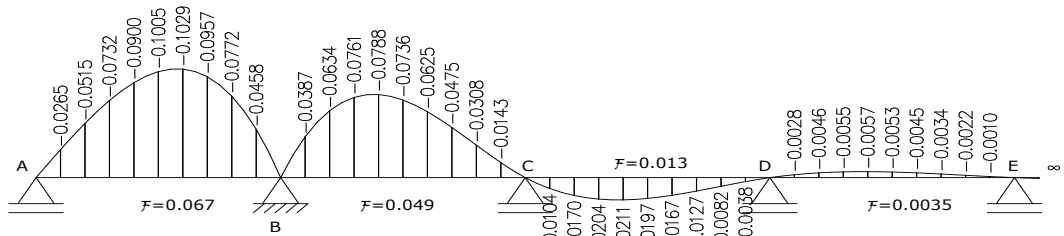
TABLAS DE HANGH VIGAS CONTINUAS CON RIGIDECES IGUALES ORDENADA DE INFLUENCIA PARA MOMENTOS DE TRAMO

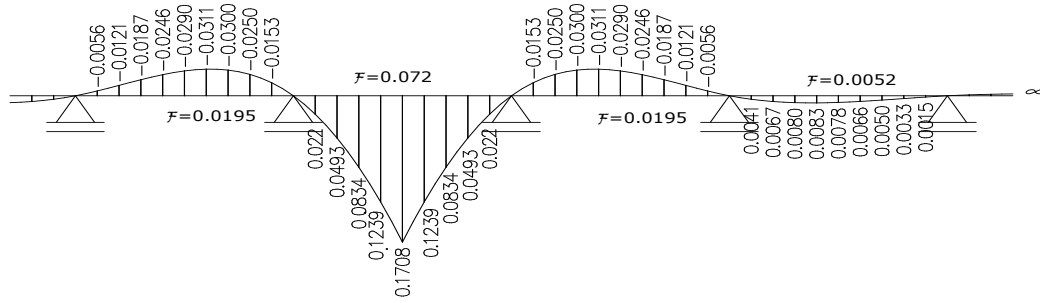
NÚMERO DE TRAMOS =2



NÚMERO DE TRAMOS =3

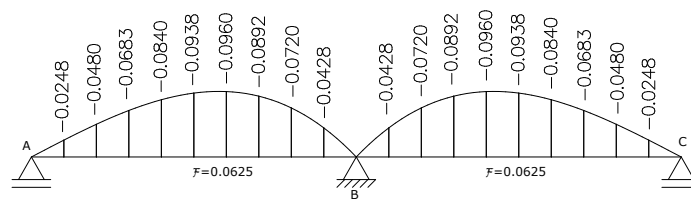




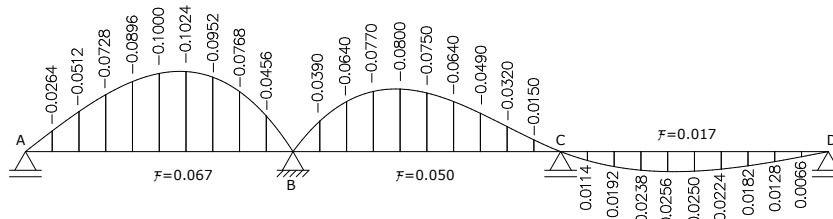


TABLAS DE HANGH VIGAS CONTINUAS CON RIGIDECEES IGUALES ORDENADAS DE INFLUENCIA PARA MOMENTOS DE APOYO

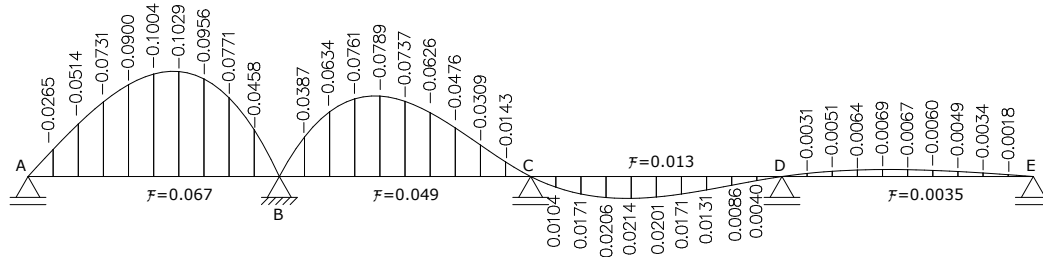
NUMERO DE TRAMOS = 2

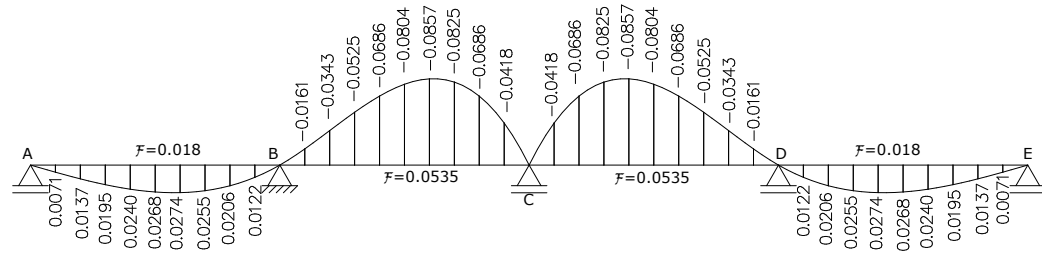


NUMERO DE TRAMOS = 3



NUMERO DE TRAMOS = 4





INFINITO NÚMERO DE TRAMOS

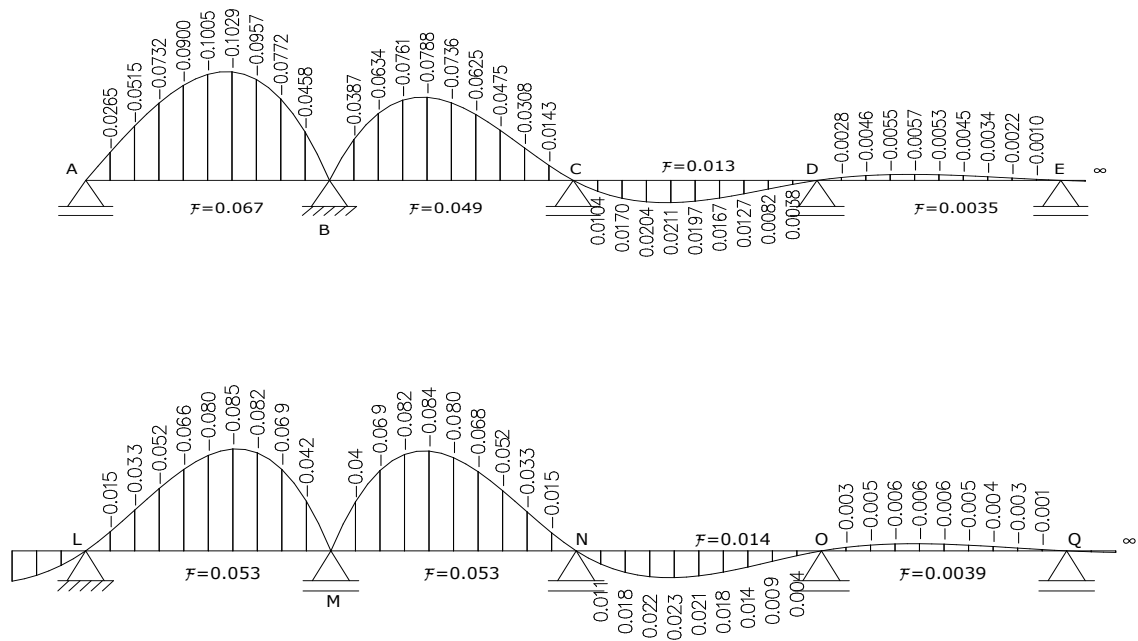
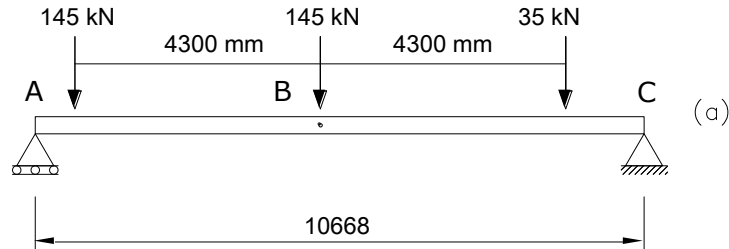


FIGURA 4.11 Graficas de HANGH para infinitos tramos de la misma longitud

Ejemplo 4.6

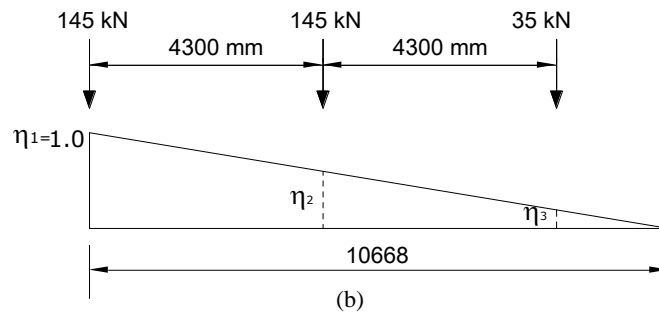
Usar las líneas de influencia determinadas en el Ejemplo 4.1 para calcular la reacción y cortante máxima en el apoyo $R_A = R_{100}$, $V_A = V_{100}$, y el momento en el centro de la Luz $M_B = M_{105}$ para la carga vehicular HL93 ver Figura 4.12a, usar una longitud de tramo de 10668 mm.

**FIGURA 4.12a** Carga vehicular sobre viga simplemente apoyada

Solución:

a. Camión de Diseño:

Reacción R_{100} :

**FIGURA 4.12b** Reacción R_{100} Camión de diseño

Aplicando la ecuación 4.1 en la Figura 4.12b

$$R_{100} = \sum_{i=1}^3 P_i \eta_i = 145(\eta_1) + 145(\eta_2) + 35(\eta_3)$$

donde η_2, η_3 por relación de triángulos es:

$$\frac{1}{10668} = \frac{\eta_2}{(10668 - 4300)} \Rightarrow \eta_2 = 0.597$$

$$\frac{1}{10668} = \frac{\eta_3}{(10668 - 8600)} \Rightarrow \eta_3 = 0.194$$

$$R_{100} = 145(1) + 145(0.597) + 35(0.194) = 238.35 \text{ kN}$$

$$\text{La } V_{100} = R_{100} = 238.35 \text{ kN}$$

Momento M_{105} :

Aplicando la ecuación 4.1 en la Figura 4.12c

$$M_{105} = \sum_{i=1}^3 P_i \eta_i = 145(\eta_1) + 145(\eta_2) + 35(\eta_3)$$

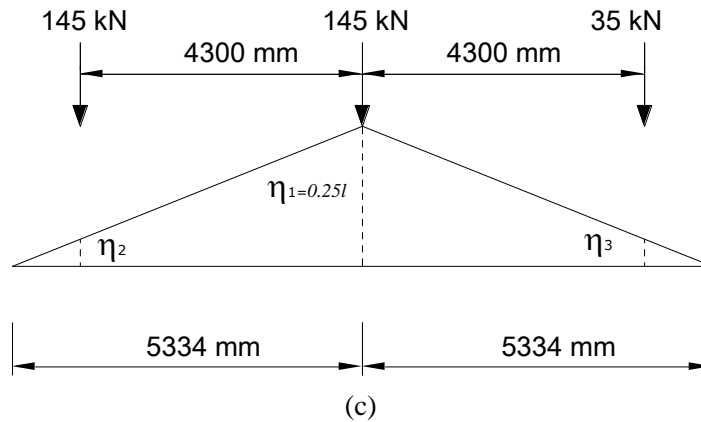


FIGURA 4.12c Momento 105 Camión de diseño

donde η_2, η_3 por relación de triángulos es:

$$\eta_1 = 0.25(l) = 0.25(10668) = 2667$$

$$\frac{2667}{5334} = \frac{\eta_2}{(5334 - 4300)} \Rightarrow \eta_2 = \eta_3 = 517$$

$$M_{105} = 145(2667) + 145(517) + 35(517) = 479.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

b. Tandem de Diseño:

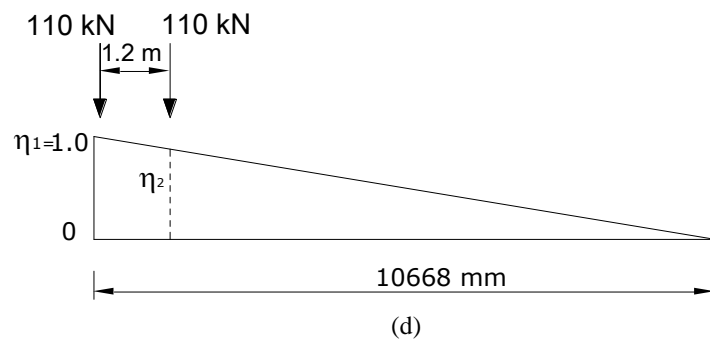


FIGURA 4.12d Reacción R100 Tandem de diseño

Reacción R_{100} :

Aplicando la ecuación 4.1 en la Figura 4.12d

$$R_{100} = \sum_{i=1}^2 P_i \eta_i = 110(\eta_1) + 110(\eta_2)$$

donde η_2 , por relación de triángulos es:

$$\frac{1}{10668} = \frac{\eta_2}{(10668 - 1200)} \Rightarrow \eta_2 = 0.89$$

$$R_{100} = 110(1) + 110(0.89) = 207.6 \text{ kN}$$

$$\text{La } V_{100} = R_{100} = 207.6 \text{ kN}$$

Momento M_{105} :

Aplicando la ecuación 4.1 en la Figura 4.12e

$$M_{105} = \sum_{i=1}^2 P_i \eta_i = 110(\eta_1) + 110(\eta_2)$$

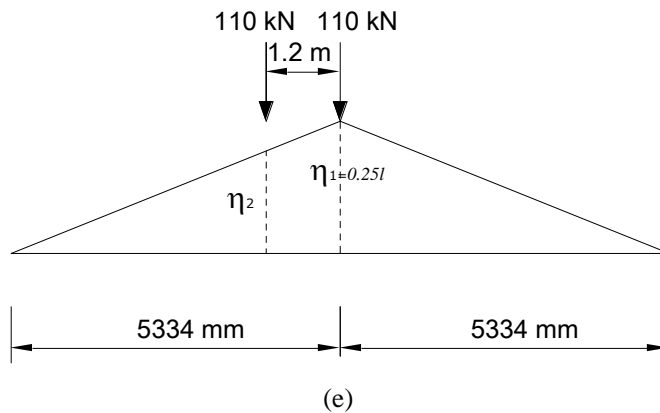


FIGURA 4.12e Momento M_{105} Tandem de diseño

donde η_2, η_3 por relación de triángulos es:

$$\eta_1 = 0.25(l) = 0.25(10668) = 2667$$

$$\frac{2667}{5334} = \frac{\eta_2}{(5334 - 1200)} \Rightarrow \eta_2 = 2067$$

$$M_{105} = 110(2667) + 110(2067) = 520.740 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Carga del Carril de diseño:Reacción R_{100} :

Aplicando la ecuación 4.2

$$R_{100} = \sum w dx \eta(x) = \text{Carga} \times \text{Area}$$

$$\text{Area} = \frac{1}{2}(1)(10668) = 5334 \text{ mm}$$

$$R_{100} = (9.3 \text{ N/mm})(5334 \text{ mm}) = 49.6 \text{ kN}$$

Como antes: $V_{100} = R_{100}$ Momento M_{105} :

$$\text{Area} = \frac{1}{2}(2667 \text{ mm})(10668 \text{ mm}) = 14225778 \text{ mm}^2$$

$$M_{105} = (9.3 \text{ kN/mm})(14225778 \text{ mm}) = 132.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

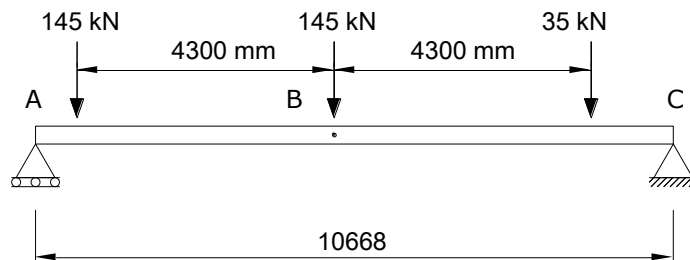
4.6 MOMENTO FLECTOR MÁXIMO

Cuando se trata de una carga concentrada o una carga distribuida para una viga simple apoyada el momento flector máximo se presenta en el punto medio, pero cuando una viga simple esta sometida a un tren de cargas concentradas, el momento flector máximo no se presenta por lo general en el punto medio.

El momento flector máximo que se origina en una viga sometida a un tren de cargas móviles se encuentra bajo una rueda, cuando esta rueda y la resultante total de cargas equidistan del centro de la viga, esta definición es más conocido como el *Teorema de Barre*.

Ejemplo 4.7

Determinar el momento flector máximo sobre la viga para el camión de diseño HL93 y el tandem de diseño de la Figura 4.13a, usar una longitud de tramo de 10668 mm.

**FIGURA 4.13a** (a) Carga vehicular sobre viga simplemente apoyada

Solución:

a) Camión de diseño:

Posición 1.- Incidencia de los tres ejes del camión

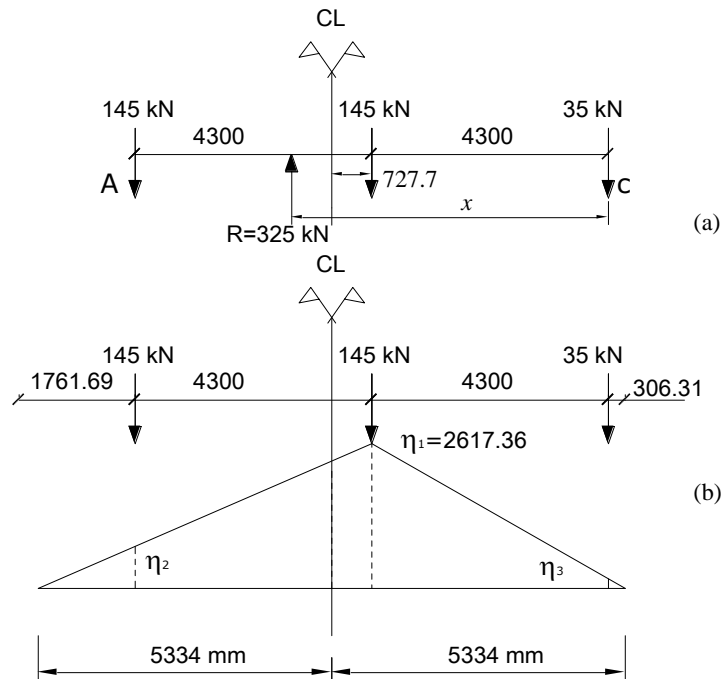


FIGURA 4.13b (a) Distancia x a la resultante R , (b) Posición de cargas respecto al CL

$$M_{\max} = \sum_{i=1}^3 P_i \eta_i = 145(\eta_1) + 145(\eta_2) + 35(\eta_3)$$

Determinar la ordenada η_1

$$\text{Si } a = 1761.69 + 4300 = 6061.69$$

$$\left(1 - \frac{x}{l}\right)(a) = \eta_1$$

$$\eta_1 = 6061.69 \left(1 - \frac{6061.69}{10668}\right) = 2617.36$$

donde η_2, η_3 por semejanza de triángulos es:

$$\frac{2617.36}{6061.69} = \frac{\eta_2}{1761.69} \Rightarrow \eta_2 = 760.67$$

$$\frac{2617.36}{4606.31} = \frac{\eta_3}{306.31} \Rightarrow \eta_3 = 174.05$$

$$M_{\max} = 145(760.67) + 145(2617.36) + 35(174.05) = 495.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Posición 2.- Incidencia de los dos ejes traseros

$$M_{\max} = \sum_{i=1}^2 P_i \eta_i = 145(\eta_1) + 145(\eta_2) + 35(\eta_3)$$

Determinar la ordenada η_1

$$\text{Si } a = 5334 + 1075 = 6409$$

$$\left(1 - \frac{x}{l}\right)(a) = \eta_1$$

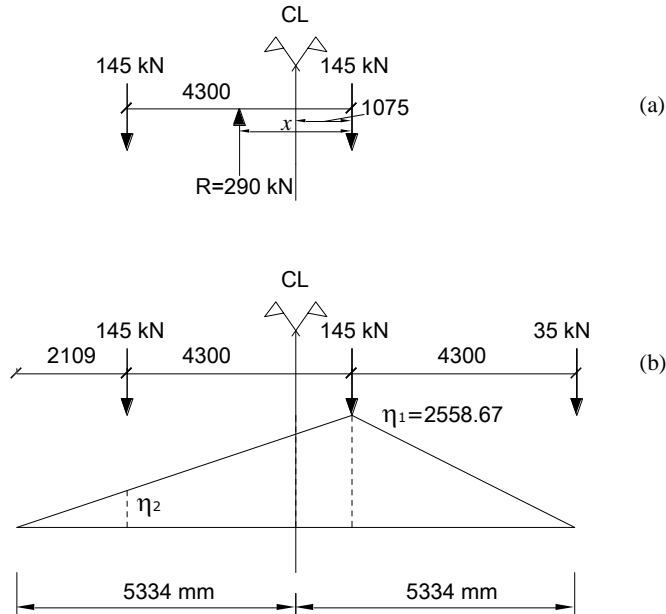


FIGURA 4.14 (a) Distancia x a la resultante R , (b) Posición de cargas respecto al CL

$$\eta_1 = 6409 \left(1 - \frac{6409}{10668}\right) = 2558.67$$

donde η_2, η_3 por semejanza de triángulos es:

$$\frac{2558.67}{6409} = \frac{\eta_2}{2109} \Rightarrow \eta_2 = 841.98$$

η_3 = La carga P_3 no entra

$$M_{\max} = 145(2558.67) + 145(841.98) = 493.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

b) Tandem de Diseño:

$$M_{\max} = \sum_{i=1}^2 P_i \eta_i = 110 \times \eta_1 + 110 \times \eta_2$$

Determinar la ordenada η_1

$$\text{Si } a = 4434 + 1200 = 5634$$

$$\left(1 - \frac{x}{l}\right)(a) = \eta_1$$

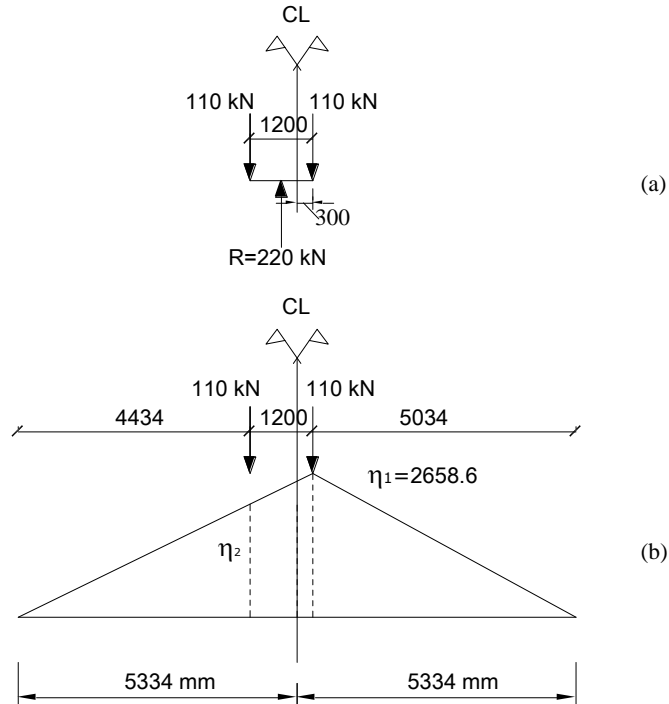


FIGURA 4.15 (a) Distancia x a la resultante (b) Posición de cargas respecto al CL

$$\eta_1 = 5364 \left(1 - \frac{5364}{10668} \right) = 2658.6$$

donde η_2 , por semejanza de triángulos es:

$$\frac{2658.6}{5364} = \frac{\eta_2}{4434} \Rightarrow \eta_2 = 522.603$$

$$M_{\max} = 110 \times 2658.6 + 110 \times 522.603 = 522.6 \text{ kNm}$$

TABLA 4.4 Nivel de Servicio, Diseño de Cargas Vehiculares ^{a b c}

Carga	$R_{100}=V_{100}$ (kN)	M_{105} (kN*m)	M_{\max} (kN*m)
Camion de diseño	238,35	479,80	495,90
Tandem de diseño	207,60	520,74	522,60
Carril de diseño	49,60	132,30	132,30
Camion+ Carril	287,95	612,10	628,20
Tandem + Carril	257,20	653,04	654,90

^a Tramo simple=10668 mm

^b Los valores criticos estan en negrilla

^c Los factores de impacto tipicos para camion y tandem es 1,33 y para carga de carril es 1,00

Fuente:

1. Tabla 5.4 (Design of Bridges, Based on AASHTO LRFD Bridge Desing ,2007)

Observando la Tabla 4.4 de diseño de cargas vehiculares y haciendo una comparación entre el momento M_{105} con el M_{\max} se nota la diferencia de aproximadamente 2.4% para camión, y una

diferencia mínima aproximada de 0.4% para el tandem, pero para el diseño según el [A3.6.1.3.1] se superponen las cargas para obtener los máximos momentos, realizando la misma comparación para camión + carril y tandem + carril las diferencias en porcentaje disminuyen aun mas. El procedimiento para determinar las acciones en vigas continuas es similar a la ilustrada para una viga simple, con la ligera diferencia de que los diagramas de influencia presentan ordenadas de influencia positivas y negativas en el siguiente ejemplo ilustraremos los procedimientos a desarrollar para vigas continuas.

Ejemplo 4.8

Determinar La Cortante V_{100} el momento flector M_{104} y el $M_{110}=M_{200}$ para la viga continua, con longitudes de $L_1=30480$, $L_2=36576$ y $L_3=30480$ mm mostrada en la Figura 4.16 para la carga vehicular (AASTHO, 2007), usar las funciones normalizadas de influencia dadas en la Tabla 4.3

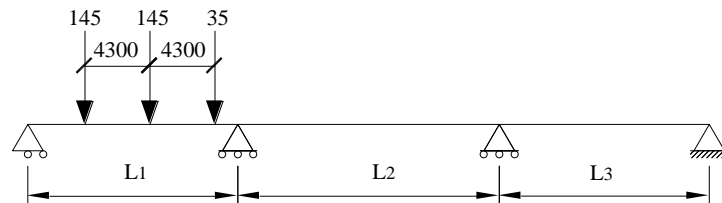


FIGURA 4.16 carga vehicular AASTHO sobre viga continua

Solución:

a. Camión de Diseño

V_{100} :

Ubicamos el eje izquierdo en el punto 100 ver Fig 4.17 para obtener la máxima cortante positiva, de la Tabla 4.3 obtenemos las ordenadas de influencia las ordenadas de los otros dos ejes η_1, η_2 obtenemos por interpolación:

	145 kN		145 kN		35 kN
	↓	4300	↓	4300	↓
Ubic. 100	↓	101	↓	102	↓ 103
Posc.	0.00	3.048	4.3	6.096	8.6 9.144
V_{100}	1.00	0.87569	η^1	0.75286	η^2 0.63297

FIGURA 4.17 Carga vehicular, posición eje izquierdo sobre punto 100

$$V_{100} = 145(1) + 145 \left[0.87569 + \frac{(0.75286 - 0.87569)}{(6.096 - 3.048)}(4.3 - 3.048) \right] \\ + 35 \left[0.75286 + \frac{(0.63297 - 0.75286)}{(9.144 - 6.096)}(8.6 - 6.096) \right]$$

$$V_{100} = 145 + 119.659 + 22.903 = 287.6 \text{ kNm}$$

M₁₀₄ +:

Ubicamos el eje medio en el punto 104 para obtener el máximo momento positivo,

$$M_{104} + = 35 \left[0.10114 + \frac{(0.15319 - 0.10114)}{(9.144 - 6.096)}(7.892 - 6.096) \right] (30.48) + \\ 145(0.20700)(30.48) + 145 \left[0.16317 + \frac{(0.12229 - 0.16317)}{(18.288 - 15.240)}(16.492 - 15.240) \right] (30.48) \\ M_{104} + = 140.615 + 914.857 + 646.932 = 1702.4 \text{ kN*m}$$

M₁₀₄ -:

Ubicamos el eje medio en el punto 204 para obtener el máximo momento negativo, de la Tabla 4.3 obtenemos las ordenadas de influencia.

$$M_{104} - = 145 \left[-0.03333 + \left(\frac{-0.03996 + 0.03333}{41.453 - 37.795} \right) (40.81 - 37.795) \right] (30.48) + \\ 145(-0.04135)(30.48) + 35 \left[-0.03857 + \left(\frac{-0.03271 + 0.03857}{52.426 - 48.768} \right) (49.41 - 48.768) \right] (30.48) \\ M_{104} - = -171.46 - 182.75 - 40.05 = -394.3 \text{ kNm}$$

M₁₁₀ -:

Ubicamos el eje medio en el punto 204 para obtener el máximo momento negativo, de la Tabla 4.3 obtenemos las ordenadas de influencia.

$$M_{110} - = 145 \left[-0.08331 + \left(\frac{-0.09990 + 0.08331}{41.453 - 37.795} \right) (40.81 - 37.795) \right] (30.48) + \\ 145(-0.10337)(30.48) + 35 \left[-0.09643 + \left(\frac{-0.08177 + 0.09643}{52.426 - 48.768} \right) (49.41 - 48.768) \right] (30.48) \\ M_{110} - = -428.52 - 456.85 - 100.127 = -485.6 \text{ kN*m}$$

M₁₁₀ +:

Ubicamos el eje medio en el punto 304 para obtener el máximo momento positivo, de la Tabla 4.3 obtenemos las ordenadas de influencia.

$$M_{110} + = 35 \left[0.01929 + \left(\frac{0.02391 - 0.01929}{76.2 - 73.152} \right) (74.948 - 73.152) \right] (30.48) +$$

$$145(0.02571)(30.48) + 145 \left[0.02511 + \left(\frac{0.02250 - 0.02511}{85.344 - 82.296} \right) (83.548 - 82.296) \right] (30.48)$$

$$M_{110+} = 23.48 + 113.63 + 106.24 = 243.35 \text{ kNm}$$

b) Diseño Tandem

V_{110+} :

Ubicamos el eje izquierdo en el punto 100 para obtener la máxima cortante positiva, de la Tabla 4.3 obtenemos las ordenadas de influencia.

$$V_{110+} = 110(1) + 110 \left[1 + \frac{(0.87569 - 1)}{(3.048 - 0)} (1.200 - 0) \right]$$

$$V_{110+} = 110 + 104.6 = 214.6 \text{ kN}$$

V_{110-} :

Ubicamos el eje derecho en el punto 204 para obtener la máxima cortante negativa, de la Tabla 4.3 obtenemos las ordenadas de influencia.

$$V_{110-} = 110(-0.10337) + 110 \left[-0.10337 + \left(\frac{-0.10337 + 0.09990}{45.110 - 41.453} \right) (45.110 - 43.91) \right]$$

$$V_{110-} = -11.37 - 11.50 = -22.87 \text{ kN}$$

M_{104+} :

Ubicamos el eje izquierdo en el punto 104 para obtener el máximo momento positivo,

$$M_{104+} = 110(0.2070)(30.48) +$$

$$110 \left[0.2070 + \left(\frac{0.163.17 - 0.2070}{15.240 - 12.192} \right) (13.392 - 12.192) \right] (30.48) = 1330 \text{ kNm}$$

M_{104-} :

Ubicamos el eje derecho en el punto 204 para obtener el máximo momento negativo,

$$M_{104-} = 110(-0.04135)(30.48) +$$

$$110 \left[-0.03996 + \left(\frac{-0.04135 + 0.03996}{45.110 - 41.453} \right) (43.91 - 41.453) \right] (30.48) = 275.75 \text{ kNm}$$

M_{110-} :

Ubicamos el eje derecho en el punto 204 para obtener el máximo momento negativo,

$$M_{110-} = 110(-0.10337)(30.48) +$$

$$110 \left[-0.09990 + \left(\frac{-0.10337 + 0.09990}{45.110 - 41.453} \right) (43.91 - 41.453) \right] (30.48) = 689.25 \text{ kNm}$$

c) Carga de carril de diseño

Usar las tablas normalizadas de la base de tabla 4.3 para las cargas de carril, estas áreas requieren multiplicar por la longitud característica del intervalo esto para la cortante, y la longitud de intervalo al cuadrado para el momento.

$$\begin{aligned}
 V_{100-} &= 9.3(-0.07714)(30.480) = -21.87 \text{ kN} & M_{104-} &= 9.3(-0.03086)(30.480)^2 = -266.6 \text{ kNm} \\
 V_{100+} &= 9.3(0.45536)(30.480) = 129.08 \text{ kN} & M_{110-} &= 9.3(-0.13853)(30.480)^2 = -1197 \text{ kNm} \\
 M_{104+} &= 9.3(0.10214)(30.480)^2 = 882.5 \text{ kNm} & M_{110+} &= 9.3(0.01674)(30.480)^2 = 144.6 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Encontrar los máximos esfuerzos (momentos, cortantes, reacciones) en una viga continua manualmente es un trabajo largo por eso este proceso fue computarizado por un programa denominado BT Beam-LRFD Analysis, el cual determina los esfuerzos debido a las cargas vehiculares en cada uno de los 10 puntos de la viga, los resultados de este análisis se muestran en la Tabla 4.5 y 4.6. para las longitudes de tramo: 30480,36576 ,30480 mm y 10668, 12802 y 10668 mm, estas tablas se usaran en los ejemplos posteriores a lo largo de este libro. \

SUPERFICIE DE INFLUENCIA

Las superficies de influencia también representan los efectos de carga de una acción unitaria, moviéndose sobre una superficie .Las superficies de influencia fueron usados extensamente para determinar las formulas de distribución de cargas de la AASHTO.

TABLA 4.5 Acción Envolvente para vigas continuas de tres tramos 30480,36576 y 30480 mm

Ubicación	Momento Positivo (kN*m)							Momento Negativo (kN*m)						
	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion n+	Tandem +Carril	Critico M+	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion + Carril	Tandem + Carril	Critico M-
100	0	0	0	N/A	0	0	0	0	0	0	N/A	0	0	0
101	755	570	351	N/A	1355	1109	1355	-99	-69	-66	N/A	-198	-158	-198
102	1274	977	615	N/A	2309	1915	2309	-198	-138	-132	N/A	-395	-315	-395
103	1572	1227	793	N/A	2884	2425	2884	-297	-207	-198	N/A	-593	-473	-593
104	1702	1330	884	N/A	3148	2653	3148	-396	-276	-264	N/A	-791	-631	-791
105	1669	1308	889	N/A	3109	2629	3109	-495	-345	-330	N/A	-989	-788	-989
106	1502	1179	808	N/A	2806	2376	2806	-594	-414	-396	N/A	-1186	-946	-1186
107	1184	951	640	N/A	2214	1905	2214	-693	-483	-462	N/A	-1384	-1104	-1384
108	752	649	386	N/A	1385	1249	1385	-792	-552	-528	N/A	-1582	-1262	-1582
109	257	303	184	N/A	526	587	587	-891	-621	-733	N/A	-1919	-1558	-1919
110	244	172	143	N/critico	467	371	467	-990	-689	-1185	-1857	-2502	-2102	-3290

Continúa

Ubicación	Momento Positivo (kN*m)							Momento Negativo (kN*m)						
	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion n+	Tandem +Carril	Critico M+	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion + Carril	Tandem + Carril	Critico M-
200	243	172	143	N/critico	467	371	467	-990	-689	-1185	-1857	-2502	-2102	-3290
201	319	357	150	N/A	575	625	625	-779	-549	-632	N/A	-1668	-1363	-1668
202	875	741	347	N/A	1510	1332	1510	-666	-469	-393	N/A	-1278	-1017	-1278
203	1313	1047	647	N/A	2393	2040	2393	-552	-389	-382	N/A	-1116	-899	-1116
204	1586	1241	833	N/A	2943	2484	2943	-438	-309	-382	N/A	-965	-793	-965
205	1662	1303	896	N/A	3106	2629	3106	-325	-229	-382	N/A	-814	-686	-814
206	1586	1241	833	N/A	2943	2484	2943	-438	-309	-382	N/A	-965	-793	-965
207	1315	1047	647	N/A	2396	2039	2396	-552	-389	-382	N/A	-1116	-899	-1116
208	872	741	347	N/A	1506	1332	1506	-666	-469	-393	N/A	-1278	-1017	-1278
209	319	357	150	N/A	575	625	625	-779	-549	-632	N/A	-1668	-1362	-1668
210	244	172	143	N/critico	467	371	467	-991	-689	-1185	-1857	-2502	-2102	-3290
300	243	172	143	N/critico	467	371	467	-991	-689	-1185	-1857	-2502	-2102	-3290
301	230	303	184	N/A	491	587	587	-891	-620	-733	N/A	-1919	-1558	-1919
302	752	649	386	N/A	1385	1249	1385	-792	-552	-528	N/A	-1582	-1262	-1582
303	1184	951	640	N/A	2214	1904	2214	-693	-483	-462	N/A	-1384	-1104	-1384
304	1502	1179	808	N/A	2805	2375	2805	-594	-414	-396	N/A	-1186	-946	-1186
305	1669	1308	889	N/A	3108	2629	3108	-495	-345	-330	N/A	-989	-788	-989
306	1702	1330	884	N/A	3148	2653	3148	-396	-276	-264	N/A	-791	-631	-791
307	1572	1227	793	N/A	2884	2425	2884	-297	-207	-198	N/A	-593	-473	-593
308	1274	978	615	N/A	2309	1915	2309	-198	-138	-132	N/A	-395	-315	-395
309	755	571	351	N/A	1355	1110	1355	-99	-69	-66	N/A	-198	-158	-198
310	0	0	0	N/A	0	0	0	0	0	0	N/A	0	0	0
Ubicación	Cortante Positiva (kN)							Cortante Negativa (kN)						
	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion + Carril	Tandem+ Carril	Critico V+	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion+ Carril	Tandem + Carril	Critico V-
100	288	215	129	N/A	512	415	512	-33	-23	-22	N/A	-65	-52	-65
101	248	187	103	N/A	432	352	432	-33	-23	-23	N/A	-67	-54	-67
102	209	160	80	N/A	358	293	358	-46	-49	-29	N/A	-90	-94	-94
103	172	134	60	N/A	288	238	288	-83	-76	-37	N/A	-147	-138	-147
104	136	109	44	N/A	225	189	225	-121	-101	-49	N/A	-211	-184	-211
105	103	85	30	N/A	167	144	167	-158	-126	-65	N/A	-275	-232	-275
106	73	63	20	N/A	117	104	117	-194	-148	-83	N/A	-340	-280	-340
107	46	43	13	N/A	74	70	74	-226	-169	-104	N/A	-405	-329	-405
108	24	25	8	N/A	40	42	42	-256	-188	-127	N/A	-468	-377	-468
109	8	10	6	N/A	17	19	19	-283	-204	-153	N/A	-529	-425	-529
110	8	6	5	N/critico	15	12	15	-305	-217	-181	N/criticc	-586	-469	-586
200	305	217	188	N/critico	594	477	594	-31	-22	-18	N/criticc	-60	-47	-60
201	277	201	156	N/A	524	422	524	-31	-22	-20	N/A	-61	-49	-61
202	245	189	126	N/A	451	365	451	-33	-33	-24	N/A	-67	-67	-67
203	209	157	99	N/A	377	307	377	-62	-55	-31	N/A	-113	-104	-113
204	171	132	76	N/A	304	251	304	-96	-80	-42	N/A	-170	-148	-170
205	133	106	57	N/A	234	198	234	-133	-106	-57	N/A	-234	-198	-234
206	96	80	42	N/A	170	148	170	-171	-132	-76	N/A	-303	-251	-303
207	62	55	31	N/A	113	104	113	-209	-157	-99	N/A	-377	-308	-377
208	31	33	24	N/A	65	67	67	-245	-180	-126	N/A	-451	-365	-451
209	31	22	20	N/A	61	49	61	-277	-201	-156	N/A	-524	-422	-524
210	31	22	18	N/critico	60	47	60	-305	-217	-188	N/criticc	-594	-477	-594

Continúa

Cortante Positiva (kN)								Cortante Negativa (kN)						
Ubicación	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion + Carril	Tandem+ Carril	Critico V+	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion+ Carril	Tandem + Carril	Critico V-
300	305	217	181	N/critico	587	470	587	-8	-6	-5	N/critic	-15	-12	-15
301	283	204	153	N/A	529	425	529	-8	-10	-6	N/A	-17	-19	-19
302	256	188	127	N/A	468	377	468	-24	-25	-8	N/A	-40	-42	-42
303	226	168	104	N/A	405	329	405	-46	-43	-13	N/A	-74	-70	-74
304	194	148	83	N/A	340	280	340	-73	-63	-20	N/A	-117	-104	-117
305	158	125	65	N/A	275	232	275	-103	-85	-30	N/A	-167	-144	-167
306	121	101	49	N/A	211	184	211	-136	-109	-44	N/A	-225	-189	-225
307	83	76	37	N/A	147	138	147	-172	-134	-60	N/A	-288	-238	-288
308	46	49	29	N/A	90	94	94	-209	-160	-80	N/A	-357	-293	-357
309	33	23	23	N/A	67	54	67	-248	-187	-103	N/A	-432	-352	-432
310	33	23	23	N/A	65	52	65	-288	-212	-119	N/A	-515	-415	-515

Reaccion Positiva (kN)								Reaccion Negativa (kN)						
Ubicación	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion + Carril	Tandem + Carril	Critico R+	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion + Carril	Tandem + Carril	Critico R-
100	288	215	1529	N/A	512	415	512	-33	-23	-22	N/A	-65	-52	-65
110/200	320	219	369	516	795	661	797	-39	-28	-23	√/critic	-75	-60	-75
210/300	320	219	369	516	795	661	797	-39	-28	-23	√/critic	-75	-60	-75
310	288	215	129	N/A	512	415	512	-33	-23	-22	N/A	-65	-52	-65

Las acciones vehiculares del camión, tándem y el tren están multiplicado por la carga dinamica permitida de 1.33 antes de actuar en combinación con la carga de carril.

Fuente:

1. Tabla 4.5=5.7 y 4.6=5.8 (Design of Bridges, Based on AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2007)

TABLA 4.6 Acción Envolvente para vigas continuas de tres tramos 10668,12802 y 30480 mm

Momento Positivo (kN*m)								Momento Negativo (kN*m)						
Ubicación	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion + Carril	Tandem+ Carril	Critico M+	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion+ Carril	Tandem + Carril	Critico M-
101	200	189	43	N/A	309	295	309	-28	-24	-8	N/A	-45	-40	-45
102	327	322	75	N/A	510	503	510	-56	-48	-16	N/A	-90	-80	-90
103	391	400	97	N/A	617	629	629	-84	-72	-24	N/A	-136	-119	-136
104	399	428	108	N/A	639	678	678	-112	-96	-32	N/A	-181	-159	-181
105	383	420	109	N/A	618	667	667	-140	-119	-40	N/A	-226	-199	-226
106	363	380	99	N/A	581	605	605	-167	-143	-48	N/A	-271	-239	-271
107	296	304	78	N/A	472	483	483	-195	-167	-57	N/A	-316	-279	-316
108	181	200	47	N/A	288	313	313	-223	-191	-65	N/A	-361	-319	-361
109	81	77	23	N/A	130	125	130	-251	-215	-90	N/A	-424	-376	-424
110	65	59	18	N/A	104	97	104	-327	-239	-145	N/A	-580	-463	-580
200	65	59	18	N/A	104	97	104	-327	-239	-145	N/A	-580	-463	-580
201	97	94	18	N/A	147	143	147	-208	-190	-77	N/A	-354	-330	-354
202	210	230	42	N/A	322	348	348	-178	-162	-48	N/A	-285	-264	-285
203	328	335	79	N/A	516	524	524	-147	-135	-47	N/A	-243	-226	-243
204	395	399	102	N/A	627	633	633	-117	-107	-47	N/A	-203	-189	-203
205	404	416	110	N/A	647	663	663	-87	-79	-47	N/A	-162	-152	-162
206	395	399	102	N/A	627	633	633	-117	-107	-47	N/A	-203	-189	-203
207	328	335	79	N/A	515	524	524	-147	-135	-47	N/A	-243	-226	-243
208	210	229	42	N/A	322	348	348	-178	-162	-48	N/A	-285	-264	-285
209	96	94	18	N/A	147	143	147	-208	-190	-77	N/A	-354	-330	-354
210	65	59	18	N/A	104	97	104	-327	-239	-145	N/A	-580	-463	-580
300	65	59	18	N/A	104	97	104	-327	-239	-145	N/A	-580	-463	-580

Ubicación	Momento Positivo (kN*m)							Momento Negativo (kN*m)						
	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion + Carril	Tandem+ Carril	Critico M+	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion+ Carril	Tandem + Carril	Critico M-
301	81	77	23	N/A	130	125	130	-261	-215	-90	N/A	-424	-376	-424
302	181	200	47	N/A	288	313	313	-223	-191	-65	N/A	-361	-319	-361
303	296	304	78	N/A	472	483	483	-195	-167	-57	N/A	-316	-279	-316
304	363	380	99	N/A	581	605	605	-167	-143	-48	N/A	-271	-239	-271
305	383	420	109	N/A	618	667	667	-139	-119	-40	N/A	-226	-199	-226
306	399	428	108	N/A	639	678	678	-112	-95	-32	N/A	-181	-159	-181
307	391	400	97	N/A	617	629	629	-84	-72	-24	N/A	-136	-119	-136
308	327	322	75	N/A	510	503	510	-56	-48	-126	N/A	-90	-80	-90
309	200	189	43	N/A	309	294	309	-28	-24	-8	N/A	-45	-40	-45
310	0	0	0	N/A	0	0	0	0	0	0	N/A	0	0	0

Ubicación	Cortante Positiva (kN)							Cortante Negativa (kN)						
	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion n+	Tandem+ Carril	Critico V+	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion+ Carril	Tandem + Carril	Critico V-
100	224	205	45	N/A	343	317	343	-26	-22	-8	N/A	-42	-37	-42
101	188	177	36	N/A	285	272	285	-26	-22	-8	N/A	-43	-38	-43
102	153	151	28	N/A	231	228	231	-42	-39	-10	N/A	-66	-62	-66
103	122	125	21	N/A	184	187	187	-65	-66	-13	N/A	-100	-101	-101
104	93	100	15	N/A	140	149	149	-85	-92	-17	N/A	-131	-139	-139
105	67	77	11	N/A	100	113	113	-104	-117	-23	N/A	-161	-178	-178
106	44	56	7	N/A	66	81	81	-136	-140	-29	N/A	-210	-215	-215
107	31	37	5	N/A	46	53	53	-168	-162	-36	N/A	-260	-251	-260
108	19	20	3	N/A	28	29	29	-198	-181	-45	N/A	-308	-286	-308
109	8	6	2	N/A	13	10	13	-226	-198	-54	N/A	-354	-317	-354
110	6	6	2	N/A	10	9	10	-254	-213	-63	N/A	-401	-347	-401
200	256	212	66	N/A	406	348	406	-24	-22	-6	N/A	-38	-35	-38
201	225	195	54	N/A	353	313	353	-24	-22	-7	N/A	-38	-36	-38
202	191	173	44	N/A	298	274	298	-27	-27	-8	N/A	-44	-44	-44
203	156	149	35	N/A	242	233	242	-43	-48	-11	N/A	-68	-75	-75
204	123	124	27	N/A	190	191	191	-66	-72	-15	N/A	-103	-111	-111
205	92	98	20	N/A	142	150	150	-92	-98	-20	N/A	-142	-150	-150
206	66	72	15	N/A	103	111	111	-123	-124	-27	N/A	-190	-191	-191
207	43	48	11	N/A	68	75	75	-156	-149	-35	N/A	-242	-233	-242
208	27	27	8	N/A	44	44	44	-191	-173	-44	N/A	-298	-274	-298
209	24	22	7	N/A	38	36	38	-225	-195	-54	N/A	-353	-313	-353
210	24	22	6	N/A	38	35	38	-256	-212	-66	N/A	-406	-348	-406
300	254	213	63	N/A	400	346	400	-6	-6	-2	N/A	-10	-9	-10
301	226	198	54	N/A	354	317	354	-8	-6	-2	N/A	-13	-10	-13
302	198	181	45	N/A	309	286	309	-19	-20	-3	N/A	-28	-29	-29
303	168	162	36	N/A	260	251	260	-31	-37	-5	N/A	-46	-53	-53
304	136	140	29	N/A	210	215	215	-44	-56	-7	N/A	-66	-81	-81
305	104	117	23	N/A	161	178	178	-67	-77	-11	N/A	-100	-113	-113
306	85	92	17	N/A	131	139	139	-93	-100	-15	N/A	-140	-149	-149
307	65	66	13	N/A	99	101	101	-122	-125	-21	N/A	-184	-187	-187
308	42	39	10	N/A	66	62	66	-153	-151	-28	N/A	-231	-228	-231
309	26	22	8	N/A	43	38	43	-188	-177	-36	N/A	-285	-272	-285
310	26	22	8	N/A	42	37	42	-274	-303	-43	N/A	-341	-318	-341

Ubicación	Reaccion Positiva (kN)							Reaccion Negativa (kN)						
	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion + Carril	Tandem+ Carril	Critico R+	Camion	Tandem	Carril	Tren	Camion+ Carril	Tandem + Carril	Critico R-
100	224	205	45	N/A	343	317	343	-22	-8	-22	N/A	-42	-37	-42
110/200	295	218	129	N/A	521	419	521	-27	-8	-23	N/A	-48	-44	-48
210/300	295	218	129	N/A	521	419	521	-27	-8	-23	N/A	-48	-44	-48
310	224	205	45	N/A	343	318	343	-22	-8	-22	N/A	-42	-37	-42

Las acciones vehiculares del camión, tandem y el tren están multiplicado por la asignacion dinámica de carga de 1.33 antes de actuar en combinación con la carga de carril.

CAPITULO 5

CARGAS EN PUENTES CARRETEROS Y DISTRIBUCIÓN DE CARGAS

5.1 INTRODUCCIÓN

Este capítulo se ocupa de las cargas en puentes carreteros y la distribución de cargas como se especifica en las Especificaciones AASTHO para el diseño de puentes por el método LRFD.

Cuando se realiza el diseño de un puente de un componente a otro, cambiara la carga dominante y la combinación de cargas factoradas dominante. Por ejemplo, vehículos permitidos, factorizados y combinados para un estado límite, pueden controlar el diseño a flexión en una posición de la viga. La carga viva vehicular de diseño estándar, factorizada y combinada para un estado limite diferente, puede controlar el diseño del esfuerzo de corte en otra posición de la viga. Otras cargas, como eventos sísmicos, pueden controlar el diseño de las columnas y las fundaciones.

Sobre un puente se aplican diferentes tipos de carga, tales cargas pueden ser divididas en dos categorías, cargas permanentes y cargas transitorias. Las cargas permanentes se quedan por un periodo extenso normalmente por toda la vida de servicio del puente, tales cargas incluyen el peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales. Las cargas transitorias como su nombre lo indica cambian con el tiempo y pueden ser aplicadas desde varias direcciones y/o ubicaciones, estas son altamente variables, las cargas transitorias incluyen a las cargas por gravedad las cuales son debidas a los vehículos, ferrocarriles y tráfico peatonal, también son consideradas las cargas laterales debidos a los ríos, vientos, témpanos de hielo, colisión de embarcaciones y sismos.

5.2 DENOMINACIÓN DE LAS CARGAS

5.2.1 CARGAS PERMANENTES

Las cargas permanentes como su nombre lo indica son esas cargas que se quedan sobre el puente por un periodo extenso quizás por toda la vida de servicio del puente, entre estas se pueden citar:

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

La carga permanente es distribuida a las vigas asignando a cada una todas las cargas de los elementos de la superestructura dentro la mitad de la distancia a la viga adyacente. Esto incluye la carga muerta de la viga misma y su parte inferior, en el caso de vigas cajón. Los pesos muertos debido a barreras de hormigón, aceras y bordes de la acera, y paredes contra ruidos, pueden ser igualmente distribuidos a todas las vigas.

TABLA 5.1 Densidades

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,3

Fuente:

1. Tabla A 3.5.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

Los accesorios no estructurales (barandas, parapetos, bordillos, aceras), están considerados como cargas permanentes y pueden ser incluidos en cualquier análisis. En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se puede utilizar las densidades especificadas en la Tabla 5.1

5.2.2 CARGAS TRANSITORIAS

Aunque el automóvil es la carga viva vehicular mas utilizado en casi todos los puentes, el camión es el que causa los efectos más críticos en los puentes. Específicamente los efectos que producen los automóviles son insignificantes en comparación a los efectos que produce el camión.

Además de las cargas vivas vehiculares podemos citar las siguientes cargas transitorias:

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

5.3 CARGA VIVA VEHICULAR

La carga viva vehicular de diseño fue reemplazada en 1993 debido a configuraciones de camiones más pesados en las carreteras, y porque se necesita una carga estadísticamente representativa, ideal

para lograr un "nivel de seguridad constante". La carga ideal que fue encontrada fue adoptada por la AASHTO y llamada HL 93 o "Highway load 93" para una mejor representación de "vehículos excluidos", camiones con configuraciones de carga mayores a las permitidas.

La media y la desviación estándar del tráfico de camiones fue determinada y usada en la calibración de los factores de carga para el modelo de carga ideal HL93. El modelo de carga se denomina "ideal" porque no es su intención representar ningún tipo de camión en particular.

La distribución de cargas en las especificaciones LRFD es más complicada que en las especificaciones Estándar. Este cambio es justificado por la complejidad de los puentes de hoy.

5.3.1 CARGA VIVA VEHICULAR DE DISEÑO

La "carga viva vehicular de diseño" o "sobrecarga vehicular de diseño," HL93, es una combinación del "**camión del diseño**" y la "**carga del carril de diseño**" o la combinación del "**tándem de diseño**" y la "**carga del carril de diseño**". El camión del diseño reemplaza al típico semitrailer para carreteras de 20 ton (HS20-44) adoptado por AASHO (ahora AASHTO) en 1944 y usado en las anteriores especificación Estándar, el camión de diseño tiene una carga de 35 KN en el eje delantero a 4.30m se encuentra el segundo eje con un peso de 145 KN, el tercer eje esta posesionado en una distancia que varia de 4.30 a 9.0m con un peso de 145 KN, el camión de diseño tiene la misma configuración que el camión de diseño HS20-44 . De la misma manera, la carga del carril de diseño es la carga de carril HS20 de las Especificaciones Estándar. Un pequeño, pero más pesado, tándem de diseño es nuevo para AASHTO y es combinado con la carga del carril de diseño para crear una peor condición que el camión de diseño combinado con la carga de carril de diseño. Las superestructuras con tramos muy cortos, especialmente menores a 12 m de largo, son a menudo controlados por la combinación del tándem. La carga del carril de diseño intenta simular una caravana de camiones.

5.3.1.1 CAMIÓN DE DISEÑO

[A.3.6.1.2.2] Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 5.1. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en la Sección 5.3.6 o [A 3.6.2]

A excepción de lo especificado en [A 3.6.1.3.1] y [A 3.6.1.4.1], la separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las solicitaciones extremas.

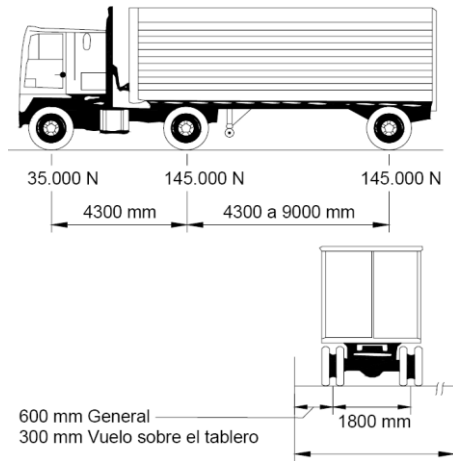


FIGURA 5.1 Camión de diseño

5.3.1.2 TÁNDEM DE DISEÑO

[A.3.6.1.2.3] El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm, ver Figura 5.2. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en la Sección 5.3.6 o [A 3.6.2]

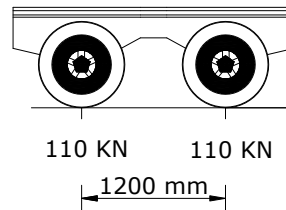


FIGURA 5.2 Tándem de diseño

5.3.1.3 CARGA DEL CARRIL DE DISEÑO

[A.3.6.1.2.4] La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm, ver Figura 5.3. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.



FIGURA 5.3 Carga de carril de diseño

5.3.1.4 APLICACIÓN DE SOBRECARGA VEHICULAR DE DISEÑO

La sollicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- Las sollicitaciones debidas al camión de diseño combinado con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, ver Figura 5.4.

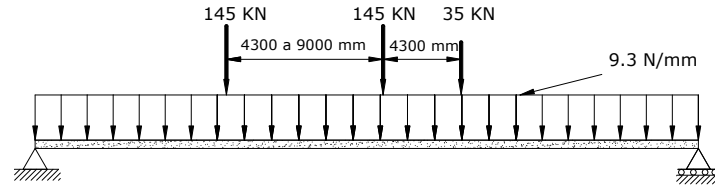


FIGURA 5.4 Camión de diseño combinada con la carga del carril de diseño

- La sollicitación debido a un tandem de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en la Sección 5.3.1.1 combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, ver Figura 5.5.

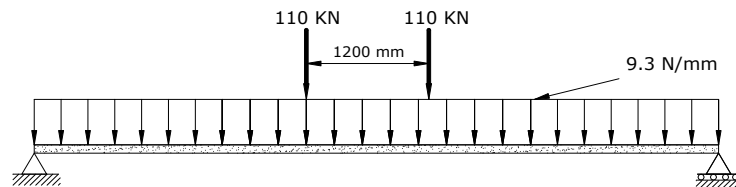


FIGURA 5.5 Tandem de diseño combinada con la carga del carril de diseño

- Tanto para momento negativo entre puntos de contra flexión bajo una carga uniforme en todos los tramos, como la reacción para las pilas interiores solamente, 90 por ciento de las sollicitaciones debido a dos camiones de diseño separados como mínimo 15000 mm entre el eje delantero de un camión y el eje trasero de otro camión, combinada con el 90 por ciento de la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145000 N de cada camión se deberá tomar como 4300 mm, ver Figura 5.6.

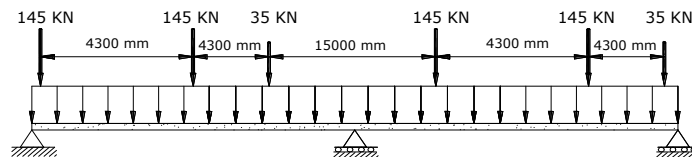


FIGURA 5.6 Dos camiones de diseño combinado con la carga del carril de diseño

El camión o tandem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los

centros de las cargas de rueda este a menos de:

- 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda para el diseño del vuelo del tablero.
- 600 mm a partir del borde del borde del carril de diseño para el diseño de todos los demás componentes.

5.3.2 CARGAS DE FATIGA

La resistencia de varios componentes del puente, son sensibles a las repeticiones de esfuerzo o fatiga. Cuando la carga es cíclica, el nivel de esfuerzos que produce la fractura del material esta por debajo de la resistencia nominal de fluencia. La resistencia a la fatiga esta relacionada con el rango de esfuerzos producidos por la carga viva y el número de ciclos de esfuerzos bajo condiciones de servicio. Como la mayoría de los camiones que circulan a través del puente no son los de diseño, seria muy conservador usar todo el modelo de carga viva. Esto significa que solo se considerara el camión de diseño sin la carga lineal de diseño. Para las cargas por fatiga la especificación AASTHO-LRFD considera usar el camión de diseño descrito en la Sección 5.3.1.1 con una separación constante de 9000 mm entre los ejes de 145 KN un factor de carga de 0.75 y el incremento por carga dinámica del 15 % como se especifica en la Tabla 5.5.

El numero de los rangos de esfuerzos cíclicos esta basado sobre los aforos de trafico. El promedio diario del tráfico del camión en único carril puede ser considerado como:

$$ADTT_{SL} = p(ADTT)$$

Donde:

$ADTT$ = número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el período de diseño.

p = fracción de tráfico asumido por línea de tráfico, valor especificado en la Tabla 5.2:

TABLA 5.2 Fracción de tráfico de camiones en un único carril, p

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1,00
2	0,85
3 ó más	0,80

Fuente:

1. Tabla A 3.6.1.4.2-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

El $ADTT$ se puede determinar multiplicando el tráfico medio diario ADT , por la fracción de

camiones en el tráfico. En ausencia de datos específicos sobre el tráfico de camiones en la ubicación considerada, para los puentes normales se pueden aplicar los valores de la Tabla 5.3. El caso que no se conociera el tráfico medio diario se podría tomar como 20000 los vehículos por carril por día, este valor incluye vehículos y camiones.

TABLA 5.3 Fracción de camiones en el tráfico

Tipo de carretera	Fracción de camiones en el tráfico
Rural interestatal	0,20
Urbana interestatal	0,15
Otras rurales	0,15
Otras urbanas	0,10

Fuente:

1. Tabla C3.6.1.4.2-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

5.3.3 CARGAS PEATONALES

Se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6×10^{-3} MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de 4.1×10^{-3} MPa .

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño.

5.3.4 PRESENCIA MÚLTIPLE

TABLA 5.4 Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Fuente:

1. Tabla 3.6.1.1.2-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

Los factores de presencia múltiple son ajustes de diseño que consideran la probabilidad de que más

de un carril este cargado ver Tabla 5.4, asimismo los factores de presencia múltiple están incluidos implícitamente en las ecuaciones aproximadas para factores de distribución, tanto para un único carril cargado como para múltiples carriles cargados. Las ecuaciones se basan en la evaluación de diferentes combinaciones de carriles cargados con sus correspondientes factores de presencia múltiple, y su intención es considerar el caso más desfavorable posible.

5.3.5 EFECTOS DINÁMICOS (IMPACTO)

Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes:

- El efecto de martilleo, que es la respuesta dinámica del conjunto de la rueda frente a las discontinuidades de la superficie de rodamiento, tales como las juntas del tablero, fisuras, baches y deslaminaciones, y
- La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan, la cual se puede deber a ondulaciones del pavimento de la carretera, tales como las provocadas por el asentamiento del relleno, o a la excitación resonante como resultado de la similitud de frecuencias de vibración del puente y el vehículo.

El incremento por carga dinámica (IM) de la Tabla 5.5 es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática para considerar el impacto provocado por las cargas de las ruedas de los vehículos en movimiento.

TABLA 5.5 Incremento por Carga Dinámica, *IM*

Componente	<i>IM</i>
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente:

1. Tabla 3.6.2.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$. El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

5.3.6 FUERZA DE FRENADO

Para la consideración de la magnitud de esta fuerza se considera que es muy probable que los

conductores de los vehículos apliquen los frenos de forma simultanea después de observar algún evento, pero nuevamente se aplica el factor de presencia múltiple presentada en la Tabla 5.4, ya que es muy poco probable que todas las líneas de tráfico estén cargadas con el camión de diseño.

Según al norma [A3.6.4]: La fuerza de frenado según la AASHTO LRFD, se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada.

Se debe tener en cuenta que el carril de diseño no esta incluida en ninguna de las opciones.

5.4 CARGAS LATERALES

5.4.1 PRESIÓN DE FLUJO

La presión debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se deberá tomar como:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2$$

Donde:

p = presión del agua que fluye (MPa)

C_D = coeficiente de arrastre para pilas como se especifica en la Tabla 5.6

V = velocidad del agua de diseño para la inundación de diseño en estados límites de resistencia y servicio y para la inundación de control en el estado límite correspondiente a evento extremo (m/s)

TABLA 5.6 Coeficientes de arrastre

Tipo	C_D
Pila con borde de ataque semicircular	0,7
Pila de extremo cuadrado	1,4
Arrastres acumulados contra la pila	1,4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque $\leq 90^\circ$	0,8

Fuente:

1. Tabla 3.7.3.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD.2007)

La fuerza de arrastre longitudinal se deberá tomar como el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión.

A los fines de [C3.7.3.1], "dirección longitudinal" se refiere al eje mayor de una unidad de subestructura. Desde el punto de vista teórico la expresión correcta de la anterior ecuación es:

$$p = C_D \frac{\gamma V^2}{2} \times 10^{-6}$$

Donde:

γ = densidad (masa unitaria) del agua (kg/m³)

V = velocidad del agua (m/s)

- La presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo θ respecto del eje longitudinal de la pila se deberá tomar como:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2$$

Donde:

p = presión lateral (MPa)

C_L = coeficiente de arrastre lateral de la Tabla 5.7

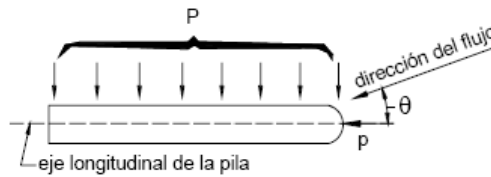


FIGURA. 5.7 Vista en planta de una pila con indicación de la presión de flujo del curso de agua

La fuerza de arrastre lateral se deberá tomar como el producto de la presión de flujo lateral por la superficie expuesta a dicha presión.

- La socavación en sí misma no constituye una sollicitación, pero al modificar las condiciones de la subestructura puede alterar significativamente las consecuencias de las sollicitaciones que actúan sobre las estructuras. En [A2.6.4.4], contiene requisitos referidos a los efectos de la socavación

TABLA 5.7 Coeficiente de arrastre lateral

Ángulo, θ , entre la dirección de flujo y el eje longitudinal de la pila	C_L
0°	0,0
5°	0,5
10°	0,7
20°	0,9
$\geq 30^\circ$	1,0

Fuente:

1. Tabla 3.7.3.2-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

5.4.2 CARGAS DE VIENTO

Según la norma AASHTO LRFD la velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberían investigar las condiciones locales.

Se deberán considerar simultáneamente las presiones sobre los lados a sotavento y barlovento en la dirección del viento supuesta.

Típicamente la estructura de un puente se debería estudiar separadamente bajo presiones de viento actuando desde dos o más direcciones diferentes a fin de obtener las máximas presiones a barlovento, sotavento y laterales que producen las cargas más críticas para la estructura [C3.8.1.1].

Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, V_B , de 160 km/h [A3.8.1.1].

Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de piso y las barandas, vistas en elevación y perpendiculares a la dirección de viento supuesta. Esta dirección se deberá variar para determinar las solicitaciones extremas en la estructura o en sus componentes. En el análisis se pueden despreciar las superficies que no contribuyen a la solicitación extrema considerada.

Para puentes o elementos de puentes a más de 10.000 mm sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño, V_{DZ} se deberá ajustar de la siguiente manera:

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

Donde:

V_{DZ} = velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z (km/h)

V_{10} = velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (km/h)

V_B = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10.000 mm, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas en [A 3.8.1.2] y [A 3.8.2]

Z = altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, > 10.000 mm

V_0 = velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 5.8, para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h)

Z_0 = longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 5.8

V_{10} = se puede establecer a partir de:

- Cartas de Velocidad Básica del Viento disponibles en ASCE 7-88 para diferentes períodos de recurrencia,
- Relevamientos de los vientos en el sitio de emplazamiento, y
- En ausencia de un criterio más adecuado, la hipótesis de que $V_{10} = V_B = 160$ km/h.

Las siguientes descripciones de los términos "terreno abierto", "área suburbana" y "área urbana" de la Tabla 5.8 se parafrasean de ASCE-7-93:

- **Terreno abierto** – Terreno abierto con obstrucciones dispersas de altura generalmente menor que 10.000 mm. Esta categoría incluye los terrenos llanos abiertos y las praderas.
- **Área suburbana** – Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones poco separadas del tamaño de una vivienda unifamiliar o mayores. El uso de esta característica representativa predomina en una distancia de al menos 500.000 mm en la dirección contra el viento.
- **Área urbana** – Centro de grandes ciudades donde al menos 50 por ciento de las construcciones tienen una altura superior a 21.000 mm. El uso de esta categoría se limitará a aquellas áreas en las cuales la característica representativa predomina en una distancia de al menos 800.000 mm

en la dirección contra el viento. Se deberán tomar en cuenta los posibles efectos túnel de las presiones de viento incrementadas que se podrían originar si el puente o la estructura están ubicados próximos a estructuras adyacentes.

TABLA 5.8 Valores de V_0 y Z_0 para diferentes condiciones de la superficie contra el viento

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBURBAN	ÁREA URBANA
V_0 (km/h)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

Fuente:

1. Tabla 3.8.1.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD)

5.5 EMPUJE DEL SUELO

El empuje del suelo se deberá considerar función de los siguientes factores:

- Tipo y densidad del suelo,
- Contenido del agua,
- Ubicación del nivel freático,
- Cantidad de sobrecarga,
- Pendiente del relleno,
- Inclclinación del muro.

Existen tres categorías de empuje lateral de suelo, los cuales son en reposo, activo, pasivo. Los muros que pueden tolerar muy poco o ningún movimiento se deberían diseñar para el empuje en reposo. Si se permite que el muro se mueva alejándose de la masa de suelo se debería diseñar para el empuje activo. Si el muro es empujado gradualmente hacia la masa de suelo, entonces se debería diseñar para el empuje pasivo. El movimiento requerido para llegar para llegar al minimo empuje activo o al máximo empuje pasivo depende de la altura del muro y del tipo de suelo. En la Tabla 5.9 se indican algunos valores típicos de estos movimientos movilizadores en función de la altura del muro.

TABLA 5.9 Valores aproximados de los movimientos relativos requeridos para llegar a condiciones de empuje activo o pasivo del suelo

Tipo de relleno	Valores de Δ/H	
	Activo	Pasivo
Arena densa	0,001	0,01
Arena de densidad media	0,002	0,02
Arena suelta	0,004	0,04
Limo compactada	0,002	0,02
Arcilla magra compactada	0,01	0,05

Notas:

1. Tabla C3.11.1-1 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

Si en los muros de contención o estribos no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se deberá sumar al efecto del empuje del suelo.

En los casos en los cuales se anticipa que habrá endicamiento de agua detrás de la estructura el muro o estribo se deberá dimensionar para soportar la presión hidrostática del agua más el empuje del suelo.

5.5.1 EMPUJE DEL SUELO: EH

5.5.1.1 EMPUJE LATERAL DEL SUELO

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es inicialmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como:

$$p = k\gamma_s g z (10^{-9})$$

Donde:

p = empuje lateral del suelo (Mpa)

k = coeficiente de empuje lateral tomado como k_o , especificado en la sección 5.6.1.2, para muros o estribos que no se deforman ni mueven, k_a , especificado en la sección 5.6.1.3, para muros o estribos que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p , especificado en el artículo 5.6.1.4, para muros o estribos que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

z = profundidad del suelo debajo de la superficie (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debido al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata.

5.5.1.2 COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL EN REPOSO, k_o

Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_o = 1 - \sin \phi_f^{'}$$

Donde:

k_o = ángulo efectivo de fricción del suelo

$\phi_f^{'}$ = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

Para los típicos muros en voladizo de más de 1500 mm de altura con relleno de grado estructural, los cálculos indican que el movimiento horizontal de la parte superior del muro debido a una combinación de la deformación estructural del alma y una rotación de la fundación es suficiente para desarrollar condiciones activas.

5.5.1.3 COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL ACTIVO, k_a

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f^{'})}{\Gamma \left[\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \right]}$$

Donde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f^{'}) \sin(\phi_f^{'})}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \delta)}} \right]^2$$

Y además:

δ = ángulo de fricción entre el relleno y el muro tomado como se especifica la Tabla 5.16 (°)

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal como se indica en la Figura 5.8 (°)

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto a la horizontal como indica la Figura 5.8 (°)

$\phi_f^{'}$ = ángulo efectivo de fricción interna (°)

Los valores de k_a según la anterior ecuación se basan en las teorías de empuje de suelo de Coulomb.

Para muros en voladizo de talón largo se pueden usar tanto la teoría de Coulomb como la teoría de Rankine como se muestra en la Figura 5.8b. En el caso de este muro el empuje del suelo se aplica sobre un plano que se extiende verticalmente a partir del talón de la base del muro.

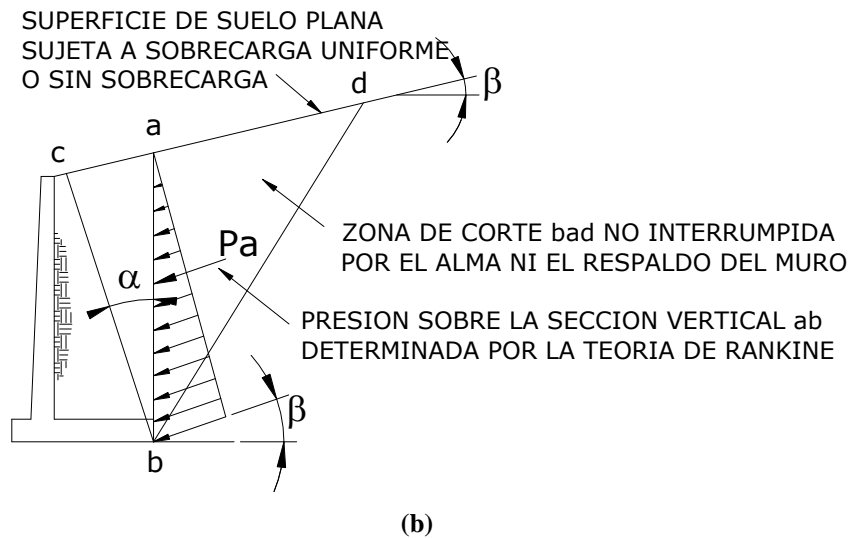
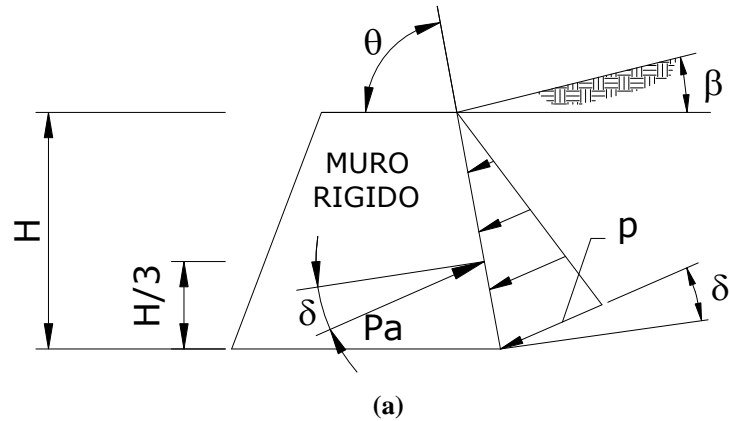


FIGURA. 5.8 Simbología para el empuje activo.

TABLA 5.10 Angulo de fricción entre diferentes materiales

Materiales de interface	Angulo de fricción, δ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigon masivo sobre los siguientes materiales de fundacion		
• Roca sana y limpia	35	0,7
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 as 31	0,55 a 0,6
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plastico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla recidual o preconsolidada muy rigida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rigida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundacion la manposteria tiene los mismos factores de friccion		

Notas:

1. Tabla 3.11.5.3-1 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

5.5.1.4 COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL PASIVO, k_p

Para suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo se pueden tomar de la Figura 5.9 para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal, o de la Figura 5.10 para el caso de muro vertical y relleno de superficie inclinada.

Para los suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar de la siguiente manera:

$$p_p = k_p \gamma_s g z 10^{-9} + 2c \sqrt{k_p}$$

Donde:

p_p = empuje lateral pasivo del suelo (Mpa).

γ_s = densidad del suelo (kg/m³).

z = profundidad debajo de la superficie del suelo (mm).

c = cohesión del suelo (Mpa).

k_p = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo especificado en las Figuras 5.9 y 5.10, según corresponda.

g = aceleración de la gravedad (m/s²).

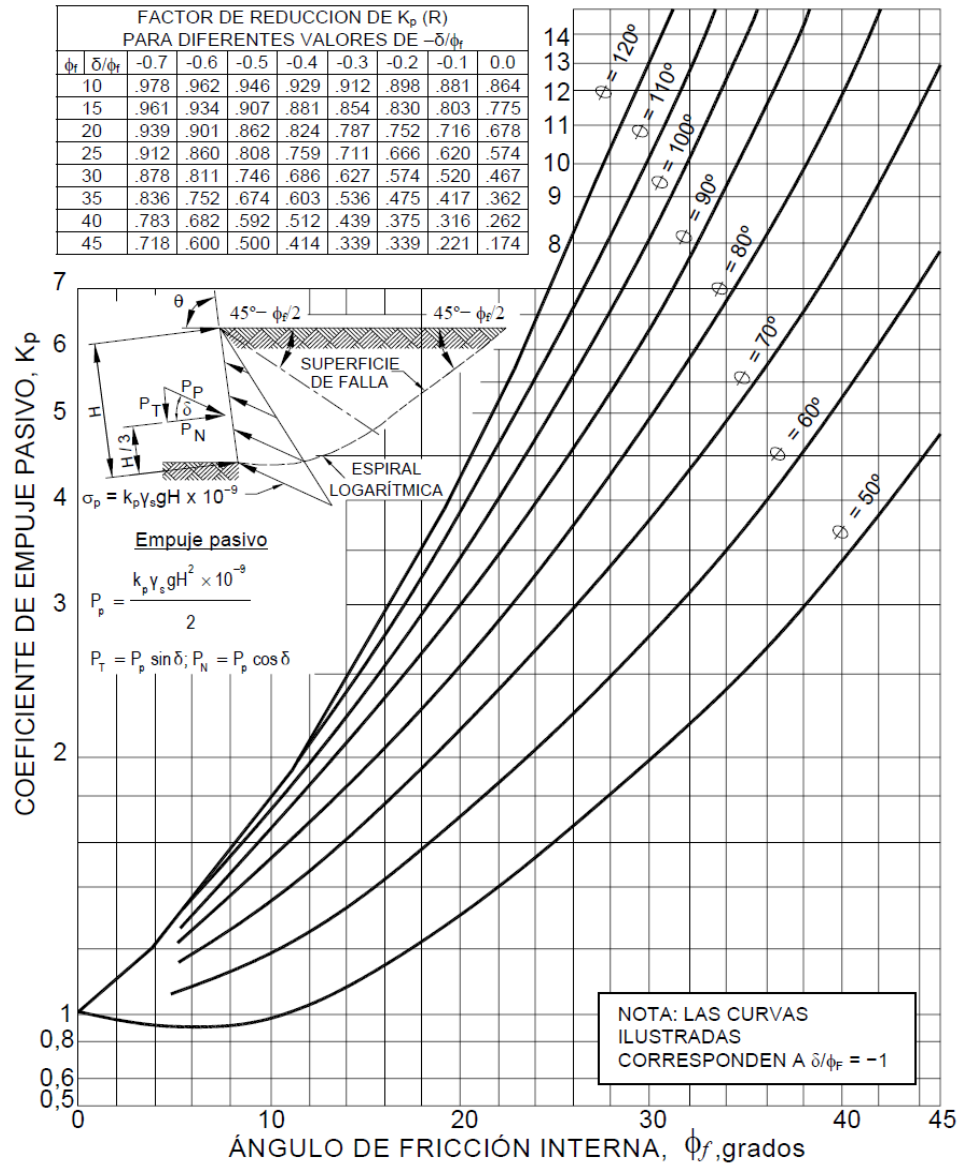


FIGURA. 5.9 Procedimiento de cálculo de empujes pasivos para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal, [A3.11.5.4-1]

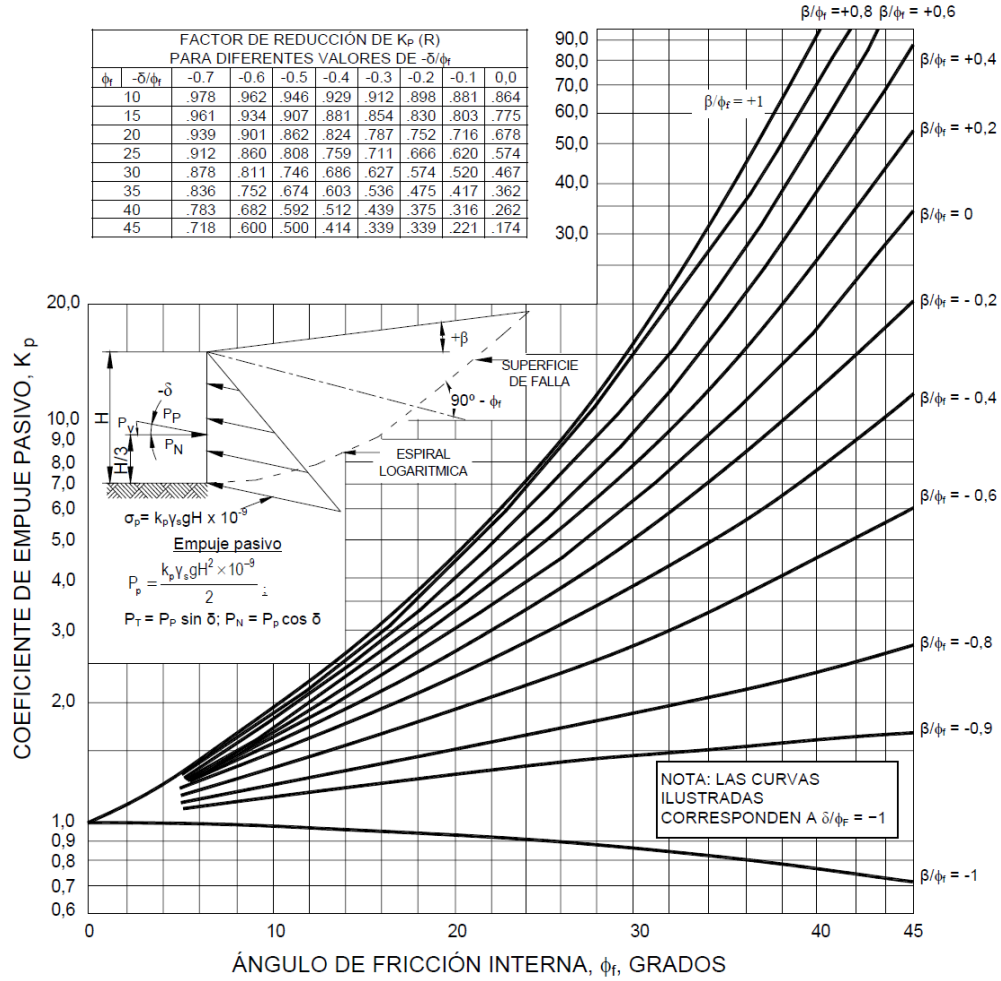


FIGURA. 5.10 Procedimiento de cálculo de empujes pasivos para muros verticales e inclinados con relleno de superficie inclinada, [A3.11.5.4-2]

5.5.2 SOBRECARGAS: ES Y LS

5.5.2.1 SOBRECARGA UNIFORME (ES)

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar el empuje horizontal constante. Este empuje constante se puede tomar como:

$$\Delta_p = k_s q_s$$

Donde

Δ_p = empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme (Mpa).

k_s = coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga.

q_s = sobrecarga uniforme aplicada sobre la superficie superior de la cuña de suelo activa (Mpa).

Para condiciones de empuje activo k_s se deberá tomar como k_a , y para condiciones en reposo k_s se deberá tomar como k_o .

5.5.2.2 SOBRECARGA VIVA (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si hay cargas vehiculares actuando en la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta_p = k \times \gamma_s \times g \times h_{eq} \times 10^{-9}$$

Donde:

Δ_p = empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (Mpa).

γ_s = densidad total del suelo (kg/m³).

k = coeficiente de empuje lateral del suelo.

h_{eq} = altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm).

g = aceleración de la gravedad (m/s²).

Las alturas de suelo equivalente, h_{eq} , para cargas carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se pueden tomar de las Tablas 5.11 y 5.12.

La altura del muro se deberá tomar como la distancia entre la superficie del relleno y en fondo de la zapata a lo largo de la superficie de contacto considerada.

TABLA 5.11 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico.

Altura del estribo	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Notas:

1. Tabla 3.11.6.4-1 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

TABLA 5.12 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de sostenimiento paralelos al tráfico.

Altura del muro (mm)	heq (mm) Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del trafico	
	0,0	300 mm o mas
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

Notas:

1. Tabla 3.11.6.4-2 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

5.6 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS PARA EL DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

Para la distribución de las cargas de carril para el diseño de elementos longitudinales de la superestructura se pueden utilizar métodos de análisis aproximados o refinados. Las tablas de distribución de carga y la regla de la palanca o ley de momentos son métodos aproximados y pensados para la mayoría de diseños.

La regla de la palanca considera que la losa entre dos vigas esta simplemente apoyado. La reacción es determinada sumando las reacciones de las losas sobre cualquiera lado de la viga en consideración. "El análisis refinado" se refiere a una consideración tridimensional de las cargas y debe ser usado en estructuras más complejas. En otras palabras se refiere a otros métodos de análisis como: diferencias finitas, elementos finitos, lámina plegada, banda finita, analogía de emparrillado plano, o los métodos de líneas de rotura, estos son requeridos para obtener efectos de carga para el diseño de la superestructura.

Note que, por la definición de la carga viva vehicular de diseño, no más de un camión puede estar en un carril simultáneamente, excepto como es descrito anteriormente para generar máximas reacciones o momentos negativos. Después de que las fuerzas hayan sido determinadas de la distribución de carga longitudinal y los miembros longitudinales han sido diseñados, el diseñador puede empezar distribución de carga en la dirección transversal para el diseño de la plataforma y de la subestructura.

5.6.1 TABLEROS

Los tableros pueden ser diseñados para cargas vivas vehiculares usando métodos refinados, métodos empíricos o métodos aproximados las cuales distribuyen las cargas sobre anchos de faja equivalente y analizando las fajas como vigas continuas o simplemente apoyadas.

El ancho de faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla 5.13 o [A 4.6.2.1.3-1], en esta se utiliza la siguiente simbología:

S = separación de los elementos de apoyo (mm)

h = altura del tablero (mm)

L = longitud de tramo del tablero (mm)

P = carga de eje (N)

Sb = separación de las barras del emparrillado (mm)

$+M$ = momento positivo

$-M$ = momento negativo

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

TABLA 5.13 Fajas equivalentes

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: <ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ 	Vuelo Paralela o perpendicular	$1140 + 0,833X$ $+M: 660 + 0,55S$ $-M: 1220 + 0,25S$
<ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ con encofrados perdidos 	Paralela o perpendicular	$+M: 660 + 0,55S$ $-M: 1220 + 0,25S$
<ul style="list-style-type: none"> • Prefabricado, postesado 	Paralela o perpendicular	$+M: 660 + 0,55S$ $-M: 1220 + 0,25S$
Acero: <ul style="list-style-type: none"> • Emparrillado abierto 	Barras principales	$0,007P + 4,0Sb$
<ul style="list-style-type: none"> • Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos 	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
<ul style="list-style-type: none"> • Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos 	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
Madera: <ul style="list-style-type: none"> • Madera laminada y encolada prefabricada <ul style="list-style-type: none"> ◦ No interconectada 	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $2,0h + 1020$
<ul style="list-style-type: none"> ◦ Interconectada 	Paralela Perpendicular	$2280h + 0,07L$ $4,0h + 760$
<ul style="list-style-type: none"> • Laminada y tesada 	Paralela Perpendicular	$0,066S + 2740$ $0,84S + 610$
<ul style="list-style-type: none"> • Laminada y clavada <ul style="list-style-type: none"> ◦ Tableros continuos o paneles interconectados 	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $4,0h + 1020$
<ul style="list-style-type: none"> ◦ Paneles no interconectados 	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $2,0h + 1020$

Fuente:

1. Tabla 4.6.2.1.3-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

5.6.2 PUENTES TIPO LOSA

Las secciones transversales de la Tabla 5.14 a [A 4.6.2.3-1] serán diseñadas para un ancho equivalente de faja longitudinal por carril para cortante y para momento, A los fines del presente artículo, los puentes de losa alivianada hormigonados in situ también se pueden considerar como puentes de losa.

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril tanto para corte como para momento con un carril cargado, es decir dos líneas de ruedas, se puede determinar cómo:

$$E = 250 + 0,42 L_1 W_1$$

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril tanto para corte como para momento con más de un carril cargado se puede determinar cómo:

$$E = 2100 + 0,12 \sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L}$$

Donde:

E = ancho equivalente (mm)

L_1 = longitud de tramo modificada que se toma igual al menor valor entre la longitud real y 18.000 (mm)

W_1 = ancho modificado entre los bordes del puente, que se toma igual al menor valor entre el ancho real y 18.000 mm para carga en múltiples carriles ó 9000 mm para carga en un solo carril (mm)

W = ancho físico entre los bordes del puente (mm)

N_L = número de carriles de diseño según lo especificado en el [A 3.6.1.1.1]

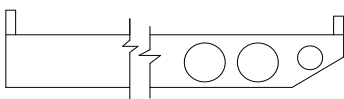
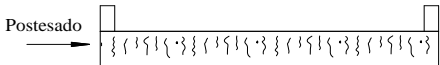
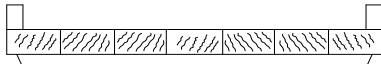
Para puentes oblicuos las solicitaciones longitudinales se pueden reducir aplicando el factor r :

$$r = 1,05 - 0,25 \tan \theta \leq 1,00$$

Donde:

θ = ángulo de oblicuidad (°)

TABLA 5.14 Esquema de secciones transversales típicas

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Losa de hormigón colado in situ o losa alivianada	Monolítico	 (a)
Tablero de madera tesada	Madera integral	 (b)
Paneles de madera encolados/clavados con viga de separación	Madera integral	 (c)

Fuente:

1. Tabla 4.6.2.3-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

5.6.3 PUENTES VIGAS-LOSA

Las vigas longitudinales reciben las cargas de la losa, a la que dan soporte. As su vez, las vigas longitudinales se dividen en vigas exteriores y vigas interiores.

Para la distribución de las cargas sobre las vigas longitudinales de un puente cuyo tablero esta compuesto por una losa y vigas longitudinales es necesario estudiar independientemente la acción de la carga muerta y de la carga viva.

➤ CARGA MUERTA

La carga muerta se distribuye en cada una de las viga de acuerdo a su área tributaria. Si las viga se encuentran igualmente espaciadas como sucede en la mayoría de los casos, el área tributaria es la misma. En general la carga muerta esta compuesta por el peso propio de la viga y por el peso de la losa.

➤ CARGA VIVA

La determinación de las solicitaciones producidas por la carga viva sobre las vigas longitudinales es un problema altamente indeterminado dada la naturaleza movil de la carga viva. Además, las cargas vivas no se aplican directamente sobre las vigas sino sobre la losa. Para resolver este problema la AASHTO ESTANDAR y la AASHTO LRFD permiten una simplificación para determinar la distribución lateral de las cargas vivas en vigas interiores y exteriores.

5.6.3.1 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SEGÚN LA NORMA AASHTO ESTANDAR

VIGAS INTERIORES [A. 4.3.4.1]: Los momentos flectores debido a la carga viva para cada viga interior se determinan aplicando a cada una de ellas la carga de ruedas multiplicada por los factores de rueda (F.R.) de la siguiente tabla donde S es la distancia promedio entre vigas

CLASE DE PISO	Puente de una carril		Puente de dos o mas carriles	
	F.R.	S	F.R.	S
Concreto sobre vigas de aceros o en I o de concreto preesforzado	$S/2,1$	≤ 3.0	$S/1,7$	≤ 4.0
Concreto sobre vigas en T de concreto	$S/2$	≤ 2.0	$S/1,8$	≤ 3.0
Parrilas de acero con espesor menor de 10 cm	$S/1,4$	≤ 1.8	$S/1,2$	≤ 3.2
Parrilas de acero con espesor de 10 cm o mas	$S/1,8$	≤ 1.8	$S/1,5$	≤ 3.2

Cuando S exceda los valores anotados para cada uno de los casos el factor de rueda se determina suponiendo que la losa actúa como viga simple apoyada entre vigas longitudinales.

VIGAS EXTERIORES [A. 4.3.4.2]: La carga muerta soportada por las vigas exteriores es igual peso de la losa que carga directamente sobre ella. El peso del guardarruedas barandas carpeta asfáltica y demás elementos colocadas después que la losa haya fraguado, puede repartirse por igual entre todas las vigas de la calzada. Los momentos debido a la carga viva se deben calcular con un factor de rueda obtenido suponiendo que la losa actúa como una viga simple, apoyada entre vigas longitudinales, excepto en el caso de una losa de concreto que este soportada por cuatro o mas vigas de acero. En este caso $F.R. = S/1.7$ para $S < 1.8$ y $S/(1.2 + 0.25S)$ para $1.8 < S < 4.3$.

En ningún caso, una viga exterior puede tener una capacidad de carga menor que la de una viga interior.

5.6.3.2 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SEGÚN LA NORMA ASHTO LRFD

Los métodos aproximados para la distribución de carga en puentes viga-losa son apropiados para los tipos de secciones transversales mostradas en Tabla 5.15 o [A 4.6.2.2.1-1]. Los factores de distribución de carga, generados de las expresiones encontradas en las Tablas [A 4.6.2.2.2a-f] y [A

4.6.2.2.3a-c], dan como resultado un número decimal o fracción del carril y sirven para el diseño de la viga. Los efectos tridimensionales son tomados en consideración. Estas expresiones están en función del área de la viga, de la anchura de la viga, de la profundidad de la viga, del ancho del vuelo, del momento polar de inercia, de la constante torsional St. Venant, de la rigidez, de la longitud de la viga, del número de vigas, del numero de celdas, del espaciamiento de las vigas, de la profundidad de la plataforma, y la anchura de la plataforma. La verificación se hizo usando análisis detallados de plataformas de puentes, análisis simples de emparrillados, y un conjunto de datos de aproximadamente 200 puentes de diversos tipos, geometría, y longitud de tramo. Las limitaciones en el espaciamiento de vigas, longitud del tramo, y la profundidad del tramo reflejan las limitaciones de este conjunto de datos.

El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de hormigón se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en la Tabla 5.16 o [A 4.6.2.2.2b-1].

El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores con tableros de hormigón se puede determinar aplicando la fracción por carril, g , especificada en la Tabla 5.17 o [A 4.6.2.2.2d-1].

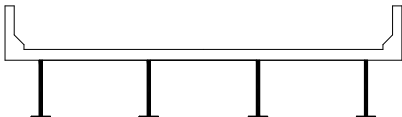
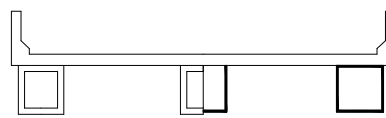
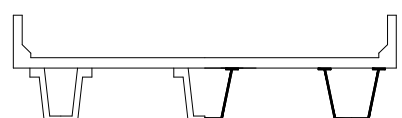
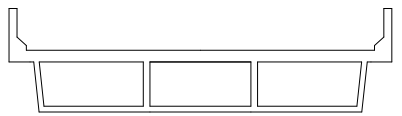
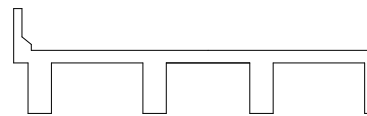
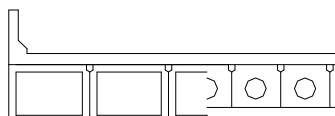
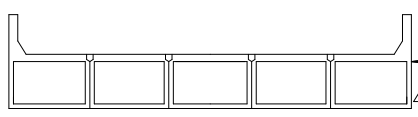
Si los apoyos lineales son oblicuos y la diferencia entre los ángulos de oblicuidad de dos líneas de apoyos adyacentes no es mayor que 10° , el momento flector en las vigas se puede reducir de acuerdo con la Tabla 5.18 o [A 4.6.2.2.2c-1].

El corte por sobrecarga para las vigas interiores se puede determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en la Tabla 5.19 o [A 4.6.2.2.3a-1].

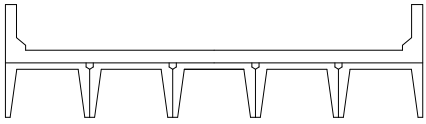
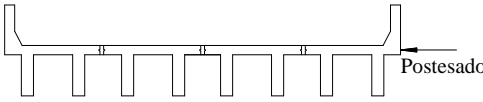
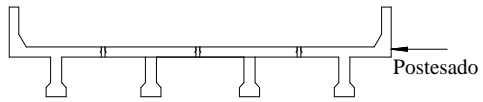
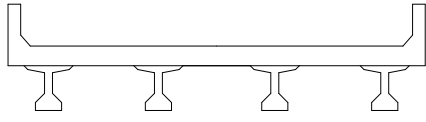
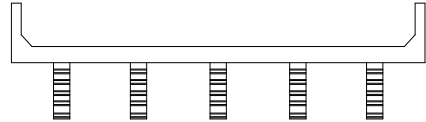
El corte por sobrecarga para las vigas exteriores se puede determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en la Tabla 5.20 o [A 4.6.2.2.3b-1].

Si la línea de apoyo es oblicua se deberá ajustar el corte en la viga exterior en la esquina obtusa del puente. El valor del factor de corrección para los factores de distribución de carga se determinara de la Tabla 5.21 o [A 4.6.2.2.3c-1].

TABLA 5.15 Superestructuras habituales

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 (a)
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	 (b)
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	 (c)
Viga cajón de múltiples células de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (d)
Viga Te de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (e)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (f)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (g)

Continúa

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 <p>(h)</p>
Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 <p>(i)</p>
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 <p>(j)</p>
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 <p>(k)</p>
Vigas de madera	Hormigón colado in situ o tablon, paneles encolados / clavados o madera tensada	 <p>(l)</p>

Fuente:

1. Tabla 4.6.2.2.1-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

TABLA 5.16 Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a,1	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o mas carriles cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a,e,k y también i,j siestan suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$ Dos o mas carriles cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Vigas cajón de hormigón multiples células coladas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1.75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.25}$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18.000 \leq L \leq 73.000$ $N_c \geq 3$ Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b,c	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0.35} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0.6} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.125}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Usar la ley de momentos	$S > 5500$

Continúa

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Vigas de hormigón usadas en tableros multiviga	f	Un carril de diseño cargado: $k\left(\frac{b}{2.8L}\right)^{0.5}\left(\frac{I}{J}\right)^{0.25}$ donde: $k = 2.5(N_b)^{-0.2} \geq 1.5$ Dos o más carriles de diseño cargados: $k\left(\frac{b}{7600}\right)^{0.6}\left(\frac{b}{L}\right)^{0.2}\left(\frac{I}{J}\right)^{0.06}$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37.000$ $5 \leq N_b \leq 20$
	g si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad		
	h	Independientemente del número de carriles cargados: S/D donde: $C = K(W/L) \leq K$ $D = 300\left[11.5 - N_L + 1.4N_L(1 - 0.2C)^2\right]$ cuando $C \leq 5$ $D = 300\left[11.5 - N_L\right]$ cuando $C > 5$ $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$	Oblicuidad ≤ 5 $N_L \leq 6$
	g,i,j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase	Para el diseño preliminar se pueden utilizar los siguientes valores de K: <div> <div>Tipo de viga</div> <div>\underline{K}</div> </div> Vigas rectangulares sin vacíos 0,7 Vigas rectangulares con vacíos circulares 0,8 Vigas de sección tipo cajón 1,0 Vigas canal 2,2 Viga Te 2,0 Viga doble Te 2,0	
Emparrillado de acero sobre vigas de acero	a		$S \leq 1800m$ $S \leq 3200mm$
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b,c	Independiente del número de carriles cargados $0.05 + 0.85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L}$	$0.05 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1.5$

Fuente:

1. Tabla 4.6.2.2.2b-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

TABLA 5.17 Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o mas carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a,l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a,e,k y también i,j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{\text{interior}}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Vigas cajón de hormigón multiples células coladas in situ	d	$g = \frac{W_e}{4300}$	$g = \frac{W_e}{4300}$	$W_e \leq S$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b,c	Ley de momentos	$g = e g_{\text{interior}}$ $e = 0.97 + \frac{d_e}{8700}$	$0 \leq d_e \leq 1400$ $1800 \leq S \leq 5500$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f,g	$g = e g_{\text{interior}}$ $e = 0.125 + \frac{d_e}{9100} \geq 1.0$	$g = e g_{\text{interior}}$ $e = 1.04 + \frac{d_e}{7600} \geq 1.0$	$d_e \leq 600$
Vigas de hormigón excepto las vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i,j si están conectadas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la			
Tablero de emparillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b,c	Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

Fuente:

1. Tabla 4.6.2.2d-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

TABLA 5.18 Reducción de los factores de distribución de carga para momento en vigas longitudinales sobre puentes oblicuos.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Cualquier número de carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a,e,k y también i,j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1 - c_1 (\tan \theta)^{1.5}$ $c_1 = 0.25 \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.25} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.5}$ si $\theta < 30^\circ$ usar $c_1 = 0.0$ si $\theta > 60^\circ$ usar $\theta = 60^\circ$	$30^\circ \leq S \leq 60^\circ$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras, vigas cajón de hormigón de múltiples células colocadas in situ, y secciones doble Te usadas en tableros multiviga	b, c, d, f, g	$1.05 - 0.25 \tan \theta \leq 1.0$ si $\theta > 60^\circ$ utilizar $\theta = 60^\circ$	$0 \leq \theta \leq 60^\circ$

Fuente:

1. Tabla 4.6.2.2.2c-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

TABLA 5.19 Distribución de sobrecargas por carril para corte en vigas longitudinales interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla.o [A 4.6.2.2.1-1]	Un carril de diseño cargado	Dos o mas carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla [A 4.6.2.2.2a-1]			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te	a,e,k y también i,j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$
Vigas cajón de hormigón multiples células coladas in situ	d	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0.9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73000$ $890 \leq d \leq 2800$ $N_c \geq 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b,c	$\left(\frac{S}{3050}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{2250}\right)^{0.9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f,g	$0.70 \left(\frac{b}{L}\right)^{0.15} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}$	$\left(\frac{b}{4000}\right)^{0.4} \left(\frac{b}{L}\right)^{0.1} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05} \left(\frac{b}{1200}\right)$ $\frac{b}{1200} \geq 1$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37000$ $5 \leq N_b \leq 20$ $1.1 \times 10^{10} \leq J \leq 2.5 \times 10^{11}$ $1.7 \times 10^{10} \leq I \leq 2.5 \times 10^{11}$
Vigas de hormigón excepto las vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i,j si están conectadas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero de emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b,c	Como se especifica en la Tabla [A 4.6.2.2.2b-1]		

Fuente:

1. Tabla 4.6.2.2.3a-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

TABLA 5.20 Distribución de la sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla.o [A 4.6.2.2.1-1]	Un carril de diseño cargado	Dos o mas carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a,l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a,e,k y también i,j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = eg_{interior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$
Vigas cajón de hormigón multiples células coladas in situ	d	Ley de momentos	$g = eg_{interior}$ $e = 0.64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \leq d_e \leq 1500$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b,c	Ley de momentos	$g = eg_{interior}$ $e = 0.8 + \frac{d_e}{3050}$	$0 \leq d_e \leq 1400$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f,g	$g = eg_{interior}$ $e = 1.25 + \frac{d_e}{6100} \geq 1$	$g = eg_{interior} \left(\frac{1200}{b} \right)$ $\frac{1200}{b} \leq 1.0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + b - 610}{12200} \right)^{0.5} \geq 1.0$	$d_e \leq 600$
Vigas de hormigón excepto las vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i,j si están conectadas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero de emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b,c	Como se especifica en la Tabla [A 4.6.2.2.2b-1]		

Fuente:

1. Tabla 4.6.2.2.3b-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

TABLA 5.21 Factores de corrección para los factores de distribución de carga para el corte en el apoyo de la esquina obtusa.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factor de correccion	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a,e,k y también i,j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1.0 + 0.20 \left(\frac{L t_s^3}{K_g} \right)^{0.3} \tan \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$
Vigas cajon de hormigon de multiples celulas coladas in situ	d	$1.0 + \left(0.25 + \frac{L}{70d} \right) \tan \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1800 < S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73000$ $900 \leq d \leq 2700$ $N_c \geq 3$
Tablero de hormigon sobre vigas cajon de hormigon separadas o maestras	b, c	$1.0 + \frac{\sqrt{Ld}}{6S} \tan \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1800 \leq S \leq 3500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
Vigas cajon de hormigon usadas en tableros multiviga	f, g	$1.0 + \frac{L \sqrt{\tan \theta}}{90d}$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $6000 \leq L \leq 37000$ $430 \leq d \leq 1500$ $900 \leq b \leq 1500$ $5 \leq N_b \leq 20$

Fuente:

1. Tabla 4.6.2.2.3c-1, en (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

CAPITULO 6

PUENTES DE

HORMIGÓN ARMADO

6.1 INTRODUCCIÓN

Las materias primas del hormigón armado, consistente en agua, agregado fino, agregado grueso, y concreto, pueden encontrarse en la mayoría de las áreas del mundo y pueden mezclarse para formar una colección variada de formas estructurales. La gran disponibilidad y la 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 pueden consistir en elementos de concreto prefabricado, los cuáles son fabricados en una planta de producción y después transportados para la construcción en el sitio de trabajo, o el hormigón armado es lanzado en la misma obra. Las estructuras de hormigón son a menudo construidas monolíticamente y continuas. Los puentes de hormigón armado usualmente proveen un costo de mantenimiento relativamente bajo y una mejor función de resistencia frente a movimientos sísmicos.

En este capítulo, varios tipos de estructuras y consideraciones de diseño de hormigón armado para puentes carreteros son discutidos. Todas las especificaciones de este capítulo están basadas en la AASTHO LRFD 2007 (Load and Resistance Factor Design).

6.2 MATERIALES

6.2.1 CONCRETO

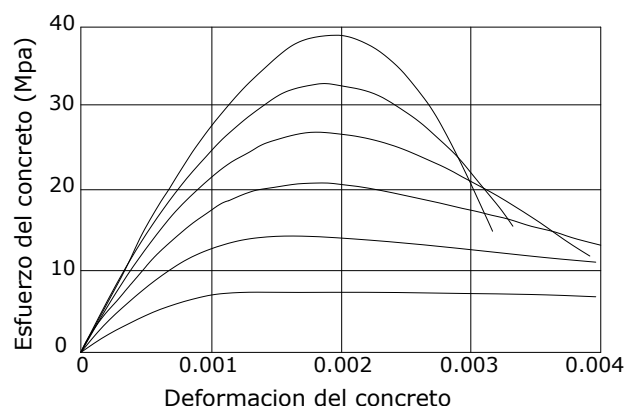


FIGURA 6.1 Curva esfuerzo – deformación del concreto bajo compresión de carga uniaxial

1. Resistencia a Compresión

La resistencia a la compresión del hormigón (f'_c) a 28 días después del colocado es usualmente obtenida de un cilindro estandarizado de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura cargado longitudinalmente a rotura. La Figura 6.1 muestra las curvas esfuerzo deformación de cilindros de concreto bajo cargas de compresión uniaxial. El modulo de elasticidad del concreto, E_c puede ser calculado como:

$$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (6.1)$$

γ_c es la densidad del hormigón (kg/m³) y f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa), esto para hormigones cuya densidad este comprendida entre 1440 y 2500 (kg/m³), E_c puede ser calculado también como:

$$E_c = 4800\sqrt{f'_c} \text{ MPa.} \quad (6.2)$$

La resistencia a la compresión del hormigón o las clases de hormigón deberían estar especificadas en la documentación técnica para cada componente del puente. Se recomienda que cuando resulte apropiado se utilicen las clases de hormigón indicados en la Tabla 6.1. La intención es que estas clases de hormigón se utilicen de la siguiente manera:

- El hormigón de Clase A generalmente se utiliza para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de hormigón resulta más adecuada, y específicamente para hormigón expuesto al agua salada.
- El hormigón Clase B se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.

- El hormigón Clase C se utiliza en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de 100 mm de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.
- El hormigón Clase P se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa. En el caso del hormigón pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm.
- El hormigón Clase S se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.

TABLA 6.1 Características de las mezclas de hormigón según su clase

Clase de Hormigón	Mínimo contenido de cemento	Máxima relación agua-cemento	Rango de contenido de aire	Agregado grueso según ASSHTO M 43 (ASTM D448)	Resistencia a la compresión a 28 días
	kg/m ³	kg por kg	%	Tamaño aberturas cuadradas (mm)	Mpa
A	362	0,49	-	25 a 4,75	28
A(AE)	362	0,45	6,0 ± 1,5	25 a 4,75	28
B	307	0,58	-	50 a 25	17
B(AE)	307	0,55	5,0 ± 1,5	25 a 4,75	17
C	390	0,49	-	12,5 a 4,75	28
C(AE)	390	0,45	7,0 ± 1,5	12,5 a 4,75	28
P	334	0,49	Según se especifica en otras secciones	25 a 4,75	Segun se especifica en otras
P(HPC)				19 a 4,75	
S	390	0,58	-	25 a 4,75	-
Baja densidad	334	Según se especifica en la documentación técnica			

Fuente:

1. Tabla C5.4.2.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

Notas:

2. Solo se deberá utilizar hormigones con resistencias mayores a 70 MPa. No se deberán utilizar hormigones con resistencias especificadas menores a 16 MPa en aplicaciones estructurales.
3. La sumatoria del cemento Pórtland mas los demás materiales cementicios no debe ser mayor que 475 kg/m³
4. Se deberá especificar hormigón con aire incorporado designado "AE", cuando este sujeto a ciclos de congelamiento y deshielo y expuesto a sales anticongelantes , agua de mar u otros

Las resistencias especificadas indicadas en la Tabla 6.1 son en general consistentes con las relaciones agua-cemento listada. Sin embargo es posible satisfacer la resistencia sin satisfacer la relación agua-cemento y viceversa. Se especifican ambos valores porque la relación agua-cemento es un factor dominante que contribuye tanto a la durabilidad del hormigón como a su resistencia;

simplemente obtener la resistencia necesaria para satisfacer las hipótesis de diseño no garantiza una durabilidad adecuada.

2. Resistencia a Tracción

Aunque no suele contarse con la resistencia a tracción del hormigón a efectos resistentes, es necesario conocer su valor porque juega un importante papel en ciertos fenómenos tales como la fisuración, el esfuerzo cortante, la adherencia y deslizamiento de las armaduras, etc.

Por otra parte, en ciertos elementos de hormigón, como en el caso de pavimentos, puede ser más interesante el conocimiento de la tracción que de la compresión, por reflejar mejor ciertas cualidades, como la calidad y limpieza de los áridos.

Como ocurre con la resistencia a la compresión, la resistencia a tracción es un valor un tanto convencional que depende del tipo de ensayo. Existen tres formas de obtener la resistencia a tracción: por flexotracción (*módulo de rotura*), por hendimiento y por ensayo directo de tracción axial, el último método no es práctico, dadas las dificultades que entraña su realización, por lo que se emplean normalmente los otros dos. El ensayo indirecto de tracción por hendimiento consiste en colocar probetas cilíndricas horizontalmente en una maquina y luego aplicar la carga según dos generatrices diametralmente opuestas, la rotura se produce por hendimiento del hormigón. La resistencia a tracción indirecta puede calcularse como:

$$f_s = \frac{2P}{(\pi LD)} \quad (6.2)$$

Donde P es la carga de rotura determinada en el ensayo, D y L son el diámetro y la longitud de la probeta cilíndrica. Para el modulo de rotura la AASTHO [A5.4.2.6] da las siguientes expresiones:

Para homigón de densida normal:

$$f_r = 0.63\sqrt{fc'} \text{ para calcular el momento de fisuración aplicado al [A5.7.3.4] y [A5.7.3.6.2]}$$

$$f_r = 0.97\sqrt{fc'} \text{ para calcular el momento de fisuración aplicado al [5.7.3.3.2]}$$

$$f_r = 0.52\sqrt{fc'} \text{ para homigón de agregados livianos y arena}$$

$$f_r = 0.45\sqrt{fc'} \text{ para homigón de agregados de baja densidad}$$

Donde fc' es el valor de la resistencia a la compresión del hormigón en (MPa).

6.2.2 REFUERZO DE ACERO

El tipo mas común de acero de refuerzo (distinguiéndose de los aceros de preesfuerzo) viene en forma de barras circulares llamadas por lo general *varillas* y disponibles en un amplio intervalo de diámetros aproximadamente de 3/8 hasta 13/8 de pulgada para aplicaciones normales y en dos tamaño de barra pesados aproximadamente $1\frac{3}{4}$ hasta $2\frac{1}{4}$ de pulgada. Estas barras vienen corrugadas para aumentar la resistencia al deslizamiento entre el acero y el concreto. Los requisitos minimos para los resaltes superficiales (espaciamiento, proyección, etc.) se han determinado mediante investigación experimental. Diferentes fabricantes de barras utilizan diversos patrones, todos los cuales satisfacen estos requisitos.

TABLA 6.2 Nomenclatura, áreas, perímetros y pesos de barras estándares

Nº Barra ^a	Diametro pulg.	Diametro nominal	Diametro, mm	Area, mm ²	Peso, kg/m
3	3/8 = 0,375	10	9,5	71	0,56
4	1/2 = 0,500	12	12,7	129	0,994
5	5/8 = 0,625	16	15,9	199	1,552
6	3/4 = 0,750	20	19,1	284	2,235
7	7/8 = 0,875	22	22,2	387	30,42
8	1 = 1,00	25	25,4	510	3,973
9	1 1/8 = 1,128 ^b	28	28,7	645	5,06
10	1 1/4 = 1,270 ^b	32	32,3	819	6,404
11	1 3/8 = 1,410 ^b	36	35,8	1006	7,907
14	1 3/4 = 1,693 ^b	45	43,0	1452	11,38
18	2 1/4 = 2,257 ^b	55	57,3	2581	20,24

^a Con base en al cantidad de octavos de una pulgada incluidos en el diametro nominal de las barras. El diametro nominal de una barra corrugada es equivalente al diametro de una barra lisa que tiene el mismo peso por pie que la barra corugada

^b Aproximado al mas cercano de 1/8 pulg.

Fuente:

1. Tabla 1 Apéndice A (Diseño de Estructuras de Concreto, Arthur H. Nilson, 2000)

Los tamaños de las barras se denominan mediante números, siendo los mas usados los números 3 a 11 y 14 y 18 que representan dos barras de tamaño especial como se menciona previamente. La denominación mediante el número en lugar del diámetro se ha adoptado debido a que las estrías superficiales hacen suponer un solo valor medido del diámetro. Los números se han organizado de manera que el número de la denominación corresponde muy cercanamente al número de diámetros de 1/8 de pulgada. Por ejemplo, una barra N°5 tiene un diámetro nominal de 5/8 de pulgada.

La Tabla 6.2 presenta las áreas, los perímetros y los pesos de las barras estándar, la Tabla 6.3 presenta todos los aceros de refuerzo actualmente disponibles, su grado o denominación, la

especificación ASTM que define sus propiedades en detalle (incluyendo deformaciones) y sus dos valores mínimos principales de resistencia específica.

TABLA 6.3 Resumen de requisitos mínimos, de resistencia de la ASTM

Producto	Especificacion ASTM	Grado o Tipo	Resistencia mínima a la fluencia		Resistencia máxima a la tensión	
			Klb/pulg ²	MPa	Klb/pulg ²	MPa
Barras de refuerzo	A615	Grado 40	40,000	(275)	70,000	(480)
		Grado 60	60,000	(415)	90,000	(620)
		Grado 75	75,000	(515)	100,000	(690)
	A616	Grado 50	50,000	(345)	80,000	(550)
Parrilla de barras corrugadas	A617	Grado 60	60,000	(415)	90,000	(620)
		Grado 40	40,000	(275)	70,000	(480)
	A706	Grado 60	60,000	(415)	90,000	(620)
		Grado 60	60,000	(414)	80,000	(550) ^a
Barras recubiertas con zinc	A184		Igual para barras de refuerzo			
Barras recubiertas con epoxico	A767		Igual para barras de refuerzo			
	A775		Igual para barras de refuerzo			
Alambre Liso	A82		70,000	(480)	80,000	(550)
Corrugado	A496		75,000	(515)	85,000	(585)
Malla electrosoldada de alambres Liso	A185		65,000	(450)	75,000	(515)
W1,2 y mayor			56,000	(385)	70,000	(480)
Menor que W1,2						
Corrugado	A497		70,000	(480)	80,000	(550) ^a
Tendones de preesfuerzo Toron de siete alambres	A416	Grado 250 (libres de esfuerzos)	212,500	(1465)	250,000	(1725)
		Grado 250 (baja relajacion)	225,500	(1555)	250,000	(1725)
		Grado 270 (libres de esfuerzos)	229,500	(1580)	270,000	(1860)
		Grado 270 (baja relajacion)	243,500	(1675)	270,000	(1860)
Alambre	A421	Libres de esfuerzos residuales	199,750	(1375) ^a	235,000	(1620) ^a
			212,500	(1465) ^b	250,000	(1725) ^b
		Baja relajacion	211,500	(1455) ^a	235,000	(1620) ^a
Barras	A722	Tipo liso	127,500	(880)	150,000	(1035)
		Tipo corrugado	120,000	(825)	150,000	(1035)
Toron compacto	A779	Tipo 245	241,900	(1480)	247,000	(1700)
		Tipo 260	228,800	(1575)	263,000	(1810)
		Tipo 270	234,900	(1620)	270,000	(1860)

^a Pero no menos de 1,25 veces la resistencia a al frecuencia

^b La resistencia minima depende del tamaño del alambre

Fuente:

1. Tabla 2.3 (Diseño de Estructuras de Concreto, Arthur H. Nilson, 2000)

El comportamiento del acero de refuerzo es caracterizado por la curva esfuerzo deformación bajo una carga axial, las curvas propias para aceros de grado 40 y 60 son mostrados en la en la Figura 6.2, la curva consta de un primer tramo rectilíneo cuya pendiente es 200.000 MPa (*módulo de elasticidad E_s*). Este punto marca el fin de la ley de Hooke, es decir, de la proporcionalidad entre tensiones y deformaciones. Viene luego una pequeña parte curva ascendente, que termina en un punto llamado *límite de elasticidad*, a partir del cual comienza a existir deformaciones remanentes, después aparece una zona de grandes alargamientos a tensión prácticamente constante, es decir un escalón horizontal (punto de cedencia), a la altura del *límite elástico aparente f_y* , a partir de ahí el diagrama se encurva en forma creciente, con grandes alargamientos, hasta llegar a una tensión máxima o tensión de rotura f_u .

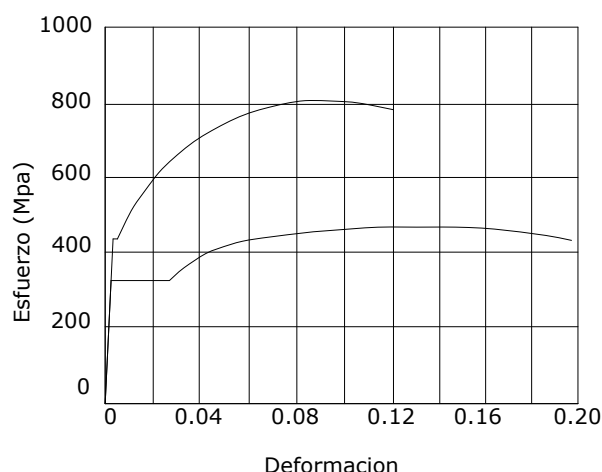


FIGURA 6.2 Curva esfuerzo – deformación del acero de refuerzo

6.2.2.1 ACERO DE PRETENSADO

El material mas utilizado como material de pretensado son los cables los cuales representa al acero del pretensado, los cables están constituidos por siete alambres de acero de baja relajación Grado 270 definido por ASTM A416 o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas. El tamaño mas habitual es el de $1/2 \text{ in.}$, aunque el uso de los cables de 0.6 in. se esta popularizando, particularmente para aplicaciones postesadas. Las propiedades de estos cables y barras se muestran en la Tabla 6.4

El módulo de elasticidad para cables $E_p = 197.000 \text{ MPa}$ y para barras es de $E_p = 207.000 \text{ MPa}$. El módulo de elasticidad para cables, se basa en datos estadísticos recientes. Este valor es mayor que el que se asumía anteriormente; esto se debe al uso casi universal de los cables de baja relajación y a sus características ligeramente diferentes. Como se ilustra la Figura 6.3, no hay un quiebre abrupto

en las curvas que indique un limite elástico o punto de fluencia distintivo. Para establecer la tensión de fluencia generalmente se emplea métodos arbitrarios en base a una deformación específica preestablecida o determinada por medición. Los métodos mas habituales son el corriente paralelo de 0.2 por ciento y el alargamiento del 1 por ciento.

TABLA 6.4 Propiedades de los cables y barras del pretensado

Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la tracción, f_{pu} (Mpa)	Tensión de fluencia, f_{py} (Mpa)
Cables	1725 MPa (Grado 250)	6,35 a 15,24	1725	85% de f_{pu} , excepto 90% de f_{pu} para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9,53 a 15,24	1860	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 35	1035	85% de f_{pu}
	Tipo 2, Conformadas	16 a 35	1035	80% de f_{pu}

Notas:

1. Tabla 5.4.4.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

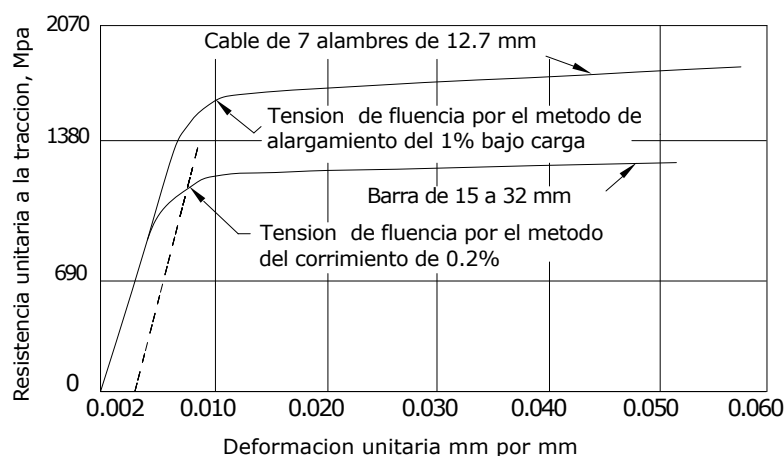


FIGURA 6.3 Curva esfuerzo – deformación para los aceros del pretensado

Se pueden diferenciar dos tipos de cables según a la función que desempeñan adherentes y cables no adherentes.

Cable (tendón) adherente – Es el cable en el cual el acero de pretensado se adhiere al hormigón, ya sea de forma directa o a través de la mezcla de inyección.

Cable (tendón) no adherente – Es el cable en el cual el acero de pretensado está impedido de adherirse al hormigón y se puede mover libremente en relación con el mismo. La fuerza de

pretensado se transfiere de forma permanente al hormigón en los extremos de los cables, exclusivamente por los anclajes.

6.3 TIPOS DE PUENTES

Las secciones de hormigón armado usadas en las superestructuras, normalmente consiste en alcantarillas, losas, vigas T, y vigas cajón ver Figura 6.4. La seguridad el costo y la estética son por lo general los parámetros que controlan la elección del tipo de puente. Ocasionalmente, la elección esta complicada por tomar en cuenta otras consideraciones tale como el límite de deflexión, costo del ciclo de vida, duración de las etapas de construcción, seguridad del trabajador, andamiajes provisionales, sismicidad en el sitio, ensanchamientos futuros. En algunos casos un puente de hormigón pretensado o un puente de acero puede ser una mejor elección.

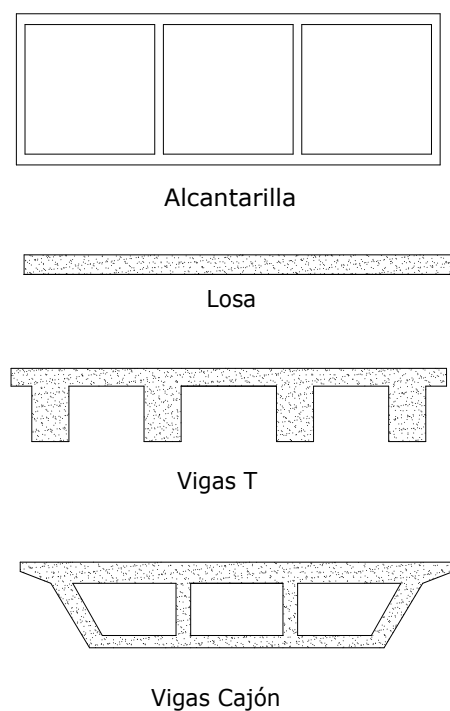


FIGURA 6.4 Secciones típicas de hormigón armado en superestructuras de puentes

6.3.1 PUENTE ALCANTARILLA

La AASHTO define una alcantarilla como un conducto enterrado de sección curva o rectangular que se utiliza para conducir agua, vehículos, servicios públicos y peatones. Este puente es adecuado para suelos con baja capacidad portante. Este tipo de puentes se utilizan para tramos cortos de 0.0 a 9.0 m.

6.3.2 PUENTES LOSA

Las superestructura de los puentes losa tienen la configuración mas simple y una apariencia mas agradable. Estos tipos de puente por lo general requieren mas refuerzo de acero y concreto que otros tipos de puente de la misma longitud de tramo. Sin embargo los detalles de diseño y los encofrados son más fáciles y menos costosos.

Estos puentes han sido encontrados económicos por sus soportes simples, tramos hasta los 9 m y para tramos continuos hasta los 12m.

6.3.3 PUENTES VIGAS TE

La construcción de vigas T consiste en un tablero de una losa de hormigón armado transversal a las vigas longitudinales de apoyo. Estos requieren un encofrado mas complicado en particular para puentes oblicuos, comparado con otras formas de estructuras. Los puentes de vigas T son mas económicos para tramos de 12 a 18 metros. El espesor de las vigas usualmente varía de 350 a 550 mm y es controlado por el espaciamiento del refuerzo longitudinal para momento positivo. La separación de vigas longitudinales es de 1 a 3 metros.

6.3.4 PUENTES CAJÓN

Los puentes de vigas cajón contienen un tablero superior, almas verticales, losa inferior y sirven a menudo para tramos de 15 a 36 metros, las almas o vigas son espaciadas a 1.5 veces la profundidad de la estructura mas allá de este rango es mas económico considerar otros tipos de puente como las vigas cajón postesados o las estructuras de acero.

6.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

6.4.1 TEORÍA BÁSICA DE DISEÑO

Las especificaciones AASHTO fueron desarrollados en un formato de *estados limites* basados en la teoría de la confiabilidad. Un estado límite es una condición limitante para un funcionamiento aceptable del diseño del puente o de sus componentes. Para lograr los objetivos de un diseño seguro, cada miembro y conexión del puente se debe examinar a algunos o a todos los estados limites de servicio, fatiga, resistencia y evento extremo. Todos los estados límites aplicables deben ser considerados de igual importancia. Los requisitos básicos para el diseño de un puente para cada estado límite en el formato LRFD es:

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (6.3)$$

η es modificador de las cargas que toma en cuenta la ductilidad, redundancia, e importancia operacional, γ_i es el factor da carga para componentes de carga i , Q_i es la solicitación nominal de los componentes de carga i , ϕ es el factor de resistencia y R_n es la resistencia nominal. El margen de seguridad se logra dando al puente la suficiente capacidad para resistir varias condiciones de carga en diferentes estados límites.

El factor de carga γ tiene valores mayores que 1, que toma en cuenta la incertidumbre en la carga y las probabilidades de ocurrencia durante la vida de diseño del puente.

6.4.2 ESTADOS LIMITES DE DISEÑO

1. Estado limite de servicio

Para las estructuras de hormigón, el estado límite de servicio corresponde a las restricciones sobre anchos de fisuras y deformaciones bajo condiciones de servicio. Están dirigidos a asegurar que el puente se comportará de forma aceptable durante su vida útil.

a. Control de Fisuras

Todos los elementos de hormigón armado están sujetos a fisuración bajo cualquier condición de cargas, incluyendo los efectos térmicos y la restricción de las deformaciones, que produzca en la sección bruta tensiones mayores que la tensión de fisuración del hormigón. Las ubicaciones particularmente vulnerables a la fisuración incluyen aquellas donde hay cambios bruscos en la geometría de la sección y las zonas de los anclajes de postesado intermedios. El mejor control de la fisuración se logra cuando el acero de las armaduras esta bien distribuido en la zona del hormigón sujeta a la máxima tracción, disponiendo varias barras con una separación moderada se puede limitar mejor la fisuración que disponiendo una o dos barras de mayor diámetro y área equivalente.

La separación del refuerzo de acero debería satisfacer la ecuación 6.4

$$s \leq \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (6.4)$$

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

donde d_c (mm) es el recubrimiento del hormigón desde la fibra extrema al centro del acero de refuerzo, h es la altura total del elemento (mm), f_{ss} es la tensión de tracción de la armadura de acero en el estado limite de servicio (MPa), γ_e es el factor de exposición, 1 para condición de exposición

1 y 0.75 para condición de exposición 2. Si en el estado limite de servicio las alas de las vigas Te ó vigas cajón de hormigón armado están traccionadas, la armadura de tracción se deberá distribuir en una distancia igual al menor de los siguientes valores: el ancho de ala efectivo o a un ancho igual a 1/10 del promedio de los tramos adyacentes entre apoyos.

Si el ancho del ala efectivo es mayor que 1/10 de la longitud del tramo, en porciones exteriores del ala se deberá disponer armadura longitudinal adicional con un área no menor que 0.4 por ciento del área de losa en exceso.

Si la profundidad efectiva, d_e , un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que 900 mm, se deberá distribuir uniformemente armadura superficial en ambas caras del elemento en una distancia $d_e/2$ mas próxima de la armadura de tracción por flexión. En cada cara lateral el área de armadura superficial A_{sk} , en mm²/mm de altura, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \quad (6.5)$$

donde A_{ps} (mm²) es el área de acero de pretensado; A_s (mm²) es el área de la armadura de tracción y d_e (mm) profundidad efectiva. Sin embargo, no es necesario que el área total de armadura superficial longitudinal (por cara) sea mayor que un cuarto de la armadura de tracción por flexión requerida $A_s + A_{ps}$. La máxima separación de la armadura superficial no deberá ser mayor que $d_e/6$ o 300 mm.

b. Control de Deformaciones

En las losas de hormigón y puentes metálicos las deformaciones bajo niveles de carga de servicio pueden provocar el deterioro de las superficies de rodamiento y fisuración localizada que podría afectar la serviciabilidad y durabilidad, aun cuando no representen una fuente potencial de colapso. La AASTHO LRFD provee dos criterios para controlar las deflexiones:

- *Criterios para la deflexión (A. 2.5.2.6.2)*

Carga vehicular general.....Longitud/800

Cargas vehiculares y/o peatonales.....Longitud/1000

Carga vehicular sobre voladizos.....Longitud/300

Cargas peatonales y/o peatonales sobre voladizos.....Longitud/375

- *Criterios opcionales para relaciones Longitud de Tramo- Profundidad* (A. 2.5.2.6.3)

Para superestructuras con profundidad constante la Tabla 6.4b muestra las profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente.

Las deflexiones en los puentes pueden ser estimados en dos pasos: (1) Deflexiones instantáneas que ocurren en la primera carga y (2) Las deflexiones a largo plazo debidas principalmente a causa de los efectos de la retracción de fraguado y del flujo plástico.

TABLA 6.4b Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante

Superestructura		Profundidad minima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo	
Material	Tipo	Tramos Simples	Tramos Continuos
Hormigón Armado	Losa con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1.2(S + 3000)}{30}$	$\frac{1.2(S + 3000)}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas Cajon	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigon Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón colocadas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porcion de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

Fuente:

1. Tabla 2.5.2.6.3-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

Las deflexiones instantáneas pueden calcularse utilizando el módulo de elasticidad del hormigón especificado en la Ec. 6.1 y tomando el momento de inercia ya sea como el momento de inercia bruto, I_g , o bien un momento de inercia efectivo, I_e , dado por la ecuación 6.7:

$$\Delta_{ic} = \frac{f}{EI} \quad (6.6)$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (6.7)$$

Siendo:

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} \quad (6.8)$$

Donde EI es la rigidez a la flexión, f (cargas, luces, apoyos) es una función de la carga, de la luz, y de la distribución de los apoyos para un caso particular, por ejemplo la deflexión de una viga simplemente apoyada con carga uniforme es $f = 5wl^4/384$, M_{cr} , es el momento de fisuración (N*mm), f_r es el módulo de rotura del hormigón (MPa), y_t es la distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada (mm), I_{cr} es el momento de inercia para sección transformada fisurada, y M_a es el máximo momento en un elemento en la etapa para la cual se calcula la deformación (N*mm). Para los elementos prismáticos, el momento de inercia efectivo se puede tomar como el valor obtenido de la Ecuación 6.7 para el punto medio del tramo en el caso de tramos simples o continuos, y para el apoyo en el caso de voladizos.

Para los elementos no prismáticos continuos. El momento de inercia efectivo se puede tomar como el promedio de los valores obtenidos de la Ecuación 6.7 para las secciones críticas para momento positivo y negativo.

Las deflexiones a largo plazo pueden ser calculadas como la multiplicación de las deflexiones instantáneas por los siguientes factores:

- Si la deflexión instantánea se basa sobre I_g :

$$4.0$$

- Si la deflexión instantánea se basa sobre I_e :

$$3.0 - 1.2 \left(A_s' / A_s \right) \geq 1.6$$

Donde A_s' es el área de la armadura de compresión (mm²) y A_s es el área de la armadura de tracción no pretensada (mm²)

2. Estado Límite de Fatiga

En puentes vehiculares y en otras situaciones, tanto el acero como el concreto están sometidos a un gran número de ciclos de esfuerzo. Bajos estas condiciones el acero al igual que el concreto están sujetos a *fatiga*.

En el caso de los puentes las cargas repetidas que causan la *fatiga* son los camiones que pasan sobre ellos. Un indicador del daño potencial de la fatiga es el rango de tensión f_f de los esfuerzos fluctuantes producida por el movimiento de los camiones. Un segundo indicador es el número de veces, el rango de tensiones es repetido durante la vida esperada del puente.

Para el cálculo del rango de tensión f_f la carga de fatiga descrita en el capítulo 5 es usada. Esta carga de fatiga consiste en un camión con un espacio constante de 9000 mm entre los ejes de 145.000 N, aplicado a un carril de trafico sin presencia múltiple, y con un factor de impacto IM de 15% [A3.6.1.4]. La combinación de la carga de fatiga de la Tabla 2.3 tiene un factor de carga de 0.75 aplicada al camión de fatiga, todos los otros factores son cero.

a. Fatiga del hormigón

Cuando el concreto esta sometido a cargas fluctuantes en lugar de cargas sostenidas, su *resistencia a la fatiga*, al igual que para otros materiales, es considerablemente menor que sus resistencia estática. Cuando en concretos simples se introducen esfuerzos cíclicos de compresión variando desde cero hasta el máximo esfuerzo, el límite de fatiga esta entre el 50 y el 60 por ciento de la resistencia a la compresión estática, para 2.000.000 de ciclos.

Para otros tipos de esfuerzos aplicados, tales como esfuerzo de compresión por flexión en vigas de concreto reforzado o tensión por flexión en vigas no reforzadas o en el lado de tensión de vigas reforzadas, el límite de fatiga parece ser aproximadamente el 55 por ciento de la resistencia estática correspondiente según el Comité 215 de la ACI (1992). Se sabe que la resistencia a la fatiga del concreto no solamente depende de su resistencia estática sino también de las condiciones de humedad y de velocidad de aplicación de la carga.

En la AASHTO [A5.5.3.1] la tensión de tracción limite en flexión debida a la suma de las cargas permanentes factorizadas y tensiones de pretensado, mas 1.5 veces la carga de fatiga antes de que la sección sea considerado como fisurado es $0.25\sqrt{f'_c}$ lo cual es el 40 por ciento de la resistencia estática $f_r = 0.63\sqrt{f'_c}$

b. Fatiga de las barras de acero

En fatiga de metales, uno o más fisuras microscópicas se forman después de que un ciclo de esfuerzos que se ha repetido un número suficiente de veces. Estas fisuras de fatiga ocurren en

puntos de concentración de esfuerzos u otras discontinuidades y aumentan gradualmente con el incremento en el número de ciclos de esfuerzos. Esto reduce el área no fisurada de la sección transversal de la barra hasta que esta resulta demasiado pequeña para resistir la fuerza aplicada. En este punto, la barra falla de una manera súbita.

Con base en muchos ensayos se desarrollo la siguiente fórmula para diseño:

$$f_f = 145 - 0.33f_{\min} + 55\left(\frac{r}{h}\right) \quad (6.9)$$

donde f_f es el rango de tensión en (MPa), f_{\min} es el esfuerzo mínimo, positivo si es tensión, negativo si es compresión y r/h es la relación entre el radio de base y la altura de las deformaciones transversales; si se desconoce el valor real se puede utilizar $r/h=0.3$.

c. Fatiga de los tendones de pretensado

La AASTHO [5.5.3.1] dice que, en la regiones de los elementos de hormigón pretensado y parcialmente pretensado que comprimidas bajo la acción de la carga permanente y tensión de pretensado, solo se deberá considerar la fatiga si esta tensión de compresión es menor que dos veces la máxima tensión de tracción debida a la sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a la fatiga, en combinación con el camión de fatiga. El factor de carga de 0.75 esta especificado para la sollicitación por sobrecarga resultante del camión de fatiga, el factor 2.0 se aplica a la sobrecarga mayorada para un total de 1.50, veces la sollicitación no mayorada debida al camión de fatiga ver mas [C.5.5.3.1].

La fatiga limitativa para el rango de tensión dados para tendones pretensados [A.5.5.3.3] varían con el radio de curvatura no hay diferencia entre tendones adherentes y no adherentes. El rango de tensión en los tendones de pretensado no deberá ser mayor que: 125 MPa. para radios de curvatura mayores que 9000 mm. y 70MPa para radios de curvatura menores o iguales que 3600 mm, para radios comprendidos entre 3600 y 9000 mm. estará permitido interpolar linealmente y no hay diferencia entre tendones adherentes y no adherentes.

3. Estado limite de Resistencia y Estado Limite de Eventos Extremos

El estado limite de resistencia esta gobernado por la resistencia estática de los materiales. Hay cinco diferentes combinaciones de carga por resistencia especificada en la Tabla 2.3. Las diferencias entre las combinaciones de carga por resistencia están asociadas principalmente con los factores de carga aplicados a la carga viva.

El factor de resistencia ϕ generalmente toma valores menores que 1 en el estado limite de resistencia y 1 en los demás estados, toma en cuenta la variabilidad de los materiales y las incertidumbres del modelo. En la Tabla 6.5 muestra los factores de resistencia en el estado límite de resistencia para construcciones convencionales de hormigón.

TABLA 6.5 Factores de Resistencia ϕ en el Estado Limite de Resistencia para Construcciones Convencionales

Estado Limite de Resistencia	Factores de Resistencia ϕ
Para flexión y tracción del hormigón armado	0,90
• Para flexión y tracción del hormigón pretensado	1,00
• Para corte y torsión:	
hormigón de densidad normal	0,90
hormigón de baja densidad	0,70
• Para compresión axial con espirales o zunchos:	
excepto para Zonas Sísmicas 3 y 4	0,75
• Para apoyo sobre hormigón	0,70
• Para compresión en modelos de bielas y tirantes	0,70
• Para compresión en zonas de anclaje:	
hormigón de densidad normal	0,80
hormigón de baja densidad	0,65
• Para tracción en el acero en las zonas de anclaje	1,00
• Para resistencia durante el hincado pilotes	1,00

Fuente:

1. AASHTO 5.5.4.2.1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)
2. Para los elementos comprimidos con flexión, el valor de ϕ se puede incrementar linealmente hasta llegar al valor correspondiente a flexión a medida que la resistencia a la carga axial de diseño, ϕP_n , disminuye desde $0,10 f'_c A_g$ hasta 0

Para componentes parcialmente pretensados en flexión con o sin tracción, los valores ϕ se pueden tomar como:

$$\phi = 0.90 + 0.10(PPR) \quad (6.10)$$

$$PPR = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f_y} \quad (6.11)$$

Donde PPR es la relación de pretensado parcial A_s es el área de la armadura de tracción no pretensada (mm²), A_{ps} es el área de acero de pretensado (mm²), f_y es la tensión de fluencia especificada del acero.

Los estados límites de evento extremo son ocurrencias únicas con grandes periodos de retorno, significativamente mayores que el periodo de diseño del puente. Se debe considerar el estado limite de evento extremo para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o un sismo significativo o cuando es embestido por una embarcación un vehiculo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas.

6.5 RESISTENCIA A FLEXIÓN

La resistencia a flexión de los elementos pretensados se puede calcular usando las mismas hipótesis usadas para elementos no pretensados. Sin embargo, el acero de pretensado no tiene un limite de fluencia bien definido como el acero dulce. A medida que una sección transversal pretensada llega a su resistencia a flexión (definida por una máxima deformación específica de compresión en el hormigón igual a 0.003), la tensión en la armadura pretensada a la resistencia nominal, A_{ps} , variara dependiendo de la magnitud del pretensado. El valor de A_{ps} se puede obtener a partir de las condiciones de equilibrio, relaciones tensión deformación y compatibilidad de deformaciones. Sin embargo, este análisis es bastante laborioso, especialmente en el caso de los cables no adherentes. En el caso de pretensado con cables adherentes se puede considerar la compatibilidad de las deformaciones en una sección individual, mientras que en el caso de los cables no adherentes las relaciones de compatibilidad solo se puede plantear en los puntos de anclaje y dependen del perfil del cable y de las cargas que solicitan al elemento. Para evitar estos cálculos largos y laboriosos, la AASHTO permite obtener f_{ps} mediante ecuaciones aproximadas.

De los trabajos de Naaman (1985), Loov (1988), Naaman (1989) y (1990-1992) se obtiene las ecuaciones de la tensión media en el acero de pretensado en el momento en el cual se requiere la resistencia nominal f_{ps} .

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (6.12)$$

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (6.13)$$

En la Tabla 6.6 se definen los valores de f_{py}/f_{pu} , se puede ver que los valores de k de la ecuación 6.13 dependen exclusivamente del tipo de tendones utilizados.

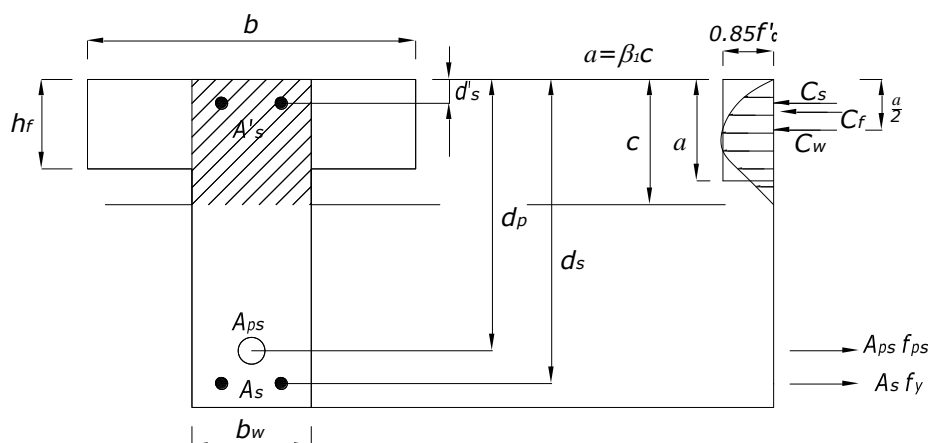
TABLA 6.6 Valores de k

Tipo de tendón	f_{py}/f_{pu}	Valor de k
Cables de baja relajación	0,90	0,28
Cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1	0,85	0,38
Barras de alta resistencia Tipo 2	0,80	0,48

Fuente:

1. AASHTO C5.7.3.1.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

6.5.1 DISTANCIA AL EJE NEUTRO PARA ELEMENTOS CON TENDONES ADHERIDOS

**FIGURA 6.5** Distribución rectangular de tensiones en un elemento pretensado

De la Figura 6.5 podemos observar una distribución o bloque rectangular de tensiones de compresión en reemplazo de otras distribuciones más exactas (trapezoidal o parabólica).

El bloque rectangular de tensiones equivalente ilustrado en la Figura 6.5 supone una tensión uniforme de $0.85f'_c$ en una profundidad $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra extrema comprimida. La distancia c entre la fibra con máxima deformación específica de compresión y el eje neutro se deberá medir en dirección perpendicular a dicho eje. La constante β_1 es igual a 0.85 para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa. Para resistencias mayores que 28 MPa, a β_1 se le deberá aplicar una reducción de 0.05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β_1 no podrá ser menor que 0.65.

En resumen los valores β_1 se tomara como:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } f'_c \leq 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.65 \text{ para } f'_c \geq 56 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) \text{ para } 28 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 56 \text{ MPa}$$

Considerando la sección transversal de la viga mostrada en la Figura 6.5. Del equilibrio de fuerzas en la viga se requiere que el total de la compresión nominal sea igual al total de tracción nominal entonces:

$$C_n = T_n \quad (6.14)$$

de lo cual:

$$C_n = C_w + C_f + C_s \quad (6.15)$$

$$T_n = A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \quad (6.16)$$

Donde C_w es la fuerza de compresión en el hormigón del alma, C_f es la fuerza de compresión en el ala, C_s es la fuerza de compresión del acero no pretensado, A_{ps} es el área del acero de pretensado, f_{ps} es la tensión media en el acero de pretensado en el momento en el cual se requiere la resistencia nominal del elemento en (MPa), A_s es el área de la armadura de tracción no pretensada en (mm²), f_y es la tensión de fluencia mínima especificada de las barras de armadura en (MPa).

La fuerza de compresión en el alma C_w es:

$$C_w = 0.85 f'_c a b_w = 0.85 \beta_1 f'_c c b_w \quad (6.17)$$

La fuerza de compresión en el ala es:

$$C_f = 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \quad (6.18)$$

Esta discutido en la AASHTO [C5.7.3.2.2], la inclusión del factor β_1 en la ecuación C_w , permite una transición suave entre el comportamiento de sección rectangular y de sección Te, y permite calcular adecuadamente la profundidad del eje neutro c en estado último. También simula el caso real de que el comportamiento de sección Te comienza cuando c es mayor que h_f , no cuando a es mayor que h_f . La fuerza de compresión del acero no pretensado:

$$C_s = A'_s f'_y \quad (6.19)$$

Donde A'_s es el área de armadura de compresión en (mm²) y f'_y es la tensión de fluencia mínima de la armadura de compresión en (MPa).

Si sustituimos la Ec.6.12 en la Ec.6.16 se tiene:

$$T_n = A_{ps}f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) + A_s f_y \quad (6.20)$$

Substituyendo las ecuaciones de compresión Ec.6.17, 6.18, 6.19 en la Ec. 6.15 se tiene:

$$C_n = 0.85\beta_1 f'_c b_w c + 0.85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f + A'_s f'_y \quad (6.21)$$

Igualando las Ec. 6.20 y 6.21 y despejando c se tiene:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85\beta_1 f'_c b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (6.22)$$

Esta expresión 6.22 es completamente general y puede ser utilizada para vigas pretensado sin acero de refuerzo ($A_s=A'_s=0$) y para vigas de hormigón amado sin acero de pretensado vale decir ($A_{ps}=0$). En cuanto a las deformaciones de la Figura 6.6 se puede observar que las deformaciones específicas en la armadura y el hormigón se suponen directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, y que la máxima deformación utilizables en la fibra comprimida extrema del hormigón se asume igual a $\varepsilon_{cu} = 0.003$. Además para las armaduras no pretensado la tensión en la armadura f_s por debajo de la fluencia f_y se tomara como E_s por la deformación específica del acero ε_s . Para deformaciones específicas mayores que f_y/E_s , la tensión en la armadura se considerara independiente de la deformación e igual a f_y .

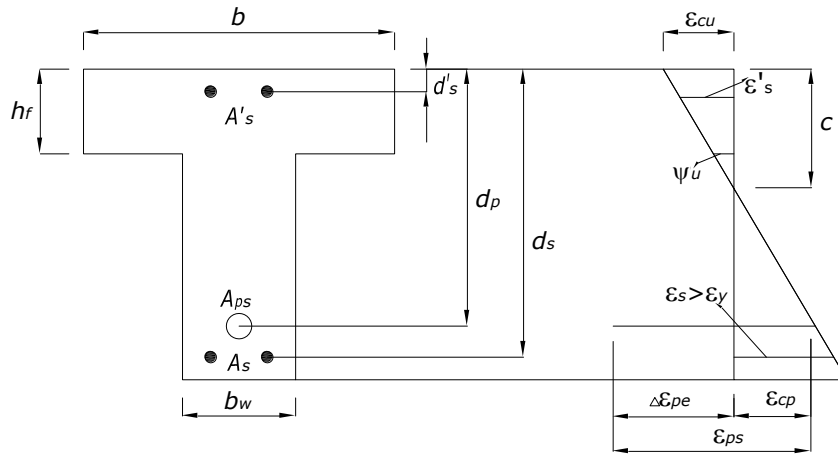


FIGURA 6.6 Distribución de deformaciones en un elemento pretensado

Considerando el ala de la sección transversal de la viga mostrada en la Figura 6.6 determinamos la deformación del concreto en la misma posición donde esta los tendones de pretensado ε_{cp} :

$$\varepsilon_{cp} = -\varepsilon_{cu} \frac{d_p - c}{c} = -\varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p}{c} - 1 \right) \quad (6.23)$$

donde ε_{cu} es el límite de compresión en la fibra extrema de compresión, d_p es la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado en (mm), y c es la distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro en (mm). De nuevo la deformación en tracción es considerada positiva y la deformación en compresión es considerada negativa.

La deformación en los tendones de pretensado ε_{ps} viene a ser:

$$\varepsilon_{ps} = -\varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p}{c} - 1 \right) + \Delta\varepsilon_{pe} \quad (6.24)$$

donde $\Delta\varepsilon_{pe}$ es aproximadamente f_{pe}/E_p en los estados limites de resistencia la AASHTO [A5.7.2.1] define que la deformación especifica utilizable en la fibra extrema comprimida es $\varepsilon_{cu} = -0.003$ si el hormigón no esta confinado, d_p es la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones del pretensado en (mm) y como se sabe c es la distancia al eje neutro en (mm). Bajo el mismo enfoque se determina la deformación del acero de compresión ε'_s , donde d'_s es la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión en (mm).

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{c - d'_s}{c} = \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'_s}{c} \right) \quad (6.25)$$

6.5.2 DISTANCIA AL EJE NEUTRO PARA ELEMENTOS CON TENDONES NO ADHERIDOS

A lo largo de los años muchos investigadores han propuesto numerosas ecuaciones para la predicción del comportamiento de deformaciones de los tendones no adheridos los trabajos discutidos aquí están basados sobre las investigaciones de Mac Gregor (1989) presentadas por Roberts- Wollman et. al (2005) actualmente están presentes en la AASHTO [A5.7.3.1.2]

La tensión media en el acero de pretensado no adherente se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pe} + 6300 \left(\frac{d_p - c}{l_e} \right) \leq f_{py} \quad (6.26)$$

siendo :

$$l_e = \left(\frac{2l_i}{2 + N_s} \right) \quad (6.27)$$

La distancia entre la fibra comprimida y el eje neutro asumiendo que el tendón de pretensado ha entrado en fluencia c :

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85\beta_1 f'_c b_w} \quad (6.28)$$

Donde l_e es la longitud de tendón efectivo (mm), l_i es la longitud entre anclajes (mm), N_s es el numero de articulaciones de apoyo cruzadas por el tendón entre anclajes o entre puntos de adherencia discretos, f_{py} es la tensión del acero pretensado en la sección considerada luego de todas las perdidas (MPa), f_{pe} es la tensión efectiva en el acero de pretensado en la sección considerada luego de todas las perdidas en (MPa). Además se deberá investigar el nivel de tensión de la armadura de compresión y, si la armadura de compresión no ha entrado en fluencia en la Ec.6.28 en lugar de f'_y se deberá utilizar la tensión real.

Alternativamente se puede obtener una primera aproximación de la tensión media en el acero de pretensado no adherente de la siguiente manera:

$$f_{ps} = f_{pe} + 103 \quad (\text{MPa}) \quad (6.29)$$

Para resolver para el valor de f_{ps} en la Ec. 6.26 se requiere la ecuación de equilibrio de fuerzas en estado ultimo. Por lo tanto, para llegar a una solución cerrada se deben resolver simultáneamente dos ecuaciones con dos incógnitas f_{ps} y c

6.5.3 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN NOMINAL

Con c y f_{ps} conocidos ya sea para tendones adheridos o no adheridos, es una cuestión simple determinar la resistencia nominal de flexión M_n para vigas de concreto reforzado. Si nos referimos a la Figura 6.5, tomamos momentos acerca C_w . Obtenemos:

$$M_n = A_{ps}f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2}\right) + C_s \left(\frac{a}{2} - d'_s\right) + C_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right) \quad (6.30)$$

Donde $a = \beta_1 c$ y c no es menos que el espesor del ala h_f substituyendo las Ec 6.18 y 6.19 para C_s y C_f tenemos:

$$M_n = A_{ps}f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_y \left(\frac{a}{2} - d'_s\right) + 0.85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right) \quad (6.1)$$

La resistencia a la flexión mayorada M_r se deberá tomar como:

$$M_r = \phi M_n \quad (6.32)$$

Donde M_n es la resistencia nominal (N*mm), ϕ es el factor de resistencia especificado en la Tabla 6.5

Ejemplo 6.1

Para la viga mostrada en la Figura 6.7 determinar la distancia de la fibra extrema comprimida al eje neutro c , la tensión media del acero de pretensado f_{ps} , y el momento de resistencia nominal M_n . a) Para tendones adheridos b) Para tendones no adheridos.

La carga de la viga esta uniformemente distribuida con un tramo de longitud simple de 10.67 m. con resistencia a compresión del hormigón $f'_c = 40$ MPa , resistencia a la fluencia del acero de refuerzo $f_y = 400$ MPa , tendones de baja relajación con resistencia a la tracción del acero de pretensado $f_{pu} = 1860$ MPa de diámetro 12.70 mm.

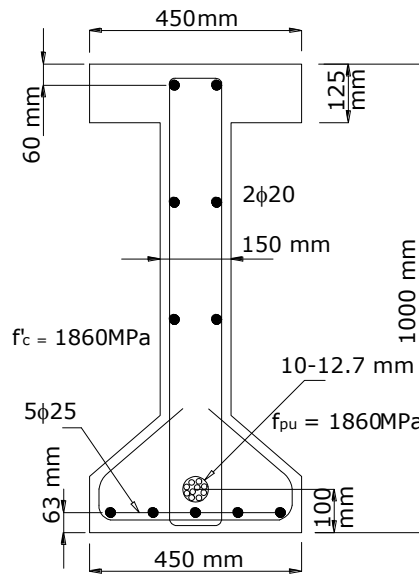


FIGURA 6.7 Sección transversal de la viga del ejemplo 6.1

Solución:**1. PROPIEDADES DEL MATERIAL**

Asumir la tensión efectiva del acero de pretensado [A5.7.3.1.1]

$$f_{pe} = 0.5 f_{pu} = 0.5(1860) = 930$$

2. PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

$$b = 450 \text{ mm}, h = 1000 \text{ mm}, b_w = 150 \text{ mm}, h_f = 125 \text{ mm}$$

$$d'_s = 60 \text{ mm}, d_s = h - 63 = 937 \text{ mm}$$

$$d_p = h - 100 = 900 \text{ mm}, A_s = 2500 \text{ mm}^2,$$

$$A'_s = 600 \text{ mm}^2, A_{ps} = 10(98.71) = 987 \text{ mm}^2$$

3. ALTURA AL EJE NEUTRO Y TENSIÓN MEDIA DEL ACERO DE PRETENSADO

a) **Tendones Adheridos** [A5.7.3.1.1] de la Ec. 6.22

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s |f'_y| - 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 \beta_1 f'_c b_w + (k A_{ps} f_{pu} / d_p)}$$

$$c = \frac{987(1860) + 2500(400) - 600(400) - 0.85(0.76)(40)(450 - 150)(125)}{0.85(0.76)(40)(150) + \frac{(0.28)(987)(1860)}{900}}$$

$$c = 366 \text{ mm} > h_f = 125 \text{ mm.} \Rightarrow \text{eje neutro en el alma}$$

De la Ec. 6.25

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'_s}{c} \right) = -0.003 \left(1 - \frac{60}{366} \right) = -0.00251$$

$$|\varepsilon'_s| = 0.00251 > |\varepsilon'_y| = 0.002 \quad \therefore \text{El acero de compresión fluye}$$

De la Ec. 6.12

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

$$f_{ps} = 1860 \left(1 - 0.28 \frac{366}{900} \right) = 1648 \text{ MPa}$$

b) **Tendones no adheridos** [A5.7.3.1.2] de la Ec. 6.26

$$f_{ps} = f_{pe} + 6300 \left(\frac{d_p - c}{l_e} \right)$$

$$l_e = \left(\frac{2l_i}{2 + N_s} \right); \quad N = N_s = 0; \quad l_i = 10.67 \text{ m}$$

$$l_e = \left(\frac{2(10.67)}{2+0} \right) = 10.67 \text{ m}$$

$$f_{ps} = 930 + 6300 \left(\frac{900 - c}{10.67} \right)$$

De la Ec. 6.29 [C5.7.3.1.2] Primera iteración asumir:

$$f_{ps} = f_{pe} + 103$$

$$f_{ps} = 930 + 103 = 1033 \text{ MPa}$$

De la Ec. 6.28

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85\beta_1 f'_c b_w}$$

$$c = \frac{987(1033) + 2500(400) - 600(400) - 0.85(0.76)(40)(450 - 150)125}{0.85(0.76)(40)(150)}$$

$$c = 210 \text{ mm} > h_f = 125 \text{ mm} \Rightarrow \text{eje neutro en el alma}$$

De la Ec. 6.26

$$f_{ps} = 930 + 6300 \left(\frac{900 - 210}{10670} \right) = 1337 \text{ MPa} < f_{py} = 1674 \text{ MPa}$$

Segunda iteración asumir $f_{ps} = 1337 \text{ MPa}$

$$c = \frac{987(1337) + 2500(400) - 600(400) - 0.85(0.76)(40)(450 - 150)125}{0.85(0.76)(40)(150)}$$

$$c = 286.77 \text{ mm} > h_f = 125 \text{ mm} \Rightarrow \text{eje neutro en el alma}$$

De la Ec. 6.26

$$f_{ps} = 930 + 6300 \left(\frac{900 - 286.77}{10670} \right) = 1292.07 \text{ MPa} < f_{py} = 1674 \text{ MPa}$$

Tercera iteración asumir $f_{ps} = 1298.06 \text{ MPa}$

$$c = \frac{987(1298.06) + 2500(400) - 600(400) - 0.85(0.76)(40)(450 - 150)125}{0.85(0.76)(40)(150)}$$

$$c = 276.62 \text{ mm} > h_f = 125 \text{ mm}$$

$$f_{ps} = 930 + 6300 \left(\frac{900 - 276.62}{10670} \right) = 1298.06 \text{ MPa} < f_{py} = 1674 \text{ MPa} \text{ converge } c = 277 \text{ mm}$$

De la Ec. 6.25

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'_s}{c} \right) = -0.003 \left(1 - \frac{60}{276.62} \right) = -0.00235$$

$$|\varepsilon'_s| = 0.00235 > |\varepsilon'_y| = 0.002 \quad \therefore \text{El acero de compresión fluye}$$

4. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN NOMINAL

a) Tendones Adheridos

$$a = \beta_1 c = 0.76(366) = 278$$

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s |f'_y| \left(\frac{a}{2} - d'_s \right) + 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_n = 987(1648) \left(900 - \frac{278}{2} \right) + 2500(400) \left(937 - \frac{278}{2} \right) + 600(400) \left(\frac{278}{2} - 60 \right) + 0.85(0.76)(40)(450 - 150)(125) \left(\frac{278}{2} - \frac{125}{2} \right) = 2129 \text{ kN*m}$$

b) Tendones no adheridos

$$a = \beta_1 c = 0.76(277) = 210$$

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s |f'_y| \left(\frac{a}{2} - d'_s \right) + 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_n = 987(1298.06) \left(900 - \frac{210}{2} \right) + 2500(400) \left(937 - \frac{210}{2} \right) + 600(400) \left(\frac{210}{2} - 60 \right) + 0.85(0.76)(40)(450 - 150)(125) \left(\frac{210}{2} - \frac{125}{2} \right) = 1902 \text{ kNm}$$

Con la misma armadura para tendones adheridos y tendones no adheridos la resistencia nominal a la flexión para tendones no adheridos es menos 3% que para tendones adheridos.

6.5.4 ARMADURA MÁXIMA DE TRACCIÓN

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (6.33)$$

siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (6.34)$$

Donde c es la distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm), d_e es la altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm), f_{ps} se puede calcular como en la Ec. 6.12 o 6.26 o en un diseño preliminar el valor de f_{ps} , se puede estimar suponiendo $f_{ps} = f_{py}$. Sino se satisface la ecuación 6.33, la sección se deberá considerar sobrearmada. En los elementos de hormigón pretensado y parcialmente pretensado se pueden utilizar secciones sobrearmadas, siempre que se demuestre mediante análisis y ensayos que con ellas se puede lograr ductilidad suficiente para la estructura. En los elementos de hormigón armado no están permitidas las secciones sobrearmadas.

A los fines del presente requisito, un elemento se deberá considerar de hormigón armado si la relación de pretensado parcial (PPR) especificado es menor que 50 por ciento.

Ejemplo 6.2

Revisar los requerimientos de ductilidad para la viga de la Figura 6.7 con las propiedades dadas en el Ejemplo 6.1.

a) Tendones Adheridos

$$c = 366 \text{ mm} \quad f_{ps} = 1648 \text{ MPa}$$

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y} = \frac{987(1648)(900) + 2500(400)(937)}{987(1648) + 2500(400)} = 914 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{366}{914} = 0.40 < 0.42, \text{ OK ductil}$$

b) Tendones no Adheridos

$$c = 277 \text{ mm} \quad f_{ps} = 1298.06 \text{ MPa}$$

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y} = \frac{987(1298.06)(900) + 2500(400)(937)}{987(1298.06) + 2500(400)} = 917 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{277}{917} = 0.302 < 0.42, \text{ OK ductil}$$

6.5.5 ARMADURA MÍNIMA DE TRACCIÓN

La AASHTO [5.7.3.3.2] ofrece los siguientes criterios para la determinación de la armadura mínima:

1.2 veces el momento de fisuración M_{cr} , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, f_r , del hormigón:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad (6.35)$$

1.33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificadas en la Tabla 2.3

$$\phi M_n \geq 1.33 M_u \quad (6.36)$$

Donde el momento de fisuración puede ser tomado como:

$$M_{cr} = S_c (f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \leq S_c f_r \quad (6.37)$$

Donde f_{cpe} es la tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido las perdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (MPa), M_{dnc} es el momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (N*mm), Sc es el modulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³), S_{nc} es el módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³).

Para cualquier sección compuesta intermedia se deberán utilizar valores adecuados de M_{dnc} y S_{nc} . Si las vigas se diseñan de manera que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, en la Ec.6.37 para calcular M_{cr} se deberá sustituir S_{nc} por Sc .

6.6 ESFUERZO DE CORTE

Si es razonable suponer que las secciones planas permanecerán planas luego de la aplicación de las cargas, las regiones de los elementos se deberán diseñar para corte o torsión utilizando ya sea el modelo de bielas y tirantes o bien el modelo por secciones.

El diseño tradicional sección por sección se basa en la hipótesis de que la armadura requerida en una sección determinada depende exclusivamente de los valores independientes de las solicitaciones mayoradas en dicha sección, V_u , M_u , y T_u , y no considera la interacción mecánica entre estas solicitaciones, es decir de cómo las solicitaciones fueron introducidas en el elemento como lo hacen los modelos de bielas y tirantes, los trabajos de Schlaich et al. (1987) y Collins y Mitchell (1991) contienen información mas detallada sobre este método. Otra de las hipótesis del método tradicional es que la distribución de corte permanece uniforme y que las deformaciones longitudinales varían linealmente en la altura de la viga, estas hipótesis no son validas para elementos tales como la viga de gran altura.

Aunque el modelo de bielas y tirantes se puede aplicar para regiones solicitadas a flexión, resulta mas adecuado y en general permite diseños menos conservadores para regiones próximas a discontinuidades, ósea cambios abruptos de la geometría de la sección transversal, aberturas, extremos rebajados, vigas de gran altura y ménsulas, donde es necesario considerar mas detalladamente el flujo real de las fuerzas.

El procedimiento para determinar el diseño por corte es como sigue:

Paso1: Determinar la altura efectiva de corte:

La altura efectiva de corte es la distancia entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a la flexión; no es necesaria tomarla menor que el mayor valor entre $0.9de$ o $0.72h$ (mm), donde de es la profundidad efectiva desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura de tracción en (mm) y h es la altura total del elemento.

Paso 2: Calcular la tensión de corte en el hormigón v_u y dividir por la resistencia a compresión del hormigón f'_c si esta relación es más grande que 0.25, entonces una sección de alma mas grande se necesita usar.

$$v_u = \left(\frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \right) \quad (6.38)$$

Donde v_u es la tensión de corte mayorada promedio en el hormigón (MPa), V_u es la resistencia al corte mayorada en la sección (N), V_p es el componente de la fuerza efectiva de pretensado en la dirección del corte aplicado es positivo si se opone al corte aplicado (N), b_v es el ancho del alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma, medido en forma paralela al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión, o en el caso de secciones circulares, diámetro de la sección modificado para considerar la presencia de vainas si corresponde (mm), ϕ es el factor de resistencia para corte especificada en la Tabla 6.5

Paso 3: Asumir el ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal θ por decir 30° y calcular la deformación especifica longitudinal ϵ_x (mm/mm).

$$\epsilon_x = \left(\frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps} f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})} \right) \quad (6.39)$$

Donde A_{ps} es el área de acero pretensado del lado del elemento traccionado por flexión, A_s es el área de acero no pretensado, f_{po} es el parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los tendones de pretensado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria remanente entre los tendones de pretensado y el hormigón que los rodea (MPa). Para los niveles de pretensado habituales, un valor de $0.7f_{pu}$ será adecuado tanto para los elementos de pretensados como para elementos postesados, N_u es la fuerza axial mayorada, positiva si es tracción y negativa si es compresión, M_u es el momento, mayorado siempre positivo, pero nunca menor que $V_u d_v$ (N*mm), V_u es el esfuerzo de corte mayorado, siempre positivo (N).

Paso 4: Usando los valores determinados de $\nu u/f'_c$ y ϵx determinar θ de la Tabla 6.7 y comparar con el valor estimado en el paso anterior. Si es diferente recalculamos el valor ϵx y repetimos el paso anterior hasta estimar valores aproximados de θ de acuerdo con la Tabla 6.7. Una vez determinado el valor θ de la tabla el segundo valor de la celda es el valor de β es el factor que relaciona con el efecto de la deformación longitudinal sobre la capacidad de corte del hormigón según lo indica la capacidad de transmitir tracción que posee el hormigón fisurado diagonalmente.

TABLA 6.7 Valores de θ y β para secciones con armadura transversal

$\frac{V}{f'_c}$	$\epsilon x \times 1000$								
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 0.75	≤ 1.00
≤ 0.075	22,3	20,4	21	21,8	24,5	26,6	30,5	33,7	36,4
	6,32	4,75	4,10	3,75	3,24	2,94	2,59	2,38	2,23
≤ 0.100	18,1	20,4	21,40	22,5	24,9	27,1	30,8	34,0	36,7
	3,79	3,38	3,24	3,14	2,91	2,75	2,50	2,32	2,18
≤ 0.125	19,9	21,9	22,80	23,7	25,9	27,9	31,4	34,4	37,0
	3,18	2,99	2,94	2,87	2,74	2,62	2,42	2,26	2,13
≤ 0.150	21,6	23,3	24,20	25,0	26,9	28,8	32,1	34,9	37,3
	2,88	2,79	2,78	2,72	2,60	2,52	2,36	2,21	2,08
≤ 0.175	23,2	24,7	25,50	26,2	28,0	29,7	32,7	35,2	36,8
	2,73	2,66	2,65	2,60	2,52	2,44	2,28	2,14	1,96
≤ 0.200	24,7	26,1	26,70	27,4	29,0	30,6	32,8	34,5	36,1
	2,63	2,59	2,52	2,51	2,43	2,37	2,14	1,94	1,79
≤ 0.225	26,1	27,3	27,90	28,5	30,0	30,8	32,3	34,0	35,7
	2,53	2,45	2,42	2,40	2,34	2,14	1,86	1,73	1,64
≤ 0.250	27,5	28,6	29,10	29,7	30,6	31,3	32,8	34,3	35,8
	2,39	2,36	2,33	2,33	2,12	1,93	1,70	1,58	1,50

Fuente:

1. Tabla 5.8.3.4.2-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

Paso 5: Calcular la resistencia requerida por el refuerzo transversal del alma V_s .

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_u} - V_p - 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \quad (6.40)$$

Paso 6: Calcular la separación requerida para los estribos, se requiere una cantidad mínima de armadura transversal para restringir el crecimiento de fisuras diagonales y aumentar la ductilidad

de la sección, a medida que aumenta la resistencia del hormigón se necesita más armadura transversal para controlar la fisuración.

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v}{V_s} \cot \theta \quad (6.41)$$

Donde A_v es el área de la armadura transversal en una distancia s en (mm²), b_v es el ancho de alma ajustado para considerar la presencia de vainas (mm), s es la separación de la armadura transversal (mm), f_y es la tensión de fluencia de la armadura transversal (MPa).

Esta separación s no puede exceder el valor límite del refuerzo mínimo transversal de la AASHTO [A5.8.2.5] que es:

$$s \leq \frac{A_v f_y}{0.083 \sqrt{f'_c} b_v} \quad (6.42)$$

Esto también puede satisfacer la separación máxima requerida por la AASHTO [A5.8.2.7]:

$$\square \text{ Si } v_u < 0.125 f'_c \text{ entonces } s_{\max} = 0.8 d_v \leq 600 \text{ mm}$$

$$\square \text{ Si } v_u \geq 0.125 f'_c \text{ entonces } s_{\max} = 0.4 d_v \leq 300 \text{ mm}$$

Donde v_u es la tensión de corte calculada (MPa) y d_v es la altura de corte efectiva (MPa).

Paso 7: Revisar la armadura longitudinal adecuada usando la siguiente ecuación (6.43), si la inecuación no se satisface adicionar la armadura longitudinal o aumentar la cantidad de estribos.

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 V_s - V_p \right) \cot \theta \quad (6.43)$$

donde ϕ_f , ϕ_v , ϕ_c son factores de resistencia para momento, corte y resistencia axial, tomados de la Tabla 6.5

Ejemplo 6.3

Determinar la separación requerida para estribos N°3 para la Viga T no pretensada, ver Figura 6.8 en una ubicación de momento positivo donde $V_u = 700$ kN y $M_u = 300$ kN*m. Usar $f'_c = 30$ MPa y $f_y = 400$ MPa.

Paso 1:

De los datos se tiene:

$$V_u = 700 \text{ MPa} \quad M_u = 300 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 2000 \text{ mm}^2 \quad b_v = 400 \text{ mm} \quad b = 2000 \text{ mm}$$

Asumir el eje neutro en el ala:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2000(400)}{0.85(30)(2000)} = 16 \text{ mm} < h_f = 200 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

Altura efectiva de corte

$$d_v = \max \begin{cases} d_e - \frac{a}{2} = \left(1000 - \frac{16}{2} \right) = 924 \text{ mm} \Rightarrow \text{gobierna} \\ 0.9d_e = 0.9(1000 - 68) = 839 \text{ mm} \\ 0.72h = 0.72(1000) = 720 \text{ mm} \end{cases}$$

Paso 2:

Calcular $\frac{v}{f'_c}$ $V = 0$ $\phi = 0.9$

De la Ec. 6.38

$$v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi_v b_v d_v} = \frac{700000}{0.9(400)(924)} = 2.10 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{2.10}{30} = 0.070 < 0.25 \quad \text{Ok}$$

Paso 3:

Calcular ε_x de la Ec. 6.39 $N_u = 0$, $A_{ps} = 0$

Estimamos $\theta = 37^\circ$ $\cot \theta = 1.327$

$$\varepsilon_x = \left(\frac{M_u / d_v + \cancel{0.5 N_u} + 0.5(V_u - V_p) \cot \theta - \cancel{A_{ps} f_{po}}}{2(E_s A_s + \cancel{E_p A_{ps}})} \right)$$

$$\varepsilon_x = \frac{300 \times 10^6 / 924 + 0.5(700 \times 10^3) 1.327}{2(200 \times 10^3 (2000))} = 9.864 \times 10^{-4}$$

Paso 4:

Determinar θ y β de la Tabla 6.8: $\theta = 36.4$ y $\cot \theta = 1.356$

$$\varepsilon_x = \frac{300 \times 10^6 / 924 + 0.5(700 \times 10^3) 1.356}{2(200 \times 10^3 (2000))} = 9.990 \times 10^{-4}$$

Usar $\theta = 36.4$ y $\beta = 2.23$

Paso 5:

Determinar V_s de la Ec.6.40

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_u} - 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v$$

$$V_s = \frac{700 \times 10^3}{0.9} - 0.083(2.23)\sqrt{30}(400)(924) = 403084 \text{ N}$$

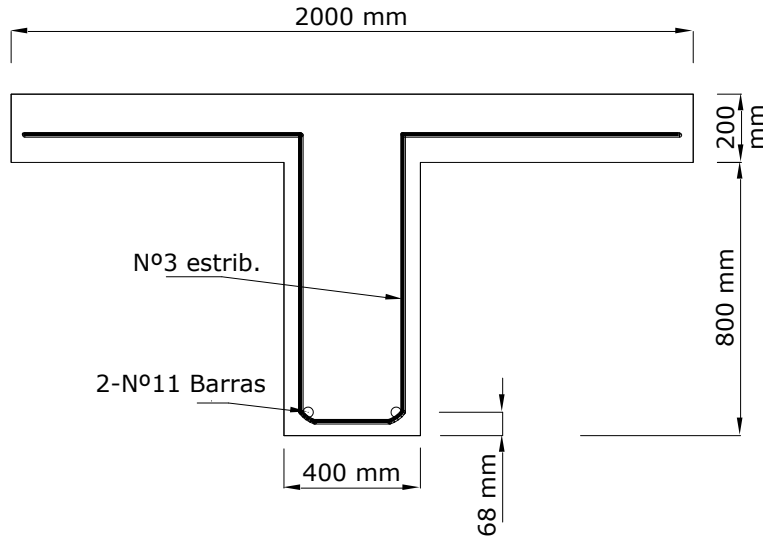


FIGURA 6.8 Ejemplo 6.3 determinación de la separación de estribos

Paso 6:

Determinar la separación de la armadura transversal de la Ec 6.41 y 6.42 y utilizando un

$$A_v = 200 \text{ mm}^2$$

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v}{V_s} \cot \theta = \frac{142(400)(924)}{403085} 1.356 = 177 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{A_v f_y}{0.083\sqrt{f'_c}b_v} = \frac{142(400)}{0.083\sqrt{30}(400)} = 312 \text{ mm}$$

$$v_u < 0.125 f'_c = 0.125(30) = 3.75$$

$$s \leq 0.8d_v = 0.8(924) = 740 \text{ mm o } 600 \text{ mm}$$

∴ La separación entre estribos es 177 mm

Paso 7:

Revisar el refuerzo longitudinal de la Ec. 6.43:

$$A_s f_y + \cancel{A_{ps} f_{ps}} \geq \frac{M_u}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{\cancel{N_u}}{\phi_c} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5V_s - \cancel{V_p} \right) \cot \theta$$

$$A_s f_y = 2000(400) = 800000$$

$$\frac{M_u}{d_v \phi_f} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5V_s \right) \cot \theta = \frac{300 \times 10^6}{924(0.9)} + \left(\frac{700 \times 10^3}{0.9} - 0.5(403084) \right) 1.356 = 1011897 N$$

$$800000 \not\geq 1011897 \quad \text{No cumple la condicion de la inecuación}$$

Entonces incrementar V_s para satisfacer la inecuación:

$$V_s \geq 2 \left[\frac{V_u}{\phi_v} - \left(A_s f_y - \frac{M_u}{d_v \phi_f} \right) \tan \theta \right]$$

$$\geq 2 \left[\frac{700 \times 10^3}{0.9} - \left(2000(400) - \frac{300 \times 10^6}{924(0.9)} \right) \tan 36.4^\circ \right] = 907870$$

La separacion requerida para los estribos es:

$$s \leq \frac{142(400)924}{907870} (1.356) = 80 \text{ mm}$$

Esa separacion no es efectivo por los costos, es mejor incrementar el area de acero A_s para satisfacer la inecuación:

$$A_s \geq \frac{1011897}{400} = 2530 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Usar } 2\phi 36 + 1\phi 32 \quad A_s = 2831 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Estribos-U } \phi 10 \text{ c/177 mm}$$

6.7 LIMITES PARA LA TENSION DEL HORMIGÓN

TABLA 6.8 Limites de tensión en hormigón pretensado antes de las perdidas- Elementos totalmente pretensados

<i>Tension de compresión</i>	
Elementos pretensados	$0.60 * f_{ci}'$
Elementos postesados	$0.60 * f_{ci}'$
<i>Tension de tracción</i>	
En la zona de tyraccion precomprimida sin armadura adherente	N/A
En areas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura axuliar adherente	$0.25\sqrt{f_{ci}'} \leq 1.38 \text{ MPa}$
En áreas con armadura adherente(barras armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5f_y$ no mayor que 210 MPa	$0.63\sqrt{f_{ci}'} \text{ MPa}$
Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados	$0.415\sqrt{f_c} \text{ MPa}$

Fuente:

1. Tabla 5.9.4.1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

Según la AASHTO [A5.9.4] los esfuerzos en los tendones debido a las operaciones de pretensado no deberán exceder los valores especificados en las Tablas 6.7 y 6.8 o los valores promedios recomendados por los fabricantes.

TABLA 6.9 Limites de tensión en hormigón pretensado antes de las perdidas- Elementos totalmente pretensados

<i>Tension de compresión</i>	
Excepto en puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes.	$0.45f'_c$ MPa
<i>Tension de tracción</i>	
Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0.50\sqrt{f'_c}$ MPa
Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0.25\sqrt{f'_c}$ MPa
Para elementos con tendones no adherentes	tracción nula

Fuente:

1. Tabla 5.9.4.2 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

6.7.1 ETAPAS DE CARGA

El hormigón postesado tiene tres etapas de carga:

La primera etapa es denominado tiempo inicial, $t = 0$ (instantes antes de la transferencia), en esta etapa actúan el preesfuerzo final y el peso propio de la estructura, esta etapa se caracteriza por ofrecer las mayores compresiones en la zona traccionada precomprimida:

Tiempo Inicial $t = 0$

$$f_c = \frac{P_f}{A} \mp \frac{P_f * e}{W} \pm \frac{M_{pp}}{W}$$

La segunda etapa corresponde al tiempo intermedio ($t = \text{intermedio}$), solo se aplica al sistema postesado, las cargas aplicadas en esta etapa son las cargas de la etapa inicial mas las sobrecargas y cargas muertas no monolíticas

La tercera etapa corresponde a la etapa final y se simboliza por ($t = \infty$), las cargas aplicadas en esta etapa son las cargas de la etapa intermedia mas la carga viva mas impacto, carga de la superestructura y la capa de rodadura.

Tiempo infinito $t = \infty$

$$f_c = \frac{P_0}{A} \mp \frac{P_0 * e}{W} \pm \frac{M_{pp}}{W} \pm \frac{M_{lh}}{W'} \pm \frac{M_{diaf}}{W'} \pm \frac{M_{DC}}{W'} \pm \frac{M_{DW}}{W'} \pm \frac{M_{LL+IM}}{W'}$$

$$f_{ci}' = 0.75 f_c'$$

Donde f_c es la tensión en la fibra superior e inferior, f_{ci}' resistencia del concreto instante antes de la transferencia, W es el módulo resistente de la sección superior e inferior, W' es el módulo de la sección compuesta superior e inferior (viga + losa), P_0 es el preesfuerzo inicial, P_f preesfuerzo final, M_{pp} momento por el peso propio de la viga, A área de la sección bruta de la viga, e excentricidad, M_{DC} es la sumatoria de momentos de la superestructura (baranda, acera y bordillo), M_{DW} es la capa de rodadura, M_{LL+IM} es la suma de la carga vehicular mas la carga peatonal.

6.7.2 PERDIDAS DEL PRETENSADO

La pérdida del pretensado total se puede expresar como:

- Para miembros Pretensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (6.44)$$

- Para miembros Postensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (6.45)$$

donde:

Δf_{pT} = pérdida total (MPa)

Δf_{pF} = pérdida por fricción (MPa)

Δf_{pA} = pérdida por acunamiento de los anclajes (MPa)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

Δf_{pR2} = pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa)

Las pérdidas del pretensado se pueden considerar de dos tipos las pérdidas instantáneas debidas al

acuíñamiento de los anclajes, fricción y acortamiento elástico, y las pérdidas a largo plazo que son contracción relajación y fluencia lenta. Estimar las perdidas para hormigón parcialmente pretensado es análogo a estimar las perdidas para hormigón totalmente pretensado.

6.7.2.1 PERDIDAS INSTANTÁNEAS

a.- Acuíñamiento de los anclajes de los anclajes

La perdida por acuíñamiento de los anclajes es provocado por el movimiento del tendón antes del asiento de las cuñas o el dispositivo de agarre del anclaje. La magnitud del acuíñamiento mínimo depende del sistema de pretensado utilizado. Esta perdida ocurre antes de la transferencia, y es responsable de la mayor parte de la diferencia entre la tensión de tesado y la tensión en el momento de la transferencia. Un valor habitual para el acuíñamiento de los anclajes es de 10mm o la siguiente ecuación:

$$\Delta f_{pA} = \frac{2 \times E_p \times h}{x} - 2\Delta f_{pF}$$

$$x = \sqrt{\frac{E_p \times h \times l}{\Delta f_{pF}}}$$

Donde $h = 6 \text{ mm}$ es el valor de acuíñamiento de los anclajes, x es la distancia de influencia de acuíñamiento, l es la longitud de un punto donde es conocido la pérdida.

b.- Fricción

Para miembros postesados, las pérdidas de fricción son causadas por el perfil del tendón, el efecto de curvatura y la desviación local en el perfil del tendón efecto de rozamiento.

b.1 Construcciones Pretensadas

Según la norma ASSHTO para los tendones de pretensado deformados se deberán considerar las perdidas que puedan ocurrir en los dispositivos de fijación.

b.2 Construcciones Postesadas

Las pérdidas por fricción entre los tendones de pretensado interno y la pared de la vaina se puede tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)} \right) \quad (6.46)$$

Las pérdidas por fricción entre un tendón externo que atraviesa una única tubería de desviación se puede tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pi} \left(1 - e^{-(Kx + 0.04)} \right) \quad (6.47)$$

Donde:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{8 \times x \times e}{l^2} \right)$$

f_{pi} es la tensión en el acero de pretensado en el momento de tesado (MPa), x es la longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (mm), K es el coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por mm de tesado), μ es el coeficiente de fricción, α es la sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado mas próximo si el tesado se realiza igualmente en ambos extremos, y el punto investigado. Para los valores de K y μ se puede utilizar los datos comprendidos dentro la Tabla 6.10

TABLA 6.10 - Coeficientes de fricción para tendones de postesado

Tipo de acero	Tipo de vaina	K	μ
Alambres o cables	Vaina rígida y semirígida de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15-0,25
	Polietileno	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,3

Notas:

AASHTO 5.9.5.2.2b-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

c.- Acortamiento Elástico

La pérdida por acortamiento elástico se puede determinar mediante las siguientes fórmulas:

c.1 Elementos Pretensados

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (6.48)$$

c.2 Elementos Postesados

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (6.49)$$

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i e^2}{I} - \frac{M_{De}}{I}$$

donde f_{cgp} es la sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidos a la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa), E_p es el módulo de elasticidad del acero de pretensado, E_{ci} es el módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa), N es el numero de tendones de pretensado idénticos. Para los elementos pretensados de diseño habitual f_{cgp} se puede calcular suponiendo en el acero de pretensado una tensión igual a $0.65 f_{pu}$ para cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia o igual a $0.70 f_{pu}$ para cables de baja relajación.

6.7.2.2 ESTIMACIÓN APROXIMADA DE LAS PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO

TABLA 6.11 – Pérdidas dependientes del tiempo en MPa.

Tipo de seccion	Nivel	Para alambres y torones con $f_{pu}=1620,1725$ o 1860 Mpa	Para barras con $f_{pu}=1000$ a 1100 Mpa
Viga rectangular y losa llena	Limite superior	200+28PPR	130+41PPR
	Promedio	180+28PPR	
Viga cajon	Limite superior	145+28PPR	100
	Promedio	130+28PPR	
Viga I	Promedio	$230 \left[1.0 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR$	130+41PPR
Vigas T simple, doble T, losas huecas y alivianadas	Limite superior	$230 \left[1.0 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR$	$210 \left[1.0 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR$
	Promedio	$230 \left[1.0 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR$	

Fuente:

AASHTO 5.9.5.3.-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2007)

En los elementos pretensados y parcialmente pretensados, las pérdidas de pretensado dependientes del tiempo debidas a la fluencia lenta y contracción del hormigón y a la relajación del acero se pueden estimar de forma aproximada como se especifica en la Tabla 6.11 para:

- Elementos no contruidos por segmentos, postesados con tamos de hasta 50.000 mm y tesados a una edad del hormigón comprendida entre 10 y 30 días.
- Elementos pretensados tesados luego de alcanzar una resistencia a la compresión $f'_{ci} = 24\text{MPa}$.
- Siempre que los elementos de hormigón sean de densidad normal y el pretensado se haga con barras o cables con propiedades de relajación baja o normal.

Donde PPR es la relación de pretensado parcial ver Ecuación 6.11. Para los cables de baja relajación los valores especificados en la Tabla 6.11 se puede reducir en:

- 28 MPa en el caso de viga cajón
- 41 MPa en el caso de vigas de sección rectangular, losas macizas y vigas I
- 55 MPa en el caso de vigas Te, doble Te, de núcleo hueco y losas aliviadas.

6.7.2.3 ESTIMACIÓN REFINADA DE LAS PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO

Se pueden obtener valores más precisos de las pérdidas por fluencia lenta, contracción y relajación que los valores dados en la Tabla 6.11, para el caso de elementos pretensados con:

- Longitudes de tramo de no mas de 75.000 mm
- Hormigón de densidad normal
- Resistencia mayor que 24 MPa en el momento del pretensado

d.1 Contracción

Elementos Pretensados

$$\Delta f'_{pSR} = (117 - 1.03H) \text{MPa} \quad (6.50)$$

Elementos Postesados

$$\Delta f'_{pSR} = (93 - 0.85H) \text{MPa} \quad (6.51)$$

donde: H es la humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

d.2 Fluencia Lenta

La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta se puede tomar como:

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (6.52)$$

Donde f_{cgp} es la tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia (MPa), Δf_{cdp} es la variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a acepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado. Los valores de Δf_{cdp} se deberían calcular en la misma sección o secciones para las cuales se calcula f_{cgp} (MPa).

d.3 Relajación

En el momento de la transferencia .- Generalmente la pérdida por relajación inicial es determinada por el fabricante. Si se requiere que el ingeniero estime la pérdida por relajación de forma independiente a modo de guía se pueden utilizar las siguientes fórmulas:

- Para cable aliviado de tensiones:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24,0t)}{10,0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} \right] f_{pj} \quad (6.53)$$

- Para cables de baja relajación:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24,0t)}{40,0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] f_{pj} \quad (6.54)$$

Donde t es el tiempo estimado entre el tesado y la transferencia (días), f_{pj} es la tensión inicial en el tendón al final de tesado (MPa), f_{py} es la tensión de fluencia especificada del acero de pretensado (MPa).

Después de la transferencia.- La pérdida de relajación del acero de pretensado se puede tomar como:

- Para pretensado con cables aliviados de tensiones en (MPa):

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.4 \Delta f_{pES} - 0.2 \left(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} \right) \quad (6.55)$$

- Para postesado con cables aliviados de tensiones en (MPa):

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad (6.56)$$

- Para aceros de baja relajación usar 30% de Δf_{pR2} dado por las ecuaciones 6.55 o 56.
- Para postesado con barras de 1000 a 1100 MPa, la pérdida por relajación de debería basar en datos de ensayo aprobado. Si no hay datos disponibles, se puede asumir que la pérdida es de 21 MPa.

Donde Δf_{pR2} es la pérdida por fricción, Δf_{pES} es la pérdida por acortamiento elástico (MPa), Δf_{pSR} es la pérdida por contracción (MPa), Δf_{pCR} es la pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

6.8 EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Nuestro primer ejemplo es el diseño de un puente alcantarilla seguido de un puente losa, tablero, puente vigas T y por ultimo la comparación entre métodos de diseño AASTHO ESTANDAR & AASTHO LRFD para un puente postesado.

La tabla 4.1 describe la notación usada para indicar las ubicaciones criticas para momento y cortante esta notación es utilizada en todos los ejemplos de este capitulo.

Las referencias de la Especificación AASHTO LRFD (2007) son encerradas en corchetes y son denotas por una letra A siguiendo el numero del articulo por ejemplo [A4.6.2.1.3]. Si un comentario es citado el número del artículo es precedido por la letra C. Las unidades utilizadas son kN*m para momentos y kN para cortantes. Las expresiones de resistencia en la especificación de la AASHTO son en newtons (N) y milímetros (mm). Los ejemplos de los diseños generales siguen el formato dado en la sección 5 de la Especificación de la AASHTO LRFD (2007) mostrado como un resumen de diseño al final de este capitulo.

Ejemplo N° 6.4**DISEÑO DE PUENTE ALCANTARILLA**

Diseñar la alcantarilla mostrada en la Figura 6.4-1, para la sobrecarga vehicular HL-93, la instalación de la alcantarilla será bajo terraplén, los datos se muestran a continuación.

GEOMETRÍA DE LA ALCANTARILLA.

$$S = 3200 \text{ mm}$$

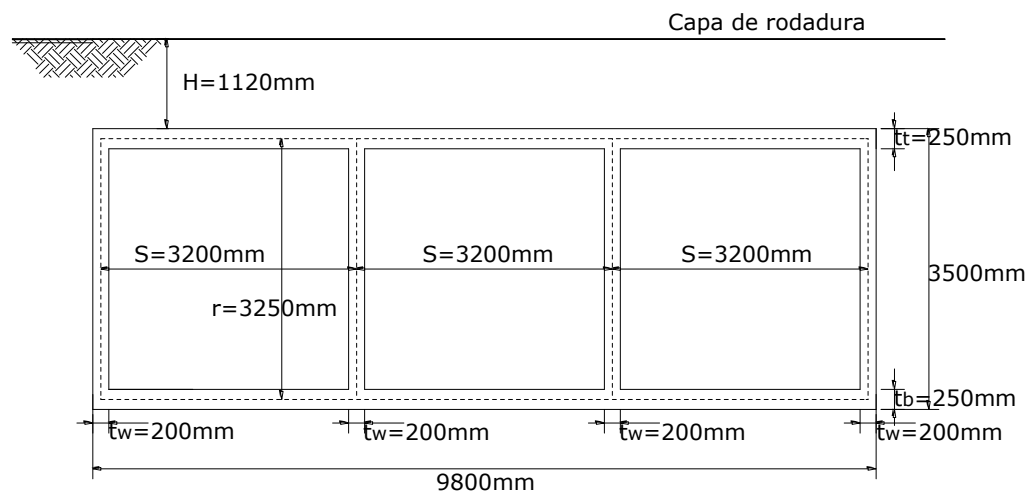
$$r = 3250 \text{ mm}$$

$$H = 1120 \text{ mm}$$

$$t_t = 250 \text{ mm}$$

$$t_b = 250 \text{ mm}$$

$$t_w = 200 \text{ mm}$$

**FIGURA 6.4-1** Geometría de la alcantarilla**DATOS DE LA ALCANTARILLA.**

- Propiedades de los materiales

Densidad del concreto [A3.5.1]

$$W_c = 2320 \text{ kg/m}^3$$

Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días [A5.4.2.11] $f'_c = 28 \text{ MPa}$

Resistencia del refuerzo de acero [A5.4.3]

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Recubrimiento de los refuerzos de acero [A5.12.3-1]

- Otras situaciones exteriores = 50 mm
- Fondo de losas hormigonadas in situ = 25 mm
- Hormigón colocado contra suelo = 75 mm

- Propiedades del suelo de fundación y suelo de relleno

Arena, limo, arcilla compactados

Densidad del suelo $\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$

Angulo de fricción $\phi = 30^\circ$

Solución

A) VERIFICAR LA ALTURA MÍNIMA RECOMENDADA [TABLA A2.5.2.6.3-1]

$$t_t = \frac{(S + 3000)}{30} = \frac{(3200 + 3000)}{30} = 207 \text{ mm}$$

Usar $t_t = 250 \text{ mm}$

$$t_w = 200 \text{ mm}$$

B) FACTORES DE CARGA [TABLA A3.4.1-1 Y A3.4.1-2]

Factores de carga			
	Resist. I		Serv.I
Cargas	γ_{\max}	γ_{\min}	
DC	1,25	0,90	1,00
EH	1,35	0,50	1,00
EV	1,30	0,90	1,00
ES	1,50	0,75	1,00
LL	1,75	0,00	1,00
LS	1,75	0,00	1,00
WA	1,00	0,00	1,00

C) MODIFICADORES DE CARGA [A1.3.2]

$$\eta = \eta_i = 1$$

D) FACTORES DE RESISTENCIA [A12.5.5-1]

$$\text{Flexión } \phi_f = 0.90$$

$$\text{Corte } \phi_v = 0.85$$

E) DATOS DEL SUELO

Presión vertical del suelo (EV)[A12.11.2.2.1]

$$W_E = gF_e \gamma_s B_c H \times 10^{-9}$$

$$F_e = 1 + 0.2 \frac{H}{B_c}$$

Donde:

W_E = Carga de suelo total no mayorada (N/mm)

g = Aceleración de la gravedad (m/sec²)

B_c = Ancho exterior de la alcantarilla (mm)

H = Profundidad del relleno (mm)

F_e = Factor de interacción suelo-estructura para instalación bajo terraplén

γ_s = Densidad del suelo (kg/m³)

$$F_e = 1 + 0.2 \frac{1120}{9800} = 1.02$$

$$W_{EL} = 9.81 \cdot 1.02 \cdot 1925 \cdot 9800 \cdot 1120 \cdot 10^{-9} = 207.27 / 9800 = 0.021 \text{ N/mm}$$

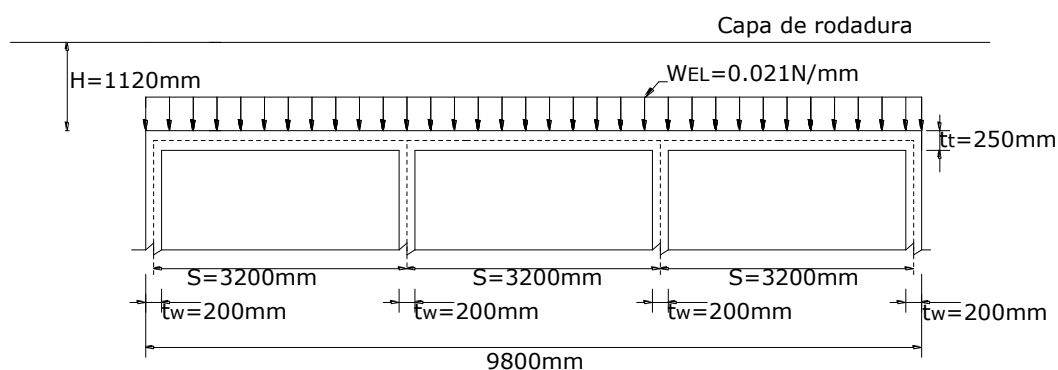


FIGURA 6.4-2 Presión vertical del suelo

Presión lateral del suelo (EH) [A3.11.5.2 y A3.11.5.1] y sobrecarga de suelo. (ES)

$$k_o = 1 - \sin \phi_f$$

$$p = k \gamma_s g z \times 10^{-9}$$

$$\phi_f = 30^\circ$$

$$k_o = 0.5$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$z_1 = 1250 \text{ mm}$$

$$z_2 = 4500 \text{ mm}$$

$$p_1 = 0.5 \cdot 1925 \cdot 9.81 \cdot 1250 \cdot 10^{-9} = 0.0118 \text{ Mpa}$$

$$p = 0.5 \cdot 1925 \cdot 9.81 \cdot 4500 \cdot 10^{-9} = 0.0425 \text{ Mpa}$$

$$p_2 = 0.0425 - 0.0118 = 0.0307 \text{ Mpa}$$

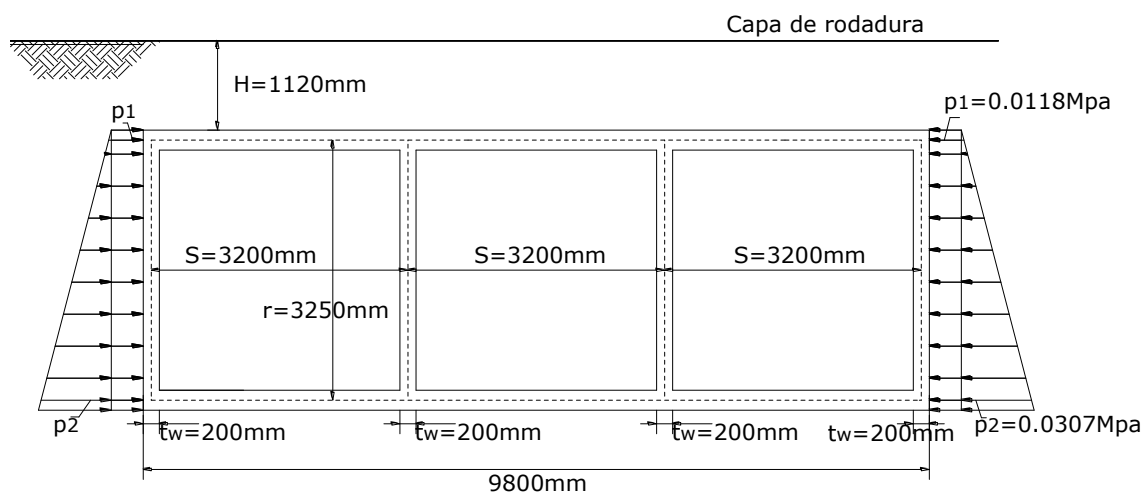


FIGURA 6.4-3 Presión lateral del suelo y sobrecarga de suelo.

F) DATOS DE LA CARGA VIVA (LL)

La carga viva consistirá en el camión de diseño o el tándem de diseño [A3.6.1.3.3]

Distribución a través de la losa superior para alcantarillas con rellenos mayores a 600 mm [A3.6.1.3.3]

- Trafico viaja paralelo al tramo

Perpendicular al tramo

$$E_{perp.} = L_{perp.} + LLDF(H)$$

Paralelo al tramo

$$E_{para.} = L_{para.} + LLDF(H)$$

Donde:

$$L_{perp.} = 510 \text{ mm}$$

$$L_{para.} = 250 \text{ mm}$$

$$LLDF = 1.15$$

$$H = 1120 \text{ mm}$$

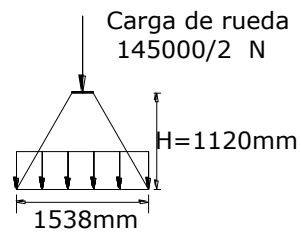
$$E_{perp.} = 510 + 1.15(1120) = 1789 \text{ mm}$$

$$E_{para.} = 250 + 1.15(1120) = 1538 \text{ mm}$$

Camión de diseño [A3.6.1.2.2]

$$W_{LL} = \frac{145000}{2 \cdot 1538 \cdot 1798} = 0.0262 \text{ N/mm}^2; \frac{0.0262 \text{ N/mm}^2}{1 \text{ mm}} = 0.0262 \text{ N/mm}$$

Longitudinal



En Planta

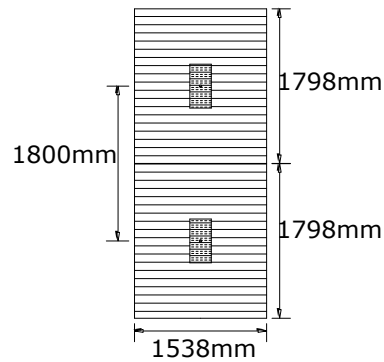


FIGURA 6.4-4 Presión del camión de diseño

Tándem de diseño [A3.6.1.2.3]

$$W_{LL} = \frac{110000}{2738 \cdot 1798} = 0.0223 \text{ N/mm}^2; \frac{0.0223 \text{ N/mm}^2}{1 \text{ mm}} = 0.0223 \text{ N/mm}$$

Longitudinal

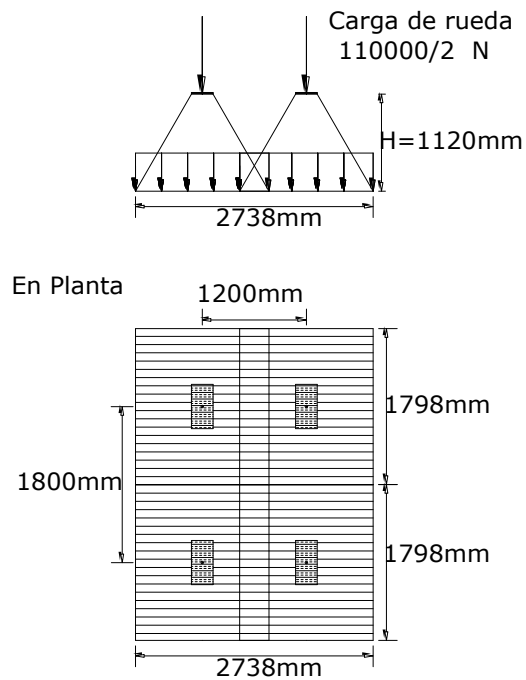


FIGURA 6.4-5 Presión del tándem de diseño

Incremento por carga dinámica [A3.6.2.2]

$$IM = 33(1.0 - 4.1 \cdot 10^{-4} D_E) \geq 0 \%$$

Donde:

$$D_E = 1120 \text{ mm}$$

$$IM = 33(1.0 - 4.1 \cdot 10^{-4} 1120) = 17.85 \%$$

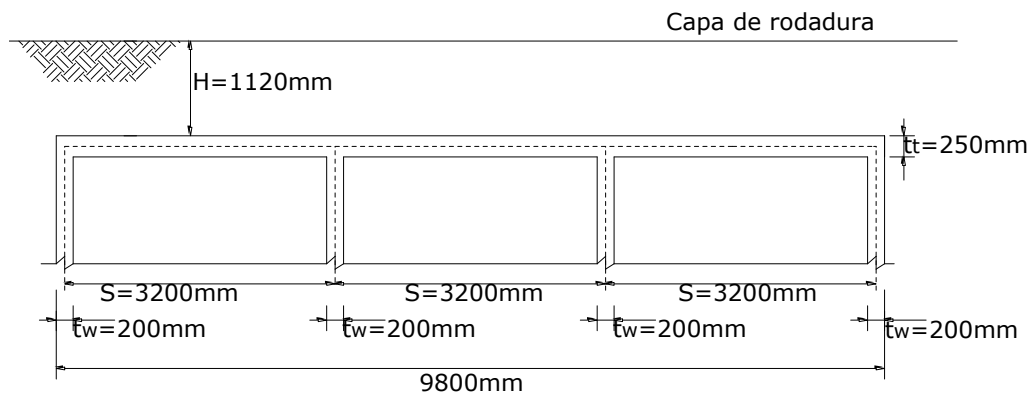


FIGURA 6.4-6 Profundidad mínima para IM

$$W_{LL\sup+IM} = 0.0263 \text{ N/mm}$$

$$W_{LL\inf+IM} = 0.0225 \text{ N/mm}$$

Sobrecarga viva (LS) [A3.11.6.4]

Presión horizontal

$$\Delta_p = k\gamma_s g h_{eq} 10^{-9}$$

Donde:

$$k = k_o$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$h_{eq} = 738 \text{ mm, Seccion 5.6.2.2 o [A3.11.6.4-1]}$$

$$\Delta_{pLS} = 0.0069 \text{ Mpa}$$

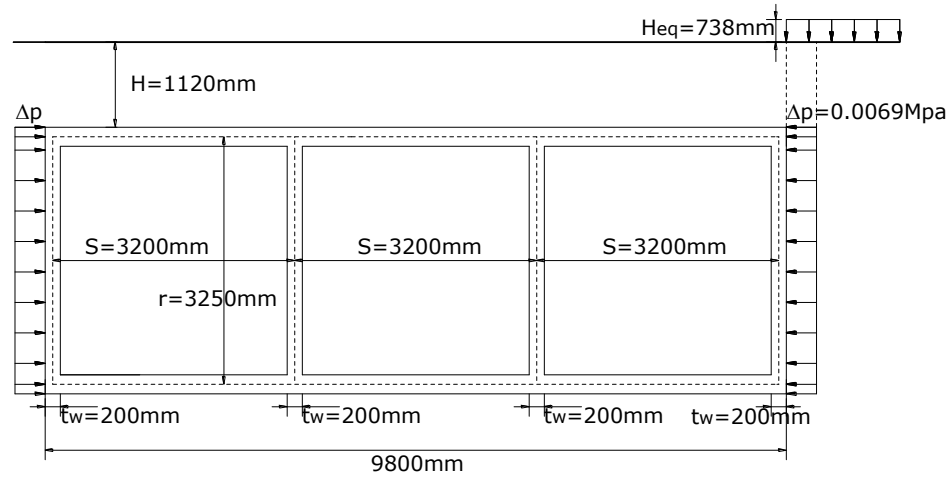


FIGURA 6.4-7 Sobrecarga viva

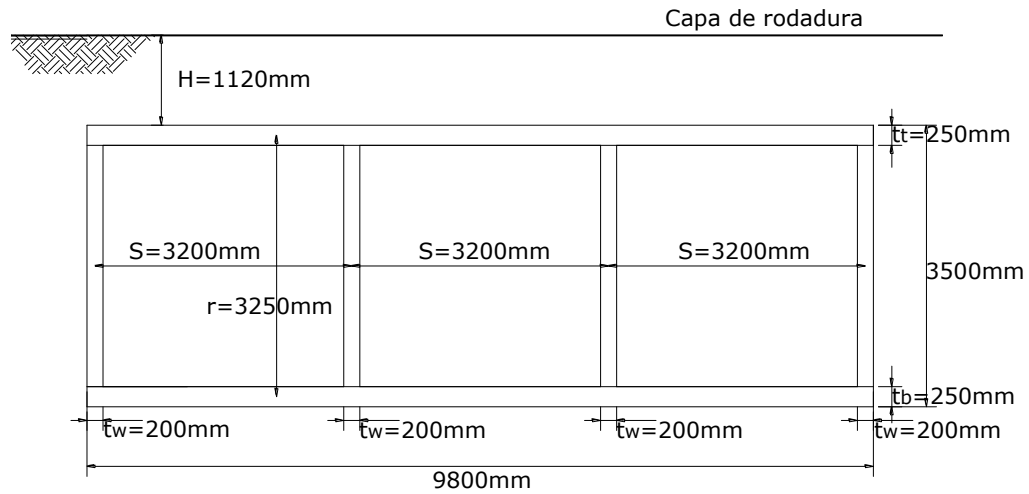
G) DATOS DE LA ALCANTARILLA (DC)

$$W_{tt} = g \cdot W_c \cdot t_t \cdot 10^{-9}$$

$$W_{tt} = W_{bt} = 9.81 \cdot 2350 \cdot 250 \cdot 10^{-9} = 0.0057 \text{ N/mm}$$

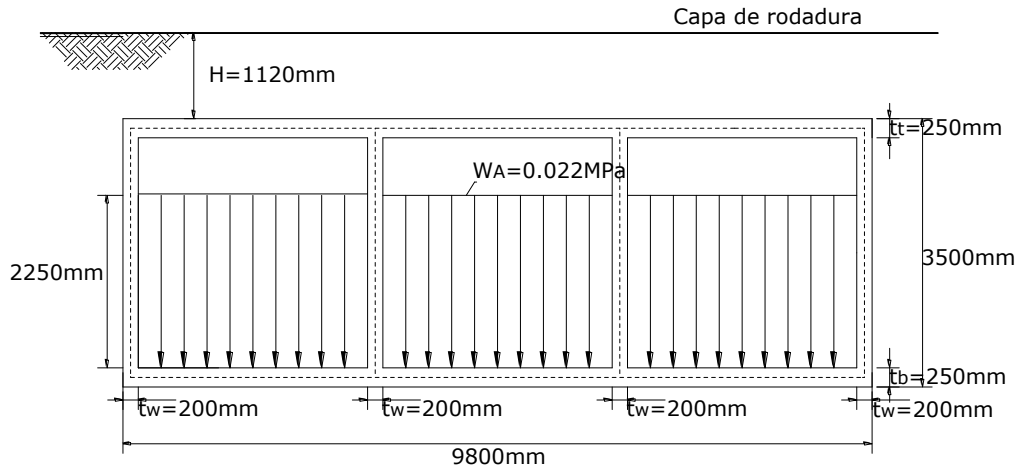
$$W_{tw} = \frac{9.81 \cdot 2350 \cdot 3000 \cdot 200 \cdot 10^{-9} \cdot 4}{9800} = 0.0056 \text{ N/mm}$$

$$W_{tt, tb, tw} = 2 \cdot 0.0057 + 0.0056 = 0.017 \text{ N/mm}$$

**FIGURA 6.4-8** Peso muerto de la alcantarilla**H) CARGA DE AGUA EN LA ALCANTARILLA (W_A)**

$$W_A = \gamma_A \frac{3}{4} (r - tt) g 10^{-9}$$

$$W_A = 1000 \cdot 2250 \cdot 9.81 \cdot 10^{-9} = 0.0221 \text{ N/mm}$$

**FIGURA 6.4-9** Carga de agua en la alcantarilla.**I) SOLICITACIONES EN LA ALCANTARILLA**

- Combinaciones de carga
 - Alcantarilla en construcción

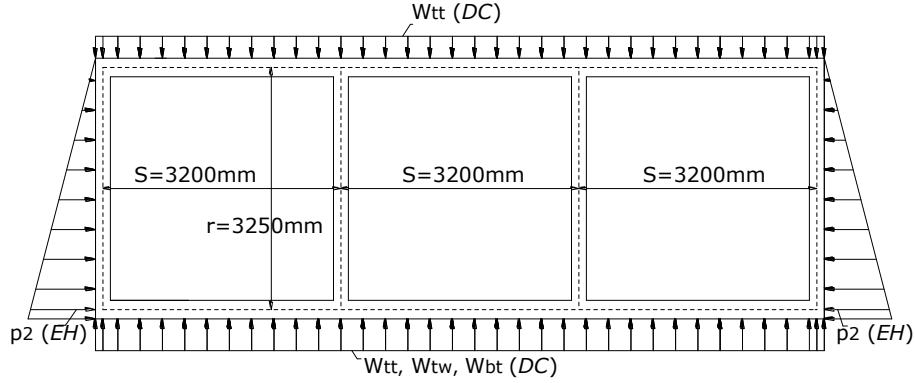


FIGURA 6.4-10 Alcantarilla en construcción.

$$U_1 = \eta [\gamma_{\max DC} \cdot W_{DC} + \gamma_{\max EH} \cdot W_{EH}]$$

$$U_2 = \eta [\gamma_{\min DC} \cdot W_{DC} + \gamma_{\max EH} \cdot W_{EH}]$$

- Alcantarilla sin carga viva

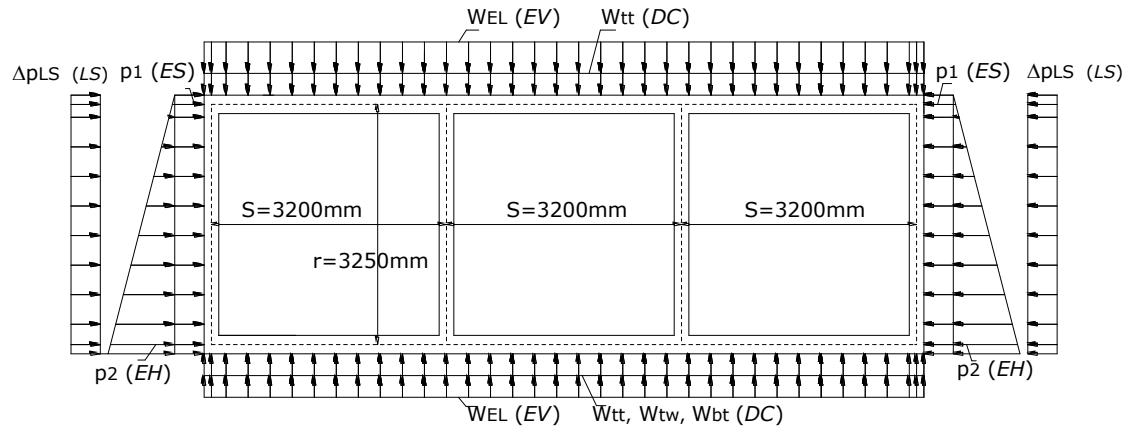


FIGURA 6.4-11 Alcantarilla sin carga viva.

$$U_3 = \eta [\gamma_{\max DC} \cdot W_{DC} + \gamma_{\max EV} \cdot W_{EV} + \gamma_{\min ES} \cdot W_{ES} + \gamma_{\min EH} \cdot W_{EH} + \gamma_{WA} \cdot W_A]$$

$$U_4 = \eta [\gamma_{\max DC} \cdot W_{DC} + \gamma_{\max EV} \cdot W_{EV} + \gamma_{\min ES} \cdot W_{ES} + \gamma_{\min EH} \cdot W_{EH}]$$

$$U_5 = \eta [\gamma_{\min DC} \cdot W_{DC} + \gamma_{\min EV} \cdot W_{EV} + \gamma_{\max ES} \cdot W_{ES} + \gamma_{\max EH} \cdot W_{EH} + \gamma_{\max LS} \cdot W_{LS} + \gamma_{WA} \cdot W_A]$$

$$U_6 = \eta [\gamma_{\min DC} \cdot W_{DC} + \gamma_{\min EV} \cdot W_{EV} + \gamma_{\max ES} \cdot W_{ES} + \gamma_{\max EH} \cdot W_{EH} + \gamma_{\max LS} \cdot W_{LS}]$$

- Alcantarilla con carga viva

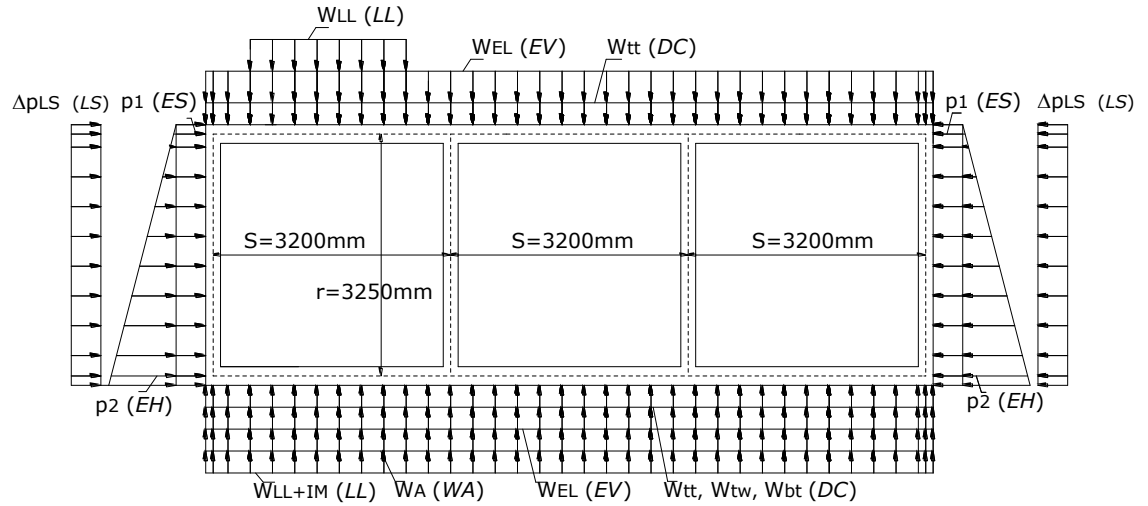


FIGURA 6.4-12 Alcantarilla con carga viva

$$U_7 = \eta [\gamma_{\max DC} \cdot W_{DC} + \gamma_{\max EV} \cdot W_{EV} + \gamma_{\max LL} \cdot W_{LL} + \gamma_{\min ES} \cdot W_{ES} + \gamma_{\min EH} \cdot W_{EH} + \gamma_{WA} \cdot W_A]$$

$$U_8 = \eta [\gamma_{\max DC} \cdot W_{DC} + \gamma_{\max EV} \cdot W_{EV} + \gamma_{\max LL} \cdot W_{LL} + \gamma_{\min ES} \cdot W_{ES} + \gamma_{\min EH} \cdot W_{EH}]$$

$$U_9 = \eta [\gamma_{\min DC} \cdot W_{DC} + \gamma_{\min EV} \cdot W_{EV} + \gamma_{\min LL} \cdot W_{LL} + \gamma_{\max ES} \cdot W_{ES} + \gamma_{\max EH} \cdot W_{EH} + \gamma_{\max LS} \cdot W_{LS} + \gamma_{WA} \cdot W_A]$$

$$U_{10} = \eta [\gamma_{\min DC} \cdot W_{DC} + \gamma_{\min EV} \cdot W_{EV} + \gamma_{\min LL} \cdot W_{LL} + \gamma_{\max ES} \cdot W_{ES} + \gamma_{\max EH} \cdot W_{EH} + \gamma_{\max LS} \cdot W_{LS}]$$

Envolvente

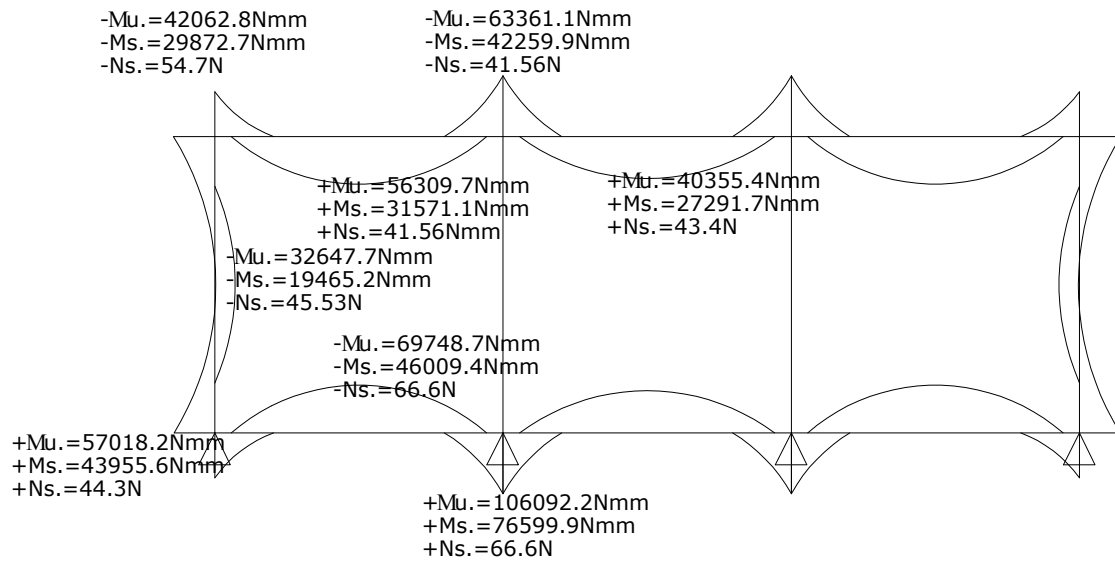


FIGURA 6.4-13 Solicitaciones en la alcantarilla

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ALCANTARILLA**J) TABLERO SUPERIOR****a) Momento negativo en el extremo****1. Estado limite de Servicio I****1.1 Durabilidad**

El recubrimiento de las armaduras deberá ser como se especifica en [A5.12.3-1]

Otras situaciones exteriores = 50 mm

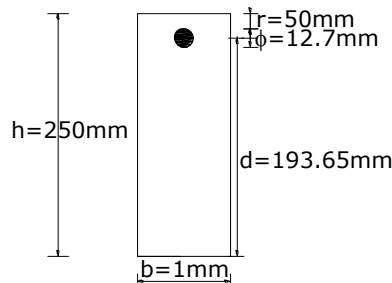


FIGURA 6.4-14 Sección en estudio del tablero superior.

$$M_{uServI} = 29872.7 \text{ Nmm/mm} \quad M_{uResist.I} = 42062.8 \text{ Nmm/mm}$$

$$N_{uServ.I} = 54.75 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$\text{Asumir } j = 0.875; \quad f_s = 0.6 f_y = 252 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{29872.7}{252 \cdot 0.875 \cdot 193.65} = 0.699 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Barras, $\phi 12\text{mm}$ c/150mm ($A_s=0.84\text{mm}^2/\text{mm}$)

1.2 Control a la fisuración [A5.7.3.4]

La fisuración es controlada por la separación entre las barras de refuerzo.

$$s \leq \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

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

Donde:

γ_e = factor de exposición

=1.00 para condición de exposición clase 1

= 0.75 para condición de exposición clase 2

d_c = es el recubrimiento del hormigón desde la fibra extrema al centro del acero de refuerzo

Revisar la tensión de tracción frente al modulo de rotura f_r [A5.4.2.6]

[A5.7.3.4]

El esfuerzo de flexión es igual a:

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} = \frac{29872.7}{\frac{1}{6}(1)(250)^2} = 2.867 \text{ MPa}$$

$$0.8f_r = 0.8(0.63\sqrt{f'_c}) = 0.8(0.63\sqrt{28}) = 2.66 \text{ MPa}$$

$$f_c > 0.8f_r$$

Por tanto la sección se fisura.

$$f_s = \frac{M_s + N_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{A_s j i d}$$

Donde:

$$M_s = 29872.7 \text{ Nmm/mm}$$

$$N_s = 54.75 \text{ Nmm/mm}$$

$$d = 193.65 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_s = 0.84 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} + d - \frac{h}{2} = \frac{29872.7}{54.75} + 193.65 - \frac{250}{2} = 614.27$$

$$i = \frac{1}{1 - j \frac{d}{e}} = \frac{1}{1 - 0.9 \frac{193.65}{614.27}} = 1.369$$

$$j = 0.74 + 0.1 \left(\frac{e}{d} \right) = 0.74 + 0.1 \left(\frac{614.27}{193.65} \right) = 1.057 \leq 0.9$$

$$f_s = \frac{29872.7 + 54.75 \left(193.65 - \frac{250}{2} \right)}{0.84 \cdot 0.9 \cdot 1.369 \cdot 193.65} = 163.665 \text{ Mpa}$$

$$f_s \leq 0.6f_y$$

$$163.665 \leq 252 \text{ OK}$$

Para un recubrimiento d_c , y un factor de exposición γ_e

$$d_c = 50 + \frac{12.7}{2} = 56.35 \text{ mm}$$

$$\gamma_e = 0.75$$

$$\beta_s = 1 + \frac{56.35}{0.7(250 - 56.35)} = 1.4157$$

$$s \leq \frac{123000 \cdot 0.75}{1.415 \cdot 163.66} - 2 \cdot 56.35 = 285.44 \text{ mm}$$

Barras, $\phi 12\text{mm}$ c/150mm ($A_s=0.84\text{mm}^2/\text{mm}$)

Revisar para los otros estados límites.

2. Estado limite de Resistencia I

2.1 Flexión [A5.7.3.2]

Distribución rectangular de tensiones [A5.7.2.2]

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0.85 - 0.05 \left(\frac{28 - 28}{7} \right) = 0.85$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} = \frac{(0.84)(420)}{0.85(28)(0.85)(1)} = 17.53 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(17.53) = 14.9 \text{ mm}$$

La resistencia nominal a la flexión es: con $A_s = 0.84 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 0.84 \cdot 420 \left(193.65 - \frac{14.9}{2} \right) = 66043.8 \text{ Nmm/mm}$$

Factor de resistencia $= \phi M_n = 0.9(66043.8) = 59439.5 \text{ Nmm/mm}$

La armadura mínima [A5.7.3.3.2] debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo al menor valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$:

Momento de fisuración (M_{cr})

$$M_{cr} = S_{nc} f_r$$

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot 250^2}{6} = 10416 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

Modulo de rotura según [A5.4.2.6] es:

$$f_r = 0.97\sqrt{f'_c} = 0.97\sqrt{28} = 5.13 \text{ MPa}$$

$$1.2M_{cr} = 64159.5 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 55943.5 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_r \geq \min[1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u]$$

$$59439.5 \geq \min[64159.5 \text{ o } 55943.5] \quad \text{OK}$$

\therefore Para el estado limite de resistencia : Usar Barras $\phi 12$ c/150mm

3. Armadura de contracción y temperatura [A5.10.8]

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0.75(1)(250)}{420} = 0.446 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Distribuir en ambas caras

Probamos, $\phi 10$ mm c/250mm

$$2A_s = 2 \cdot 0.284 = 0.568 > 0.446$$

\therefore Armadura de contracion y temperatura : Usar barras $\phi 10$ c/250mm

b) Momento positivo en el extremo

1. Estado limite de Servicio I

1.1 Durabilidad

El recubrimiento de las armaduras deberá ser como se especifica en [A5.12.3-1]

Fondo de losas de losas hormigonadas in situ, $r = 25$ mm

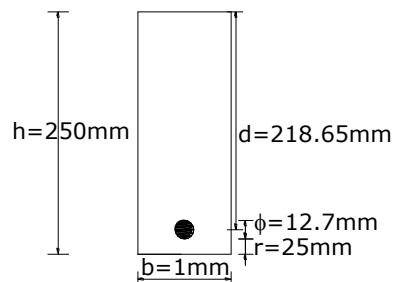


Figura 6.4-15 Sección en estudio del tablero superior.

$$M_{uServI} = 31571.1 \text{ Nmm/mm} \quad M_{uResist.I} = 56309.7 \text{ Nmm/mm}$$

$$N_{uServI} = 41.56 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$\text{Asumir } j = 0.875; \quad f_s = 0.6 f_y = 252 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{31571}{252 \cdot 0.875 \cdot 218.65} = 0.655 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Barras, } \phi 12 \text{ mm c/150 mm (} A_s = 0.84 \text{ mm}^2/\text{mm)}$$

1.2 Control a la fisuración [A5.7.3.4]

La fisuración es controlada por la separación entre las barras de refuerzo.

$$s \leq \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

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

Donde:

γ_e = factor de exposición

= 1.00 para condición de exposición clase 1

= 0.75 para condición de exposición clase 2

d_c = es el recubrimiento del hormigón desde la fibra extrema al centro del acero de refuerzo

Revisar la tensión de tracción frente al modulo de rotura f_r [A5.4.2.6]

[A5.7.3.4]

El esfuerzo de flexión es igual a:

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6} b h^2} = \frac{31571.1}{\frac{1}{6} (1) (250)^2} = 3.03 \text{ MPa}$$

$$0.8 f_r = 0.8 (0.63 \sqrt{f'_c}) = 0.8 (0.63 \sqrt{28}) = 2.66 \text{ MPa}$$

$$f_c > 0.8 f_r$$

Por tanto la sección se fisura.

$$f_s = \frac{M_s + N_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{A_s j d}$$

Donde:

$$M_s = 31571.1 \text{ Nmm/mm}$$

$$N_s = 41.56 \text{ Nmm/mm}$$

$$d = 218.65 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_s = 0.84 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} + d - \frac{h}{2} = \frac{31571.1}{41.56} + 218.65 - \frac{250}{2} = 853.3$$

$$i = \frac{1}{1 - j \frac{d}{e}} = \frac{1}{1 - 0.9 \frac{218.65}{853.3}} = 1.29$$

$$j = 0.74 + 0.1 \left(\frac{e}{d} \right) = 0.74 + 0.1 \left(\frac{853.3}{218.65} \right) = 1.13 \leq 0.9$$

$$f_s = \frac{31571.1 + 41.56 \left(218.65 - \frac{250}{2} \right)}{0.84 \cdot 0.9 \cdot 1.29 \cdot 218.65} = 164.18 \text{ Mpa}$$

$$f_s \leq 0.6 f_y$$

$$164.18 \leq 252 \text{ OK}$$

Para un recubrimiento d_c , y un factor de exposición γ_e

$$d_c = 25 + \frac{12.7}{2} = 31.35 \text{ mm}$$

$$\gamma_e = 0.75$$

$$\beta_s = 1 + \frac{31.35}{0.7(250 - 31.35)} = 1.204$$

$$s \leq \frac{123000 \cdot 0.75}{1.204 \cdot 164.18} - 2 \cdot 31.35 = 403.6 \text{ mm}$$

Barras, $\phi 12\text{mm}$ c/150mm ($A_s=0.84\text{mm}^2/\text{mm}$)

Revisar para los otros estados límites.

2. Estado limite de Resistencia I

2.1 Flexión [A5.7.3.2]

Distribución rectangular de tensiones [A5.7.2.2]

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0.85 - 0.05 \left(\frac{28 - 28}{7} \right) = 0.85$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} = \frac{(0.84)(420)}{0.85(28)(0.85)(1)} = 17.53 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(17.53) = 14.9 \text{ mm}$$

La resistencia nominal a la flexión es: con $A_s = 0.84 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 0.84 \cdot 420 \left(218.65 - \frac{14.9}{2} \right) = 74911.2 \text{ Nmm/mm}$$

$$\text{Factor de resistencia} = \phi M_n = 0.9(74911.2) = 67420.1 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima [A5.7.3.3.2] debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo al menor valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$:

Momento de fisuración (M_{cr})

$$M_{cr} = S_{nc} f_r$$

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot 250^2}{6} = 10416 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

Modulo de rotura según [A5.4.2.6] es:

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 0.97 \sqrt{28} = 5.13 \text{ MPa}$$

$$1.2M_{cr} = 64159.5 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 74891.9 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_r \geq \min[1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u]$$

$$67420.1 \geq \min[64159.5 \text{ o } 74891.9] \quad \text{OK}$$

∴ Para el estado limite de resistencia : Usar barras $\phi 12 \text{ c}/150\text{mm}$

3. Armadura de contracción y temperatura

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0.75(1)(250)}{420} = 0.446 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Distribuir en ambas caras

$$\text{Probamos, } \phi 10\text{mm c}/250\text{mm}$$

$$2A_s = 2 \cdot 0.284 = 0.568 > 0.446$$

∴ Armadura de contraccion y temperatura : Usar barras $\phi 10 \text{ c}/250\text{mm}$

c) **Momento negativo en el centro**

1. **Estado limite de Servicio I**

1.1 **Durabilidad**

El recubrimiento de las armaduras deberá ser como se especifica en [A5.12.3-1]

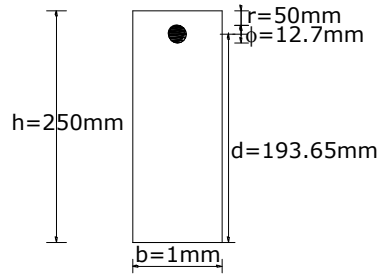


FIGURA 6.4-16 Sección en estudio del tablero superior.

$$M_{uServI} = 42259.9 \text{ Nmm/mm} \quad M_{uResist.I} = 63361.1 \text{ Nmm/mm}$$

$$N_{uServI} = 41.56 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$\text{Asumir } j = 0.875; \quad f_s = 0.6f_y = 252 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{42259.9}{252 \cdot 0.875 \cdot 193.65} = 0.989 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Barras, } \phi 12\text{mm c}/120\text{mm} (A_s = 1.06\text{mm}^2/\text{mm})$$

1.2 **Control a la fisuración [A5.7.3.4]**

La fisuración es controlada por la separación entre las barras de refuerzo.

$$s \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

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

Donde:

γ_e = factor de exposición

=1.00 para condición de exposición clase 1

= 0.75 para condición de exposición clase 2

d_c = es el recubrimiento del hormigón desde la fibra extrema al centro del acero de refuerzo

Revisar la tensión de tracción frente al modulo de rotura f_r [A5.4.2.6]

[A5.7.3.4]

El esfuerzo de flexión es igual a:

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} = \frac{42259.9}{\frac{1}{6}(1)(250)^2} = 4.05 \text{ MPa}$$

$$0.8f_r = 0.8(0.63\sqrt{f'_c}) = 0.8(0.63\sqrt{28}) = 2.66 \text{ MPa}$$

$$f_c > 0.8f_r$$

Por tanto la sección se fisura.

$$f_s = \frac{M_s + N_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{A_s j i d}$$

Donde:

$$M_s = 42259.9 \text{ Nmm/mm}$$

$$N_s = 41.56 \text{ Nmm/mm}$$

$$d = 193.65 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_s = 1.06 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} + d - \frac{h}{2} = \frac{42259.9}{41.56} + 193.65 - \frac{250}{2} = 1085.49$$

$$i = \frac{1}{1 - j \frac{d}{e}} = \frac{1}{1 - 0.9 \frac{193.65}{1085}} = 1.19$$

$$j = 0.74 + 0.1 \left(\frac{e}{d} \right) = 0.74 + 0.1 \left(\frac{1085}{193.65} \right) = 1.3 \leq 0.9$$

$$f_s = \frac{42259.9 + 41.56 \left(193.65 - \frac{250}{2} \right)}{1.06 \cdot 0.9 \cdot 1.19 \cdot 193.65} = 205.83 \text{ Mpa}$$

$$f_s \leq 0.6f_y$$

$$205.83 \leq 252 \text{ OK}$$

Para un recubrimiento d_c , y un factor de exposición γ_e

$$d_c = 50 + \frac{12.7}{2} = 56.35 \text{ mm}$$

$$\gamma_e = 0.75$$

$$\beta_s = 1 + \frac{56.35}{0.7(250 - 56.35)} = 1.416$$

$$s \leq \frac{123000 \cdot 0.75}{1.416 \cdot 205.83} - 2 \cdot 56.35 = 203 \text{ mm}$$

Barras, $\phi 12\text{mm}$ c/120mm ($A_s = 1.06\text{mm}^2/\text{mm}$)

Revisar para los otros estados límites.

2. Estado limite de Resistencia I

2.1 Flexión [A5.7.3.2]

Distribución rectangular de tensiones [A5.7.2.2]

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0.85 - 0.05 \left(\frac{28 - 28}{7} \right) = 0.85$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} = \frac{(1.06)(420)}{0.85(28)(0.85)(1)} = 21.92 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(21.92) = 18.63 \text{ mm}$$

La resistencia nominal a la flexión es: con $A_s = 1.06 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 1.06 \cdot 420 \left(193.65 - \frac{18.63}{2} \right) = 81728.8 \text{ Nmm/mm}$$

$$\text{Factor de resistencia} = \phi M_n = 0.9(81728.8) = 73556 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima [A5.7.3.3.2] debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo al menor valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$:

Momento de fisuración (M_{cr})

$$M_{cr} = S_{nc} f_r$$

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot 250^2}{6} = 10416.7 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

Modulo de rotura según [A5.4.2.6] es:

$$f_r = 0.97\sqrt{f'_c} = 0.97\sqrt{28} = 5.13 \text{ MPa}$$

$$1.2M_{cr} = 64159.5 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 84270.3 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_r \geq \min[1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u]$$

$$73556 \geq \min[64159.6 \text{ o } 84270.3] \quad \text{OK}$$

∴ Para el estado limite de resistencia : Usar barras $\phi 12$ c/120mm

3. Armadura de contracción y temperatura [A5.10.8]

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0.75(1)(250)}{420} = 0.446 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Distribuir en ambas caras

Probamos, $\phi 10$ mm c/250mm

$$2A_s = 2 \cdot 0.284 = 0.568 > 0.446$$

∴ Armadura de contracion y temperatura : Usar barras $\phi 10$ c/250mm

d) Momento positivo en el centro

1. Estado limite de Servicio I

1.1 Durabilidad

El recubrimiento de las armaduras deberá ser como se especifica en [A5.12.3-1]

Fondo de losas de losas hormigonadas in situ , $r = 25$ mm

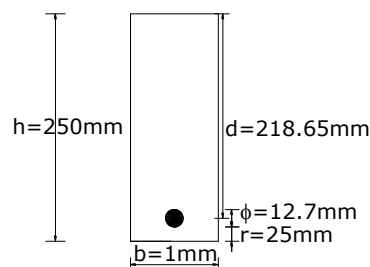


FIGURA 6.4-17 Sección en estudio del tablero superior.

$$M_{uServI} = 27291.7 \text{ Nmm/mm} \quad M_{uResist.I} = 40355.4 \text{ Nmm/mm}$$

$$N_{uServI} = 43.4 \text{ Nmm/mm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

Asumir $j = 0.875$; $f_s = 0.6f_y = 252 \text{ Mpa}$

$$A_s = \frac{27291.7}{252 \cdot 0.875 \cdot 218.65} = 0.56 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Barras, $\phi 12\text{mm}$ c/150mm ($A_s = 0.84\text{mm}^2/\text{mm}$)

1.2 Control a la fisuración [A5.7.3.4]

La fisuración es controlada por la separación entre las barras de refuerzo.

$$s \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

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

Donde:

γ_e = factor de exposición

= 1.00 para condición de exposición clase 1

= 0.75 para condición de exposición clase 2

d_c = es el recubrimiento del hormigón desde la fibra extrema al centro del acero de refuerzo

Revisar la tensión de tracción frente al modulo de rotura f_r [A5.4.2.6]

[A5.7.3.4]

El esfuerzo de flexión es igual a:

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} = \frac{27291.7}{\frac{1}{6}(1)(250)^2} = 2.62 \text{ MPa}$$

$$0.8f_r = 0.8(0.63\sqrt{f'_c}) = 0.8(0.63\sqrt{28}) = 2.66 \text{ MPa}$$

$$f_c \geq 0.8f_r$$

Por tanto la sección no se fisura.

Barras, $\phi 12\text{mm}$ c/150mm ($A_s = 0.84\text{mm}^2/\text{mm}$)

Revisar para los otros estados límites.

2. Estado limite de Resistencia I

2.1 Flexión [A5.7.3.2]

Distribución rectangular de tensiones [A5.7.2.2]

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0.85 - 0.05 \left(\frac{28 - 28}{7} \right) = 0.85$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} = \frac{(0.84)(420)}{0.85(28)(0.85)(1)} = 17.53 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(17.53) = 14.9 \text{ mm}$$

La resistencia nominal a la flexión es: con $A_s = 0.84 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 0.84 \cdot 420 \left(218.65 - \frac{14.9}{2} \right) = 74911.2 \text{ Nmm/mm}$$

$$\text{Factor de resistencia} = \phi M_n = 0.9(74911.2) = 67420.1 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima [A5.7.3.3.2] debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo al menor valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$:

Momento de fisuración (M_{cr})

$$M_{cr} = S_{nc} f_r$$

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot 250^2}{6} = 10416.7 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

Modulo de rotura según [A5.4.2.6] es:

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 0.97 \sqrt{28} = 5.13 \text{ MPa}$$

$$1.2M_{cr} = 64159.5 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 53672.7 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_r \geq \min[1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u]$$

$$67420.1 \geq \min[64159.5 \text{ o } 53672.7] \quad \text{OK}$$

∴ Para el estado limite de resistencia : Usar barras $\phi 12 \text{ c}/150\text{mm}$

3. Armadura de contracción y temperatura

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0.75(1)(250)}{420} = 0.446 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Distribuir en ambas caras

Probamos, $\phi 10\text{mm c}/250\text{mm}$

$$2A_s = 2 \cdot 0.284 = 0.568 > 0.446$$

\therefore Armadura de contraccion y temperatura : Usar barras $\phi 10\text{ c}/250\text{mm}$

K) MURO LATERAL

a) Momento negativo en el centro

1. Estado limite de Servicio I

1.1 Durabilidad

El recubrimiento de las armaduras deberá ser como se especifica en [A5.12.3-1]

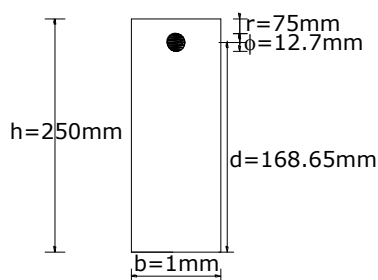


FIGURA 6.4-18 Sección en estudio del tablero superior.

$$M_{uServI} = 19465.2 \text{ Nmm/mm} \quad M_{uResist.I} = 32647.7 \text{ Nmm/mm}$$

$$N_{uServI} = 45.53 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$\text{Asumir } j = 0.875; \quad f_s = 0.6 f_y = 252 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{19465.2}{252 \cdot 0.875 \cdot 168.65} = 0.523 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Barras, $\phi 12\text{mm c}/150\text{mm}$ ($A_s = 0.84 \text{ mm}^2/\text{mm}$)

1.2 Control a la fisuración [A5.7.3.4]

La fisuración es controlada por la separación entre las barras de refuerzo.

$$s \leq \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

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

Donde:

γ_e = factor de exposición
 =1.00 para condición de exposición clase 1
 = 0.75 para condición de exposición clase 2
 d_c = es el recubrimiento del hormigón desde la
 fibra extrema al centro del acero de refuerzo

Revisar la tensión de tracción frente al modulo de rotura f_r [A5.4.2.6]
 [A5.7.3.4]

El esfuerzo de flexión es igual a:

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} = \frac{19465.2}{\frac{1}{6}(1)(250)^2} = 1.86 \text{ MPa}$$

$$0.8f_r = 0.8(0.63\sqrt{f'_c}) = 0.8(0.63\sqrt{28}) = 2.66 \text{ MPa}$$

$$f_c > 0.8f_r$$

Por tanto la sección no se fisura.

Barras, $\phi 12\text{mm}$ c/150mm ($A_s=0.84\text{mm}^2/\text{mm}$)

Revisar para los otros estados límites.

2. Estado limite de Resistencia I

2.1 Flexión [A5.7.3.2]

Distribución rectangular de tensiones [A5.7.2.2]

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{f'_c - 28}{7}\right) = 0.85 - 0.05\left(\frac{28 - 28}{7}\right) = 0.85$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} = \frac{(0.84)(420)}{0.85(28)(0.85)(1)} = 17.53 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(17.53) = 14.9 \text{ mm}$$

La resistencia nominal a la flexión es: con $A_s = 0.84 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 0.84 \cdot 420 \left(168.65 - \frac{14.9}{2} \right) = 57176.4 \text{ Nmm/mm}$$

$$\text{Factor de resistencia} = \phi M_n = 0.9(57176.4) = 51458.8 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima [A5.7.3.3.2] debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo al menor valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$:

Momento de fisuración (M_{cr})

$$M_{cr} = S_{nc} f_r$$

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot 250^2}{6} = 10416.7 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

Modulo de rotura según [A5.4.2.6] es:

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 0.97 \sqrt{28} = 5.13 \text{ MPa}$$

$$1.2M_{cr} = 64159.5 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 43421.4 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_r \geq \min[1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u]$$

$$51458.8 \geq \min[64159.5 \text{ o } 43421.4] \quad \text{OK}$$

∴ Para el estado limite de resistencia : Usar barras $\phi 12$ c/150mm

3. Armadura de contracción y temperatura

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0.75(1)(250)}{420} = 0.446 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Distribuir en ambas caras

$$\text{Probamos, } \phi 10\text{mm c/250mm}$$

$$2A_s = 2 \cdot 0.284 = 0.568 > 0.446$$

∴ Armadura de contracion y temperatura : Usar barras $\phi 10$ c/250mm

L) LOSA INFERIOR

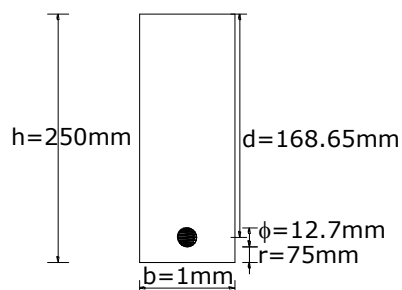
a) Momento positivo en el extremo

1. Estado limite de Servicio I

1.1 Durabilidad

El recubrimiento de las armaduras deberá ser como se especifica en [A5.12.3-1]

Hormigón colocado contra suelo, $r = 75 \text{ mm}$

**FIGURA 6.4-19** Sección en estudio losa inferior.

$$M_{uServI} = 43955.6 \text{ Nmm/mm} \quad M_{uResist.I} = 57018.2 \text{ Nmm/mm}$$

$$N_{uServI} = 44.8 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$\text{Asumir } j = 0.875; \quad f_s = 0.6 f_y = 252 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{43955.6}{252 \cdot 0.875 \cdot 168.65} = 1.17 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Barras, } \phi 12\text{mm c}/100\text{mm} (A_s = 1.267 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

1.2 Control a la fisuración [A5.7.3.4]

La fisuración es controlada por la separación entre las barras de refuerzo.

$$s \leq \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

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

Donde:

γ_e = factor de exposición

= 1.00 para condición de exposición clase 1

= 0.75 para condición de exposición clase 2

d_c = es el recubrimiento del hormigón desde la fibra extrema al centro del acero de refuerzo

Revisar la tensión de tracción frente al modulo de rotura f_r [A5.4.2.6]

[A5.7.3.4]

El esfuerzo de flexión es igual a:

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} = \frac{43955.6}{\frac{1}{6}(1)(250)^2} = 4.19 \text{ MPa}$$

$$0.8f_r = 0.8(0.63\sqrt{f'_c}) = 0.8(0.63\sqrt{28}) = 2.66 \text{ MPa}$$

$$f_c > 0.8f_r$$

Por tanto la sección se fisura.

$$f_s = \frac{M_s + N_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{A_s j i d}$$

Donde:

$$M_s = 43955.6 \text{ Nmm/mm}$$

$$N_s = 44.8 \text{ Nmm/mm}$$

$$d = 168.65 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_s = 1.267 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} + d - \frac{h}{2} = \frac{43955.6}{44.8} + 168.65 - \frac{250}{2} = 1029.1$$

$$i = \frac{1}{1 - j \frac{d}{e}} = \frac{1}{1 - 0.9 \frac{168.65}{1029.1}} = 1.173$$

$$j = 0.74 + 0.1 \left(\frac{e}{d} \right) = 0.74 + 0.1 \left(\frac{1029.1}{168.65} \right) = 1.35 \leq 0.9$$

$$f_s = \frac{43955.6 + 44.8 \left(168.65 - \frac{250}{2} \right)}{1.267 \cdot 0.9 \cdot 1.17 \cdot 168.65} = 202.13 \text{ Mpa}$$

$$f_s \leq 0.6f_y$$

$$202.13 \leq 252 \text{ OK}$$

Para un recubrimiento d_c , y un factor de exposición γ_e

$$d_c = 75 + \frac{12.7}{2} = 81.35 \text{ mm}$$

$$\gamma_e = 0.75$$

$$\beta_s = 1 + \frac{81.38}{0.7(250 - 81.35)} = 1.689$$

$$s \leq \frac{123000 \cdot 0.75}{1.689 \cdot 202.13} - 2 \cdot 81.35 = 107.5 \text{ mm}$$

Barras, $\phi 12\text{mm}$ c/100mm ($A_s=1.267\text{mm}^2/\text{mm}$)

Revisar para los otros estados límites.

2. Estado limite de Resistencia I

2.1 Flexión [A5.7.3.2]

Distribución rectangular de tensiones [A5.7.2.2]

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0.85 - 0.05 \left(\frac{28 - 28}{7} \right) = 0.85$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} = \frac{(1.267)(420)}{0.85(28)(0.85)(1)} = 26.29 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(26.29) = 22.35 \text{ mm}$$

La resistencia nominal a la flexión es: con $A_s = 1.267 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 1.267 \cdot 420 \left(168.65 - \frac{22.35}{2} \right) = 83782.4 \text{ Nmm/mm}$$

$$\text{Factor de resistencia} = \phi M_n = 0.9(83782.4) = 75404.1 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima [A5.7.3.3.2] debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo al menor valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$:

Momento de fisuración (M_{cr})

$$M_{cr} = S_{nc} f_r$$

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot 250^2}{6} = 10416.7 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

Modulo de rotura según [A5.4.2.6] es:

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 0.97 \sqrt{28} = 5.13 \text{ MPa}$$

$$1.2M_{cr} = 64159.5 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 75834.2 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_r \geq \min[1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u]$$

$$75404.1 \geq \min[64159.5 \text{ o } 75834.2] \quad \text{OK}$$

\therefore Para el estado limite de resistencia : Usar barras $\phi 12$ c/100mm

3. Armadura de contracción y temperatura

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0.75(1)(250)}{420} = 0.446 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Distribuir en ambas caras

Probamos, $\phi 10\text{mm c}/250\text{mm}$

$$2A_s = 2 \cdot 0.284 = 0.568 > 0.446$$

\therefore Armadura de contraccion y temperatura : Usar barras $\phi 10$ c/250mm

b) Momento positivo en el extremo

3. Estado limite de Servicio I

3.1 Durabilidad

El recubrimiento de las armaduras deberá ser como se especifica en [A5.12.3-1]

Hormigón colocado contra suelo, $r = 75 \text{ mm}$

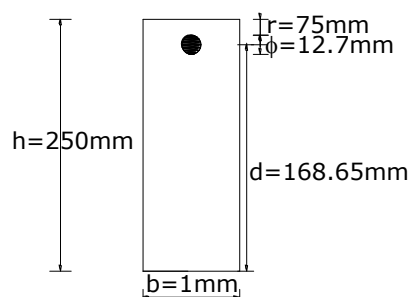


FIGURA 6.4-20 Sección en estudio losa inferior.

$$M_{uServI} = 46009.4 \text{ Nmm/mm} \quad M_{uResist.I} = 69748.7 \text{ Nmm/mm}$$

$$N_{uServI} = 66.6 \text{ Nmm/mm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$\text{Asumir } j = 0.875; \quad f_s = 0.6f_y = 252 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{46009.4}{252 \cdot 0.875 \cdot 168.65} = 1.23 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Barras, $\phi 12\text{mm c}/100\text{mm}$ ($A_s = 1.267 \text{ mm}^2/\text{mm}$)

3.2 Control a la fisuración [A5.7.3.4]

La fisuración es controlada por la separación entre las barras de refuerzo.

$$s \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

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

Donde:

γ_e = factor de exposición

= 1.00 para condición de exposición clase 1

= 0.75 para condición de exposición clase 2

d_c = es el recubrimiento del hormigón desde la fibra extrema al centro del acero de refuerzo

Revisar la tensión de tracción frente al modulo de rotura f_r [A5.4.2.6]

[A5.7.3.4]

El esfuerzo de flexión es igual a:

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} = \frac{46009.4}{\frac{1}{6}(1)(250)^2} = 4.41 \text{ MPa}$$

$$0.8f_r = 0.8(0.63\sqrt{f'_c}) = 0.8(0.63\sqrt{28}) = 2.66 \text{ MPa}$$

$$f_c > 0.8f_r$$

Por tanto la sección se fisura.

$$f_s = \frac{M_s + N_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{A_s j i d}$$

Donde:

$$M_s = 46009.4 \text{ Nmm/mm}$$

$$N_s = 66.6 \text{ Nmm/mm}$$

$$d = 168.65 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_s = 1.267 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} + d - \frac{h}{2} = \frac{46009.4}{66.6} + 168.67 - \frac{250}{2} = 734.4$$

$$i = \frac{1}{1 - j \frac{d}{e}} = \frac{1}{1 - 0.9 \frac{168.65}{734.4}} = 1.26$$

$$j = 0.74 + 0.1 \left(\frac{e}{d} \right) = 0.74 + 0.1 \left(\frac{734.4}{168.65} \right) = 1.17 \leq 0.9$$

$$f_s = \frac{46009.4 + 66.6 \left(168.65 - \frac{250}{2} \right)}{1.267 \cdot 0.9 \cdot 1.26 \cdot 168.65} = 201.83 \text{ Mpa}$$

$$f_s \leq 0.6 f_y$$

$$201.83 \leq 252 \text{ OK}$$

Para un recubrimiento d_c , y un factor de exposición γ_e

$$d_c = 75 + \frac{12.7}{2} = 81.35 \text{ mm}$$

$$\gamma_e = 0.75$$

$$\beta_s = 1 + \frac{81.35}{0.7(250 - 81.35)} = 1.689$$

$$s \leq \frac{123000 \cdot 0.75}{1.689 \cdot 201.83} - 2 \cdot 81.35 = 107.8 \text{ mm}$$

Barras, $\phi 12\text{mm}$ c/100mm ($A_s = 1.267\text{mm}^2/\text{mm}$)

Revisar para los otros estados límites.

2 Estado limite de Resistencia I

2.2 Flexión [A5.7.3.2]

Distribución rectangular de tensiones [A5.7.2.2]

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0.85 - 0.05 \left(\frac{28 - 28}{7} \right) = 0.85$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} = \frac{(1.267)(420)}{0.85(28)(0.85)(1)} = 26.29 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(26.29) = 22.35 \text{ mm}$$

La resistencia nominal a la flexión es: con $A_s = 1.267 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 1.267 \cdot 420 \left(168.68 - \frac{22.35}{2} \right) = 83782.4 \text{ Nmm/mm}$$

$$\text{Factor de resistencia} = \phi M_n = 0.9(83782.4) = 75404.1 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima [A5.7.3.3.2] debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo al menor valor entre

$1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$:

Momento de fisuración (M_{cr})

$$M_{cr} = S_{nc} f_r$$

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot 250^2}{6} = 10416.7 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

Modulo de rotura según [A5.4.2.6] es:

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 0.97 \sqrt{28} = 5.13 \text{ MPa}$$

$$1.2M_{cr} = 64159.5 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 92765.8 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_r \geq \min[1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u]$$

$$75404.1 \geq \min[64159.5 \text{ o } 92765.8] \quad \text{OK}$$

∴ Para el estado limite de resistencia : Usar barras $\phi 12$ c/100mm

3. Armadura de contracción y temperatura

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0.75(1)(250)}{420} = 0.446 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Distribuir en ambas caras

Probamos, $\phi 10$ mm c/250mm

$$2A_s = 2 \cdot 0.284 = 0.568 > 0.446$$

∴ Armadura de contracion y temperatura : Usar barras $\phi 10$ c/250mm

c) Momento positivo en el centro

1. Estado limite de Servicio I

1.1 Durabilidad

El recubrimiento de las armaduras deberá ser como se especifica en [A5.12.3-1]

Hormigón colocado contra suelo, $r = 75$ mm

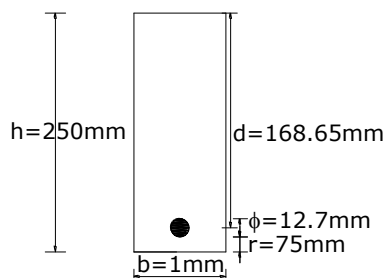


FIGURA 6.4-21 Sección en estudio losa inferior.

$$M_{uServI} = 76599.9 \text{ Nmm/mm} \quad M_{uResist.I} = 106092.2 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{uServI} = 66.6 \text{ Nmm/mm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$\text{Asumir } j = 0.875; \quad f_s = 0.6f_y = 252 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{76599.9}{252 \cdot 0.875 \cdot 168.65} = 2.06 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Barras, } \phi 12\text{mm c/60mm (} A_s = 2.11 \text{ mm}^2/\text{mm)}$$

3.3 Control a la fisuración [A5.7.3.4]

La fisuración es controlada por la separación entre las barras de refuerzo.

$$s \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

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

Donde:

γ_e = factor de exposición

= 1.00 para condición de exposición clase 1

= 0.75 para condición de exposición clase 2

d_c = es el recubrimiento del hormigón desde la fibra extrema al centro del acero de refuerzo

Revisar la tensión de tracción frente al modulo de rotura f_r [A5.4.2.6]

[A5.7.3.4]

El esfuerzo de flexión es igual a:

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} = \frac{76599.9}{\frac{1}{6}(1)(250)^2} = 7.35 \text{ MPa}$$

$$0.8f_r = 0.8(0.63\sqrt{f'_c}) = 0.8(0.63\sqrt{28}) = 2.66 \text{ MPa}$$

$$f_c > 0.8f_r$$

Por tanto la sección se fisura.

$$f_s = \frac{M_s + N_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{A_s j d}$$

Donde:

$$M_s = 76599.9 \text{ Nmm/mm}$$

$$N_s = 66.6 \text{ Nmm/mm}$$

$$d = 168.65 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$A_s = 2.11 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} + d - \frac{h}{2} = \frac{76599.9}{66.6} + 168.65 - \frac{250}{2} = 1193.64$$

$$i = \frac{1}{1 - j \frac{d}{e}} = \frac{1}{1 - 0.9 \frac{168.65}{1193.94}} = 1.14$$

$$j = 0.74 + 0.1 \left(\frac{e}{d} \right) = 0.74 + 0.1 \left(\frac{1193.64}{168.65} \right) = 1.44 \leq 0.9$$

$$f_s = \frac{76599.9 + 66.6 \left(168.65 - \frac{250}{2} \right)}{2.11 \cdot 0.9 \cdot 1.14 \cdot 168.65} = 216.58 \text{ Mpa}$$

$$f_s \leq 0.6 f_y$$

$$216.58 \leq 252 \text{ OK}$$

Para un recubrimiento d_c , y un factor de exposición γ_e

$$d_c = 75 + \frac{12.7}{2} = 81.35 \text{ mm}$$

$$\gamma_e = 0.75$$

$$\beta_s = 1 + \frac{81.35}{0.7(250 - 81.35)} = 1.689$$

$$s \leq \frac{123000 \cdot 0.75}{1.689 \cdot 216.58} - 2 \cdot 81.35 = 89.46 \text{ mm}$$

Barras, $\phi 12\text{mm}$ c/60mm ($A_s=2.11\text{mm}^2/\text{mm}$)

Revisar para los otros estados límites.

2 Estado limite de Resistencia I

2.3 Flexión [A5.7.3.2]

Distribución rectangular de tensiones [A5.7.2.2]

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0.85 - 0.05 \left(\frac{28 - 28}{7} \right) = 0.85$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} = \frac{(2.11)(420)}{0.85(28)(0.85)(1)} = 43.83 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(43.83) = 37.26 \text{ mm}$$

La resistencia nominal a la flexión es: con $A_s = 2.11 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 2.11 \cdot 420 \left(168.65 - \frac{37.26}{2} \right) = 133030 \text{ Nmm/mm}$$

$$\text{Factor de resistencia} = \phi M_n = 0.9(133030) = 119727 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima [A5.7.3.3.2] debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo al menor valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$:

Momento de fisuración (M_{cr})

$$M_{cr} = S_{nc} f_r$$

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot 250^2}{6} = 10416.7 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

Modulo de rotura según [A5.4.2.6] es:

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 0.97 \sqrt{28} = 5.13 \text{ MPa}$$

$$1.2M_{cr} = 64159.6 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 141102 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_r \geq \min[1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u]$$

$$119727 \geq \min[64159 \text{ o } 141102] \quad \text{OK}$$

∴ Para el estado limite de resistencia : Usar barras $\phi 12$ c/60mm

3. Armadura de contracción y temperatura

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{f_y}$$

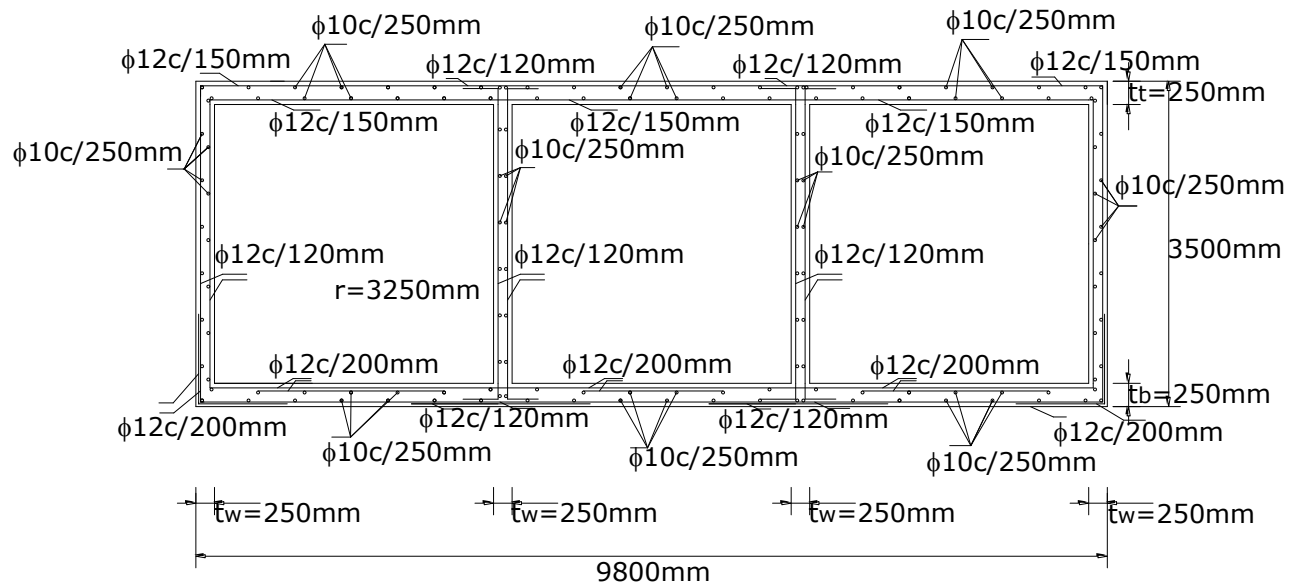
$$A_s = \frac{0.75(1)(250)}{420} = 0.446 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Distribuir en ambas caras

$$\text{Probamos, } \phi 10 \text{ mm c/250 mm}$$

$$2A_s = 2 \cdot 0.284 = 0.568 > 0.446$$

∴ Armadura de contracción y temperatura : Usar barras $\phi 10$ c/250mm

**FIGURA 6.4-22** Esquema de armado

Ejemplo N° 6.5**DISEÑO DE PUENTE LOSA**

Diseñar el puente losa mostrado en la Figura 6.5-1 con una longitud de tramo de 10670 mm de centro a centro de los apoyos para una carga viva HL93. El ancho de calzada es 13400 mm de barrera a barrera. Tener en cuenta una capa de rodadura de 75 mm de espesor. Usar $f'_c = 30$ MPa y un $f_y = 400$ MPa

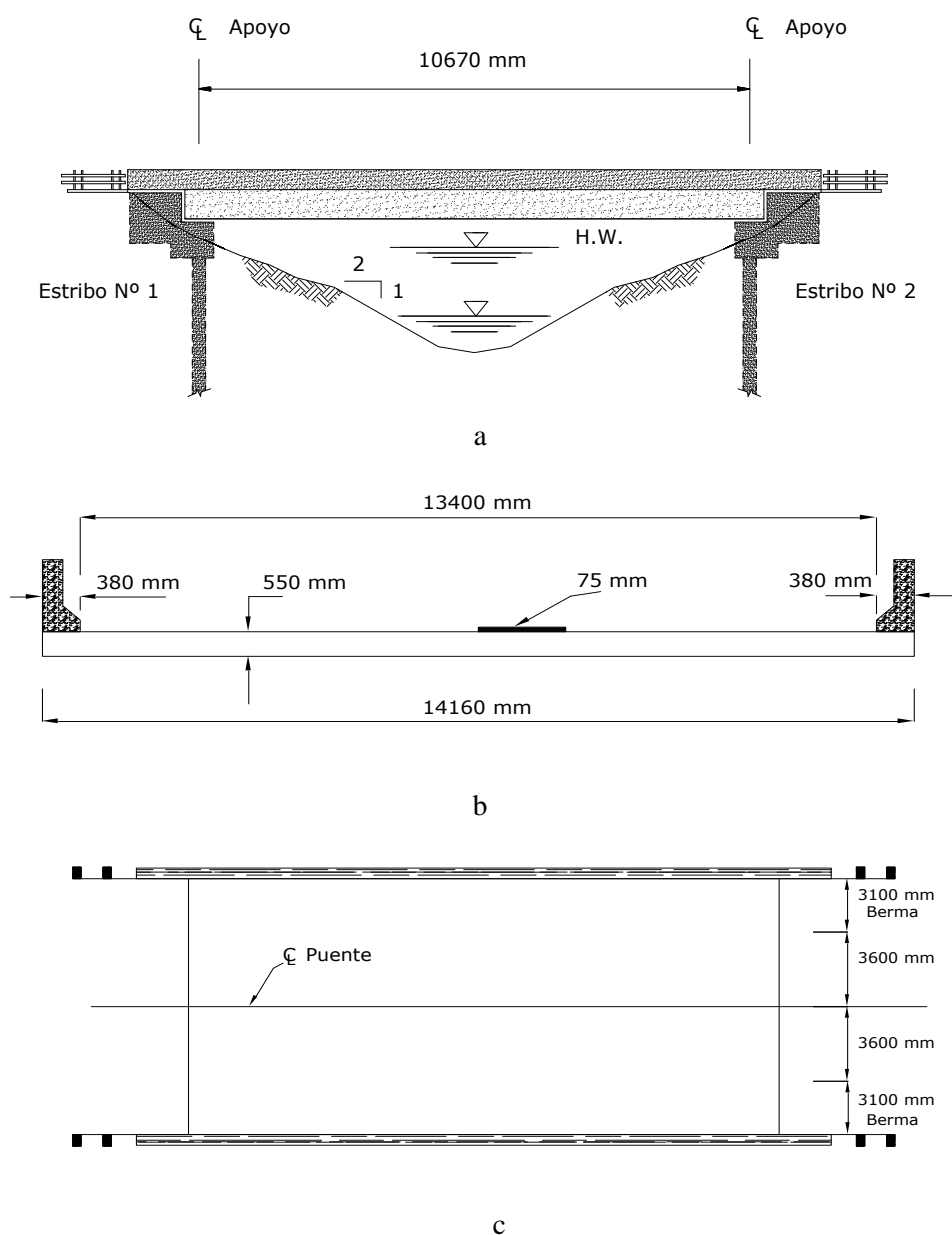


FIGURA 6.5-1 (a) Sección longitudinal del Puente Losa, (b) Sección Transversal, (c). Vista en planta

A. VERIFICAR LA ALTURA MINIMA RECOMENDADA [Tabla A2.5.2.6.3-1]

$$h_{\min} = \frac{1.2(S + 3000)}{30} = \frac{1.2(10670 + 3000)}{30} = 546.8 \text{ mm}$$

Usar $h = 550 \text{ mm}$

B. DETERMINAR EL ANCHO DE FAJA PARA SOBRECARGA [A4.6.2.3]

$$\text{Tramo} = 10670 \text{ mm}$$

Tramo > 4600 mm Anchos de faja equivalente para puentes tipo losa [A4.6.2.1.2]

1. - Un carril cargado

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1}$$

Donde L_1 es la longitud del tramo modificada que se toma igual al menor valor entre la longitud real y 18000 mm.

$$= \min \begin{bmatrix} 10670 \text{ mm} \\ 18000 \text{ mm} \end{bmatrix} \Rightarrow 10670 \text{ mm}$$

W_1 es el ancho modificado entre los bordes del puente, que se toma igual al menor valor entre el ancho real y 9000 mm para carga en un solo carril

$$= \min \begin{bmatrix} 14160 \text{ mm} \\ 9000 \text{ mm} \end{bmatrix} \Rightarrow 9000 \text{ mm}$$

$$E = 250 + 0.42\sqrt{10670(9000)}$$

$$E = 4370 \text{ mm}$$

2. - Mas de un carril cargado

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

Donde $L_1 = 10670$ y W_1 es el ancho modificado entre los bordes del puente, que se toma igual al menor valor entre el ancho real y 18000 mm para cargas en multiples carriles

$$= \min \begin{bmatrix} 14160 \text{ mm} \\ 18000 \text{ mm} \end{bmatrix} \Rightarrow 14160 \text{ mm}$$

W = ancho físico entre los bordes del puente = 14160 mm

N_L = número de carriles de diseño según lo especificado en el [A3.61.1.1] que especifica que el número de carriles de diseño se deberá determinar tomando la parte entera de la relación

$$w/3600 \Rightarrow N_L = \text{ENT} \left(\frac{w}{3600} \right)$$

donde: w = ancho libre entre cordones y/o barreras en mm = 13400 mm

$$N_L = \text{ENT} \left(\frac{13400}{3600} \right) = 3.7 = 3$$

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{(10670)(14160)} \leq \frac{14160}{3}$$

$$3580 \leq 4720$$

$$\underline{\text{Usar } E = 3580 \text{ mm}}$$

C. DETERMINAR SOBRECARGA PARA TABLEROS :

Los puentes losa deberian ser diseñados para todas las cargas vehiculares especificadas en la AASHTO [A3.6.1.2], incluyendo la carga de carril [A3.6.1.3.3]

1. - Maxima Fuerza de Corte (ver Figura 6.5 -2)

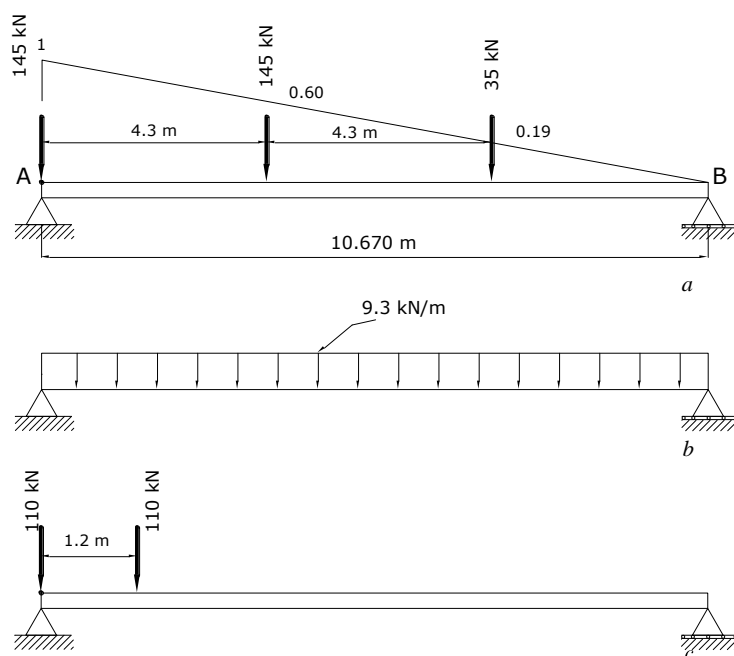


FIGURA 6.5-2 Ubicación de la carga viva para el Máximo Corte
(a) Camión de diseño, (b) Carga de carril, (c) Tandem

▷ Camion: [A3.6.1.2.2]

$$V_A^{\text{Camion}} = 145(1 + 0.60) + 35(0.19) = 238.7 \text{ kN}$$

▷ Carril [A3.6.1.2.4]

$$V_A^{\text{Carril}} = \frac{1}{2}(9.3)(10.670) = 49.6 \text{ kN}$$

▷ Tandem [A3.6.1.2.3]

$$V_A^{\text{Tandem}} = 110\left(1 + \frac{9.47}{10.67}\right) = 207.6 \text{ kN}$$

Factor de Impacto = $1 + IM / 100$, donde $IM = 33\%$ [A3.6.2.1]

Factor de Impacto = 1.33, no aplicado a la carga de carril de diseño

$$V_{LL+IM} = 238.7(1.33) + 49.3 = \underline{367.01 \text{ kN}}$$

2. - Máximo Momento (ver Figura 6.5-3)

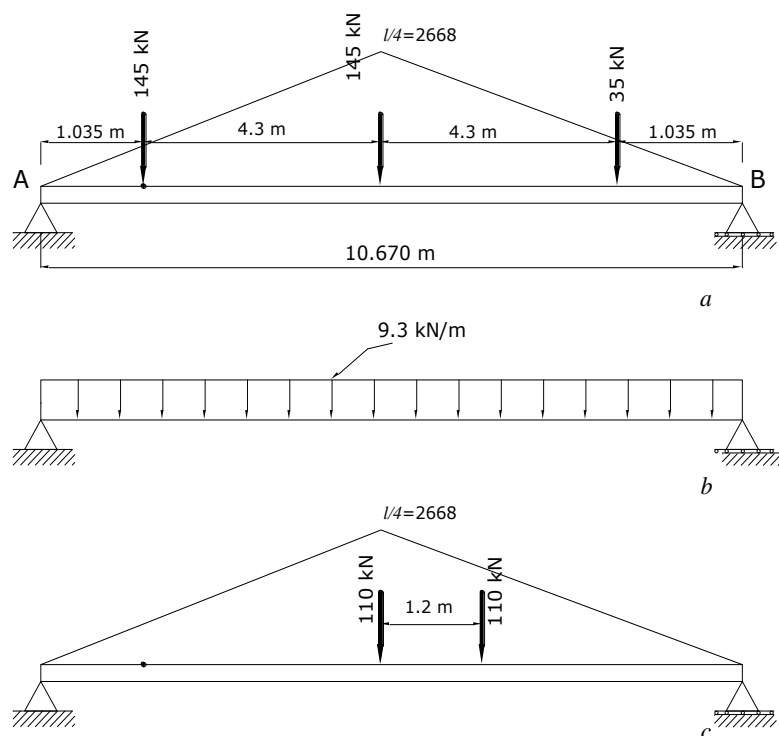


FIGURA 6.5-3 Ubicación de la carga viva para el Máximo Momento
(a) Camión de diseño, (b) Carga de carril, (c) Tandem

▷ Camion: [A3.6.1.2.2]

$$M_C^{\text{Camion}} = 145(2.668 + 0.518) + 35(0.518) = 480.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▷ Carril [A3.6.1.2.4]

$$M_C^{\text{Carril}} = (9.3) \left[\frac{1}{2} (2.668)(10.670) \right] = 132.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▷ Tandem [A3.6.1.2.3]

$$M_C^{\text{Tandem}} = 110(2.668) + 110 \left[\frac{2.668(5.335 - 1.2)}{5.335} \right] = 521 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LL+IM} = 521(1.33) + 132.4 = \underline{825.3 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

E. SELECCIONAR LOS MODIFICADORES DE CARGA [A1.3.2.1]

	Resistencia	Servicio	Fatiga	
Ductilidad η_D	1	1	1	[A1.3.3]
Redundancia η_R	1	1	1	[A1.3.4]
Importancia η_I	1	—	—	[A1.3.5]
$\eta_i = \eta_D = \eta_R = \eta_I$	1	1	1	

F. SELECCION DE LAS COMBINACIONES DE CARGAS APLICABLES [A3.4.1-1]

$$\eta = \eta_i = 1$$

□ Estado Limite de Resistencia I

$$U = 1.0[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.0FR + \gamma_{TG}TG]$$

□ Estado Limite de Servicio I

$$U = 1.0(DC + DW) + 1.0(LL + IM) + 0.3(WL + WS) + 1.0FR$$

□ Estado Limite de Fatiga

$$U = 0.75(LL + IM)$$

G. CALCULO DE LOS EFECTOS DE LA CARGA VIVA :**1. - Franja Interior**

El momento y cortante por carril son dados en la sección C1 y C2, el momento y la cortante para una faja de un metro de ancho es critico para multiples carriles cargados, porque el ancho de un solo carril cargado es = 4370 mm > 3580 mm

$$V_{LL+IM} = \frac{367.1}{3.580} = 102.5 \text{ kN/m}$$

$$M_{LL+IM} = \frac{825.3}{3.580} = 230.53 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

2. - Faja de Borde [A4.6.2.1.4, AASHTO-2007]

El ancho efectivo de una faja, con o sin viga de borde, se puede tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde del tablero y la cara interna de la barrera, más 300 mm, más un cuarto del ancho de faja, no deberá ser mayor \leq que la mitad del ancho de faja total ni mayor que 1800 mm.

$$= 380 + 300 + \frac{3580}{4} = \text{mm} < \frac{3580}{2} \text{ ó } 1800 \text{ mm}$$

$$1575 \text{ mm} < 1790 \text{ mm o } 1800 \text{ mm}$$

Usar 1575 mm

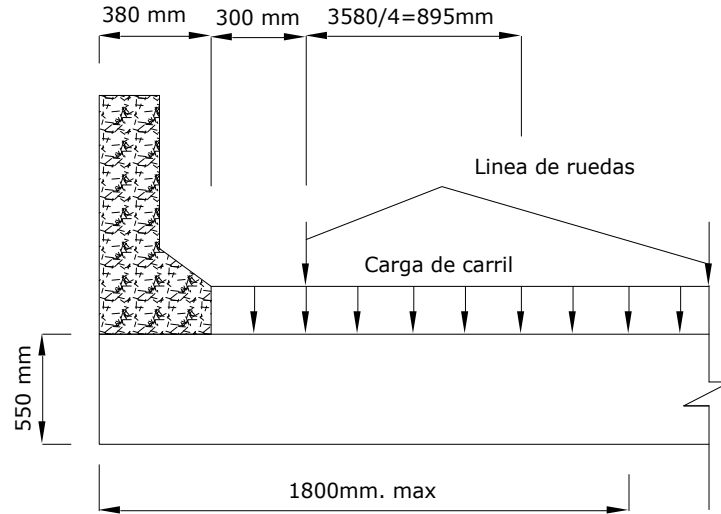


FIGURA 6.5-4 Ubicación de la carga viva en la faja de borde para momento y cortante

Para una línea de ruedas y una porción tributaria de 3000 mm de ancho la carga de carril de diseño de la Fig. 6.5-4, el cortante y el momento por m de ancho de faja es:

$$V_{LL+IM} = \left[0.5(238.7)(1.33) + \frac{49.6(0.300 + 0.895)}{3} \right] \div 1.575 = 112.92 \text{ kN/m}$$

$$M_{LL+IM} = \left[0.5(521.0)(1.33) + \frac{132.4(0.300 + 0.895)}{3} \right] \div 1.575 = 252.4 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Para una línea de ruedas tomar como un medio las acciones de los ejes vehiculares, la cortante y el momento son:

$$V_{LL+IM} = \frac{0.5(367.1)}{1.575} = 117.13 \text{ kN/m}$$

$$M_{LL+IM} = \frac{0.5(825.3)}{1.575} = 262 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

H. CALCULO DE LOS EFECTOS DE LAS OTRAS CARGAS :

1. - Franja Interior : de 1m de ancho

□ DC, carga muerta en la estructura

$$\rho_{CONC} = 2400 \text{ kg/m}^3 [\text{Tabla A3.5.1-1}]$$

$$w_{DC} = 2400(9.81)(10^{-9})(550) = 12.95 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{DC} = \frac{1}{2}(12.95)(10.67) = 69.1 \text{ kN/m}$$

$$M_{DC} = \frac{w_{DC}L^2}{8} = \frac{1}{8}(12.95)(10.67)^2 = 184.3 \text{ kN-m/m}$$

- DW , peso propio de las superficies de rodamiento, 75 mm de espesor

$$\rho_{DW} = 2250 \text{ kg/m}^3 \text{ [Tabla A3.5.1-1]}$$

$$w_{DW} = 2250(9.81)(10^{-9})(75) = 1.66 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{DW} = \frac{1}{2}(1.66)(10.67) = 8.8 \text{ kN/m}$$

$$M_{DW} = \frac{w_{DW}L^2}{8} = \frac{1}{8}(1.66)(10.67)^2 = 23.6 \text{ kN-m/m}$$

2.- Franja de borde: de 1m de ancho, barrera = 4.65 kN/m

- DC , carga muerta en la estructura

$$w_{DC} = 12.95 + \frac{4.65}{1.575} = 15.90 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{DC} = \frac{1}{2}(15.90)(10.67) = 84.8 \text{ kN/m}$$

$$M_{DC} = \frac{w_{DC}L^2}{8} = \frac{1}{8}(15.90)(10.67)^2 = 226.3 \text{ kN-m/m}$$

- DW , peso propio de las superficies de rodamiento

$$w_{DW} = 1.66 \frac{(1.575 - 0.380)}{1.575} = 1.26 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{DW} = \frac{1}{2}(1.26)(10.67) = 6.7 \text{ kN/m}$$

$$M_{DW} = \frac{w_{DW}L^2}{8} = \frac{1}{8}(1.26)(10.67)^2 = 18 \text{ kN-m/m}$$

I. ESTADO LIMITE DE SERVICIO :

1. - Durabilidad

El recubrimiento para el acero de pretensado y las armaduras no protegidas no debera ser menor que lo especificado en la [Tabla 5.12.3-1]

$$d = 550 - 25 - \frac{25}{2} = 512 \text{ mm}$$

$$\eta_D = \eta_R = \eta_I = 1, \text{ por lo tanto } \eta = 1 \text{ [A1.3]}$$

a) Momento - Faja Interior

$$\begin{aligned} M_{\text{interior}} &= \eta \sum \gamma_i Q_i = 1.0 [1.0 M_{DC} + 1.0 M_{DW} + 1.0 M_{LL+IM}] \\ &= 1.0 [184.3 + 23.6 + 230.53] \\ &= 438.43 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Primera estimacion de refuerzo

$$A_s \square \frac{M}{f_s j d}$$

Asumir $j = 0.875$ y $f_s = 0.6 f_y = 240 \text{ MPa}$

$$A_s = \frac{438430}{240(0.875)(512)} = 4.08 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Barras } \phi 28 \text{ c/145 mm} \quad (A_s = 4.51 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

Revizando $d = 550 - 25 - \frac{1}{2}(28.2) = 511 \text{ mm}$ Ok

b) Momento – Faja de Borde

$$M_{\text{Borde}} = \eta \sum \gamma_i Q_i = 1.0 [1.0 M_{DC} + 1.0 M_{DW} + 1.0 M_{LL+IM}]$$

$$M_{\text{Borde}} = 1.0 [226.3 + 18 + 262] = 506.3 \text{ kNm/m}$$

Primera estimación de refuerzo

$$A_s \approx \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_s \approx \frac{506300}{240(0.875)(512)} = 4.71 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Barras } \phi 28 \text{ c/125 mm} \quad (A_s = 5.160 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

2. - Control de la Fisuración [A5.7.3.4, AASHTO 2007]

La fisuración es controlado por la separación entre las barras de refuerzo

$$s \leq \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

donde:

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

γ_e = factor de exposición

= 1.00 para condición de exposición clase 1

= 0.75 para condición de exposición clase 2

d_c = es el recubrimiento del hormigón desde la fibra extrema al centro del acero de refuerzo

a) Faja Interior :

Revisar la tensión de tracción frente al módulo de rotura f_r [A5.4.2.6-A5.7.3.4]

$$M_{\text{Interior}} = 438.43 \text{ kNm/m}$$

↪ Esfuerzo de flexión es igual a:

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6} b h^2} = \frac{438430}{\frac{1}{6} (1) (550)^2} = 8.70 \text{ MPa}$$

$$0.8 f_r = 0.8 (0.63 \sqrt{f'_c}) = 0.8 (0.63 \sqrt{30}) = 2.76 \text{ MPa}$$

$$f_c > 0.8 f_r \text{ Sección fisurada}$$

Sección fisurada con $A_s = \phi 28 \text{ c/143 mm}$ ($A_s = 4.51 \text{ mm}^2/\text{mm}$)

[A5.7.1] de la Fig. 6.4-5. La relación de módulos, n , se redondea al entero más cercano.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7$$

$$nA_s = 7(4.51) = 31.57 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

→ Ubicación del eje neutro (x):

$$\frac{1}{2}bx^2 = nA_s(d-x)$$

$$\frac{1}{2}(1000)(x^2) = (31.57 \times 10^3)(510 - x)$$

$$x = 150 \text{ mm}$$

→ Determinar el momento de inercia de la sección fisurada

$$I_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + nA_s(d-x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3}(1000)(150)^3 + (31.57 \times 10^3)(510 - 150)^2$$

$$I_{cr} = 5.21 \times 10^9 \text{ mm}^4/\text{m}$$

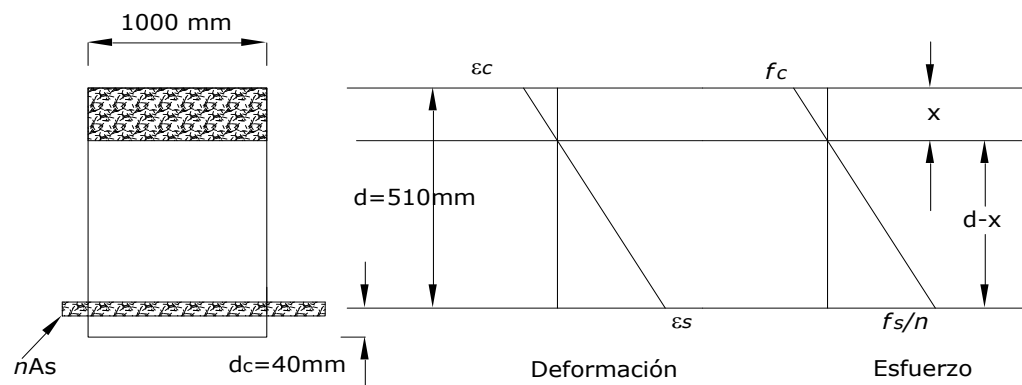


FIGURA 6.5-5 Sección Fisurada

→ Determinar el esfuerzo en el acero

La relación entre el esfuerzo del acero f_s y el esfuerzo en el concreto f_c es:

$$f_s = nf_c = n \frac{M \cdot (d-x)}{I_{cr}}$$

$$f_s = 7 \frac{(438430)(510 - 150) \times 10^3}{5.21 \times 10^9}$$

$$f_s = (7)(30.3) = 212 \text{ MPa}$$

$$f_s \leq 0.6 f_y = 0.6(400) = 240 \text{ MPa}$$

$$212 \leq 240 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Para un recubrimiento $d_c = 40 \text{ mm}$ y factor de exposición $\gamma_e = 0.75$

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

$$\beta_s = 1 + \frac{40}{0.7(550 - 40)} = 1.11$$

La separación del refuerzo debe satisfacer

$$s \leq \frac{123000 \cdot \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$s \leq \frac{123000(0.75)}{1.11(212)} - 2(40) = 312 \text{ mm}$$

\therefore Para la Faja Interior: Usar Barras $\phi 28 \text{ c}/145 \text{ mm}$, para otros estados limites revisar

b) Faja Borde :

$$M_{\text{Borde}} = 506.3 \text{ kNm/m}$$

Verificar con $A_s = \phi 28 \text{ c}/125 \text{ mm}$ ($A_s = 5.160 \text{ mm}^2/\text{mm}$)

$$nA_s = 7(5.160) = 36.12 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Ubicación del eje neutro (x):

$$\frac{1}{2}bx^2 = nAs(d - x)$$

$$\frac{1}{2}(1000)(x^2) = (36.12 \times 10^3)(510 - x)$$

$$x = 159 \text{ mm}$$

Determinar el momento de inercia de la sección fisurada

$$I_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + nAs(d - x)$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3}(1000)(159)^3 + (36.12 \times 10^3)(510 - 159)^2$$

$$I_{cr} = 5.79 \times 10^9 \text{ mm}^4/\text{m}$$

Determinar el esfuerzo en el acero

$$f_s = n \frac{M \cdot (d - x)}{I_{cr}}$$

$$f_s = 7 \frac{(506300)(510 - 159) \times 10^3}{5.79 \times 10^9}$$

$$f_s = (7)(30.69) = 215 \text{ MPa}$$

$$f_s \leq 0.6f_y = 0.6(400) = 240\text{MPa}$$

$$215 \leq 240\text{MPa} \quad \text{OK}$$

Para un recubrimiento $d_c = 40\text{ mm}$ y factor de exposicion $\gamma_e = 0.75$

$$\beta_s = 1 + \frac{40}{0.7(550 - 40)} = 1.11$$

La separación del refuerzo debe satisfacer

$$s \leq \frac{123000 \cdot \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$s \leq \frac{123000(0.75)}{1.11(215)} - 2(40) = 306\text{ mm}$$

\therefore Para la Faja de Borde: Usar Barras $\phi 28$ c/125 mm.

3. - Deformaciones:

a) Flecha para carga muerta [A5.7.3.6.2]

$$w_{DC} = (12.95)(14.16) + 2(4.65) = 192.7 \text{ kN/m}$$

$$w_{DW} = 1.66(13.4) = \frac{22.2 \text{ kN/m}}{215 \text{ kN/m}}$$

$$M_{DL} = \frac{1}{8} w_{DW} L^2 = \frac{1}{8} (215)(10.67)^2 = 3060 \text{ kNm}$$

Usando la inercia efectiva I_e [A5.7.3.6.2]:

$$\Delta_{DL} = \frac{5w_{DL}L^4}{384E_cI_e}$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr}$$

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t}$$

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} = 0.63\sqrt{30} = 3.45\text{MPa} = 3452\text{kN/m}^2$$

$$I_g = \frac{1}{12} (14160)(550)^3 = 196.3 \times 10^9 \text{ mm}^4 = 0.1963 \text{ m}^4$$

$$I_{cr} = (5.21 \times 10^9)(14.16) = 73.77 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = 3452 \frac{0.196}{0.550/2} = 2464 \text{ kNm}$$

$$I_e = \left(\frac{2464}{3060} \right)^3 (196.3 \times 10^9) + \left[1 - \left(\frac{2464}{3060} \right)^3 \right] (73.77 \times 10^9) = 137.7 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\Delta_{DL} = \frac{5(215)(10670)^4}{384(27700)(137.7 \times 10^9)} = 9.6 \text{ mm}$$

$$\Delta_{DL} = 9.6 \text{ mm} \quad \text{Flecha instantanea}$$

Flecha a largo plazo se puede tomar como la flecha instantánea multiplicada por el siguiente factor:

$$3 - 1.2 \left(\frac{A'_s}{A_s} \right) = 3$$

$$\Delta_{DL} = 3(9.6) = 28.8 \text{ mm}$$

Usando la inercia bruta I_g :

$$\Delta_{DL} = 9.6 \frac{137.7 \times 10^9}{196.3 \times 10^9} = 6.7 \text{ mm}$$

Flecha a largo plazo:

$$\Delta_{DL} = 4(6.7) = 26.8 \text{ mm}$$

b) Deflexión por carga viva: (Opcional) [A2.52.6.2]

$$\Delta_{LL+IM}^{\text{permitida}} = \frac{\text{longitud}}{800} = \frac{10670}{800} = 13.33 \text{ mm}$$

Si el propietario invoca el criterio optativo referente a la deflexion por sobrecarga (A2.2.6.2) la deflexión se debera tomar como el mayor de los siguientes valores:

- ☐ La deflexión debida al camion solamente ó
- ☐ La deflexión debida al 25 % del camion de diseño juntamente con la carga de carril.

Cuando el camion de diseño esta solo se deberia colocar de tal manera que la distancia entre su resultante y la rueda mas cercana este bisectada por el center line del tramo.

Todos los carriles de diseño deben estar cargados [A2.5.2.6.2](Fig.6.5-6)

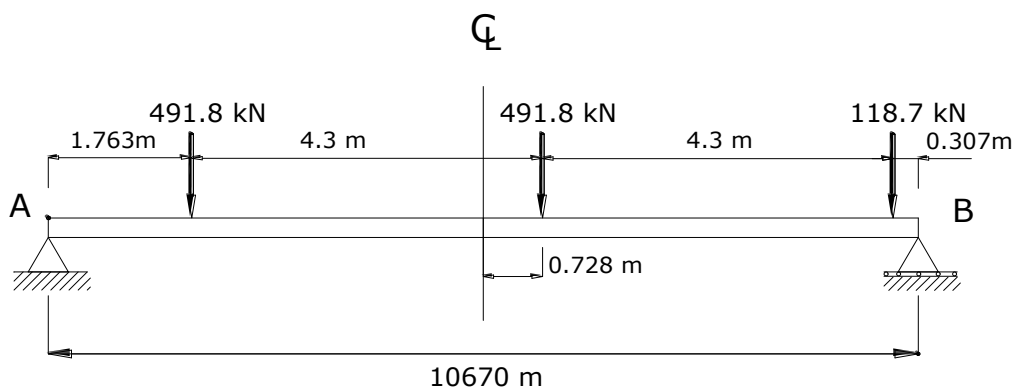


FIGURA 6.5-6 Ubicación del camión para la máxima deflexión en el tramo

Número de carriles de diseño

$$N_L = 3$$

Factor de presencia multiple

$$m = 0.85$$

$$\sum P_{LL+IM} = 1.33(145 \times 3)(0.85) = 491.8 \text{ kN/m}$$

El valor de I_e cambia con la magnitud del momento aplicado M_a . El momento asociado con la deflexion de la carga viva incluye el momento por carga muerta mas el momento del camión.

$$M_{DC+DW} = 3060 \text{ kNm}$$

$$M_{LL+IM} = 3(0.85)(480.1)(1.33) = 1628.2 \text{ kNm}$$

$$M_{DC+DW+LL+IM} = 3060 + 1628.2 = 4689 \text{ kNm}$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr}$$

$$I_e = \left(\frac{2464}{4689} \right)^3 (196.3 \times 10^9) + \left[1 - \left(\frac{2464}{4689} \right)^3 \right] (73.77 \times 10^9)$$

$$I_e = 91.5 \times 10^{15} \text{ mm}$$

$$E_c I_e = 27700(91.5 \times 10^{15}) = 2.53 \text{ Nmm}^2$$

Del manual de la AISC(2001) caso 8 ver (Fig. 6.5-7)

$$\Delta_x (x < a) = \frac{Pbx}{6EIL} (L^2 - b^2 - x^2)$$

Asume que la maxima deflexión esta debajo la carga de rueda mas cerca al centro de linea (C_L)

► Primera Carga:

$$P = 491.8 \text{ kN} \quad a = 8907 \text{ mm} \quad b = 1763 \text{ mm} \quad x = 4607 \text{ mm}$$

$$\Delta x = \frac{(491.8 \times 10^3)(1763)(4607)}{6(2.53 \times 10^{15})(10670)} (10670^2 - 1763^2 - 4607^2)$$

$$\Delta x = 2.21 \text{ mm}$$

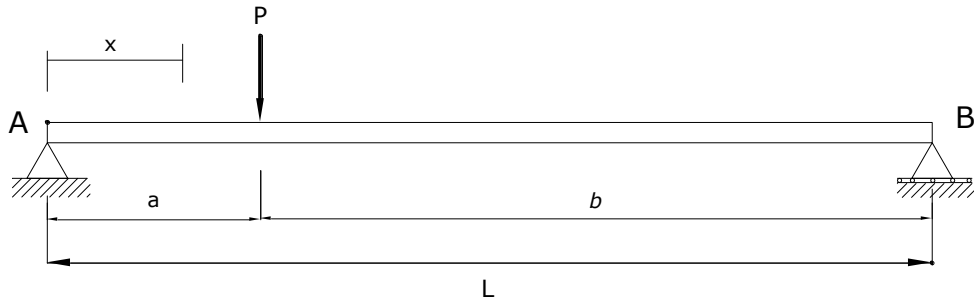


FIGURA 6.5-7 Ubicación de la carga concentrada para calcular la deflexión

▷ Primera Carga:

$$P = 491.8 \text{ kN} \quad a = 8907 \text{ mm} \quad b = 1763 \text{ mm} \quad x = 4607 \text{ mm}$$

$$\Delta_x = \frac{(491.8 \times 10^3)(1763)(4607)}{6(2.53 \times 10^{15})(10670)} (10670^2 - 1763^2 - 4607^2)$$

$$\Delta_x = 2.21 \text{ mm}$$

▷ Segunda Carga:

$$P = 491.8 \text{ kN} \quad a = x = 6063 \text{ mm} \quad b = 4607 \text{ mm}$$

$$\Delta_x = \frac{(491.8 \times 10^3)(4607)(6063)}{6(2.53 \times 10^{15})(10670)} (10670^2 - 4607^2 - 6063^2)$$

$$\Delta_x = 4.73 \text{ mm}$$

▷ Tercera Carga:

$$P = 118.7 \text{ kN} \quad a = 10363 \text{ mm} \quad b = 307 \text{ mm} \quad x = 6063 \text{ mm}$$

$$\Delta_x = \frac{(118.7 \times 10^3)(307)(6063)}{6(2.53 \times 10^{15})(10670)} (10670^2 - 307^2 - 6063^2)$$

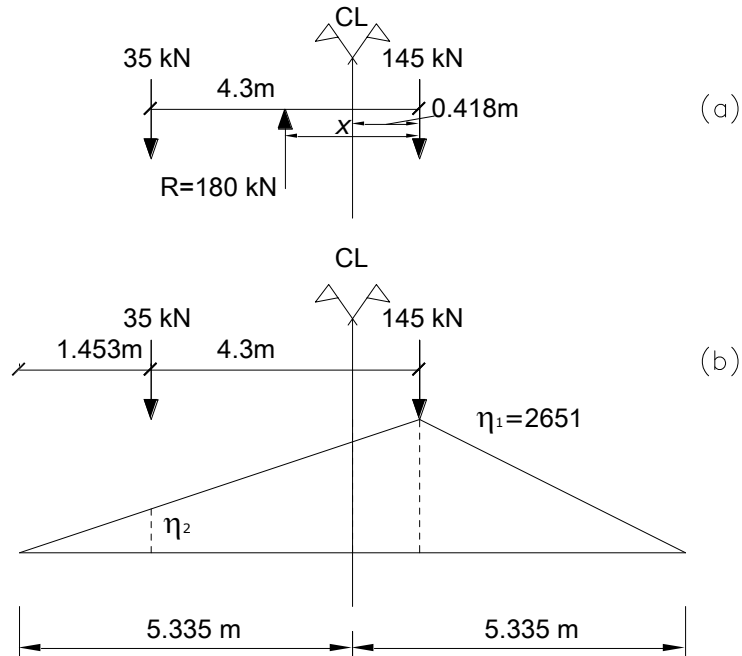


FIGURA 6.5-8 Ubicación del camión de fatiga para el máximo momento

$$\Delta_x = 0.105 \text{ mm}$$

$$\Delta_{LL+IM} = \sum \Delta_x = 2.21 + 4.73 + 0.105 = 7 \text{ mm} < 13 \text{ mm Ok}$$

Diseño de carga de carril

$$w = 1.33(9.3)(3)(0.85) = 31.54 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{1}{8} w L^2 = \frac{1}{8} (31.54)(10.67)^2 = 448.85 \text{ kNm}$$

$$\Delta_{Carril} = \frac{5 M L^2}{48 E_c I_e} = \frac{5(448.85)(10670)^2}{48(2.53 \times 10^{15})} = 2.10 \text{ mm}$$

$$25\% \text{ Camión} = \frac{1}{4}(7) = 1.75 \text{ mm}$$

$$\Delta_{LL+IM} = 2.10 + 1.75 = 3.85 \text{ mm} \quad \text{no crítico}$$

4. - Deformacion del concreto [A.5.9.4.3]: Noaplicable para elementos no pretensados

5. - Fatiga [A5.5.3]

$$U = 0.75(LL + IM) \quad [\text{Tabla 3.4.1-1}]$$

$$IM = 15\% \quad [\text{A3.6.2.1}]$$

La carga de fatiga sera el camion de diseño con una separacion constante entre ejes de 9000 mm entre los ejes de 145000 N.

El maximo resulta cuando los ejes frontales estan sobre el puente como se muestra en la (Fig. 6.5-8b)

El C_L esta ubicado a la mitad de $836/2 = 418 \text{ mm}$

$$M_C = \sum_{i=1}^2 P_i \eta_i = 35(\eta_1) + 145(\eta_2) + 145(\eta_3)$$

Determinar la ordenada η_1

$$\text{Si } a = 5335 + 418 = 5753$$

$$\left(1 - \frac{x}{l}\right)(a) = \eta_1$$

$$\eta_1 = 5753 \left(1 - \frac{5753}{10670}\right) = 2651$$

donde η_2 por semejanza de triángulos es:

$$\frac{2651}{5753} = \frac{\eta_2}{1453} \Rightarrow \eta_2 = 670$$

$$\eta_3 \Rightarrow \text{No entra}$$

$$M_C = 145(2.651) + 35(0.670) = 407.7 \text{ kNm}$$

$$\sum \eta \gamma_i Q_i = 1(0.75)(407.7)(1.15) = 351.6 \text{ kNm/m}$$

a) Esfuerzo de tracción debido a carga viva

Un carril cargado $E = 4370 \text{ mm}$

$$M_{LL+IM} = \frac{351.6}{4370} \times 10^3 = 80.46 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{f_s}{n} = \frac{M(d-x)}{I_{cr}} = \frac{80.46(510-150)}{5.21 \times 10^9} = 5.6 \text{ MPa}$$

El máximo tension del acero debido a la fatiga del camión es:

$$f_s = 7(5.6) = 39.2 \text{ MPa}$$

b) Barra de armaduras [A5.5.3.2]

$$f_f \leq 145 - 0.33f_{\min} + 55\left(\frac{r}{h}\right)$$

El momento por carga muerta en la faja interior es:

$$M_{DL} = M_{DC} + M_{DW} = 184.3 + 23.6 = 208 \text{ kNm}$$

Usando las propiedades de una sección fisurada, la tensión en el acero debida a las cargas permanentes es:

$$f_{sDL} = \frac{M_{DL}(d-x)}{I_{cr}} = \frac{208(510-150)}{5.21 \times 10^9} \times 10^6 = 100.6 \text{ MPa}$$

La mínima tensión por carga viva es cero debido a que el puente es tratado con una viga simple.

La mínima tensión es la mínima tensión por carga viva combinada con la tensión de las cargas permanentes.

$$f_{\min} = 0 + 100.6 = 100.6 \text{ MPa}$$

La tensión máxima es f_{\max} es la máxima tensión por carga viva combinado con la tensión de las cargas permanentes.

$$f_{\max} = 39.2 + 100.6 = 139.2 \text{ MPa}$$

el rango de tensión es:

$$f_f = f_{\max} - f_{\min} = 139.2 - 100.6 = 39.2 \text{ MPa}$$

El limite del rango de tensión con una relación de $\left(\frac{r}{h}\right) = 0.3$ es:

$$145 - 0.33(100.6) + 55(0.3) = 128.30 \text{ MPa} > f_f = 39.2 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

J. ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA :

1. - Flexión : [A5.7.3.2] Distribucion rectangular de tensiones [A5.7.2.2]

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{30 - 28}{7}\right) = 0.836$$

a) Faja Interior :

De la Ec. 6.22 con $A_{ps} = 0$, $b = b_w$, $A'_s = 0$, $A_s = \phi 28c/143 \text{ mm} = 4.51 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = \frac{(4.51)(400)}{0.85(30)(0.836)(1)} = 85 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.836(85) = 71 \text{ mm}$$

Cantidad de armadura no pretensada deberia ser tal que:

$$\frac{c}{d_s} = \frac{85}{510} = 0.166 < 0.42 \quad \text{Ok}$$

La resistencia nominal a la flexion es: con $A_{ps} = 0$, $b = b_w$, $A_s = 4.51 \text{ mm}^2/\text{mm}$

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

$$M_n = (4.51)(400) \left(510 - \frac{71}{2} \right) = 856 \text{ kNm/m}$$

Factor de resistencia $= \phi M_n = 0.9(856) = 770.4 \text{ kNm/m}$

La armadura mínima [A5.7.3.3.2] deberia estar adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada $M_u = \phi M_n$, como mínimo igual al menor valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$:

$$1.33M_u = 1.33(770.4) = 1024 \text{ kNm/m}$$

Momento de Fisuración (M_{cr}) es :

$$M_{cr} = S_{nc} f_r$$

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(1000)(550)^2}{6} = 5.042 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{m}$$

El módulo de rotura según el [A5.4.2.6-2007] es:

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 0.97 \sqrt{30} = 5.312 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = (5.042 \times 10^{-2})(5.312)(10^3) = 267.83 \text{ kNm/m}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2(267.83) = 321.4 \text{ kNm/m} \quad \text{Control de armadura mínima}$$

Resistencia I

$$\eta_i = \eta_1 = 1.0$$

$$M_u = \sum \eta_i \gamma_i Q_i = 1(1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+IM})$$

$$M_u = \sum \eta_i \gamma_i Q_i = 1[1.25(184.3) + 1.50(23.6) + 1.75(230.53)] = 668.83 \text{ kNm/m}$$

$$M_u = 668.83 \text{ kNm/m} < \phi M_n = 770.4 \text{ kNm/m}$$

∴ Para el estado de servicio, para la faja interior : Usar Barras $\phi 28 \text{ c}/145 \text{ mm}$

b) Faja de Borde :

$$A_s = \phi 28 \text{ c}/125 \text{ mm} = 5.160 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} = \frac{(5.160)(400)}{0.85(30)(0.836)(1)} = 96.8 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_s} = \frac{96.8}{510} = 0.189 < 0.42 \quad \text{OK} \quad [\text{A5.7.3.3.1}]$$

$$a = \beta_1 c = 0.836(96.8) = 80.92 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \left[\frac{5.160(400)}{10^3} \left(510 - \frac{80.92}{2} \right) \right] = 872.21 \text{ kNm/m}$$

Armadura minima [A5.7.3.3.2]

$$M_u \geq 1.2 M_{cr} = 321.4 \text{ kNm/m}$$

Resistencia I $\eta_i = \eta_1 = 1$

$$M_u = \sum \eta_i \gamma_i Q_i = 1 [1.25(226) + 1.5(18) + 1.75(252.4)]$$

$$M_u = 751.2 \text{ kNm/m} < \phi M_n = 872.21 \text{ kNm/m} \quad \text{OK}$$

∴ Para el estado de servicio, para la faja de borde : Usar Barras $\phi 28 \text{ c}/125 \text{ mm}$

2. - Cortante [A5.14.4.1]

Las losas y los puentes de losa diseñados para momento de acuerdo con el [A4.6.2.3] se pueden considerar satisfactorios desde el punto de vista del corte.

K. DISTRIBUCION DE LA ARMADURA TRANSVERSAL [A5.14.4.1]

La cantidad de la armadura transversal de distribucion en la parte inferior de todas las losas se puede tomar como el porcentaje de la armadura principal requerida como para momento positivo:

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

$$\frac{1750}{\sqrt{10670}} = 16.94\% \leq 50\%$$

a) Faja Interior :

$$\text{Refuerzo del momento positivo } A_s = 4.51 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Refuerzo transversal} = 0.1694(4.51) = 0.76 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Usar: barras } \phi 16 \text{ c}/250 \text{ mm}$$

b) Faja de Borde :

$$\text{Refuerzo del momento positivo } A_s = 5.160 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Refuerzo transversal} = 0.1694(5.160) = 0.874 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Usar: barras } \phi 16 \text{ c}/200 \text{ mm}$$

L. ARMADURA POR CONTRACCION Y TEMPERATURA : [A5.10.8-2007]

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{f_y} \text{ para una cara}$$

$$A_s = \frac{0.75(1)(550)}{400} = 1.031 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{distribuir en ambas caras}$$

$$A_s = 1.031/2 = 0.516 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Separación:

$$s_{\max} \leq 3(550) = 1650 \text{ ó } 450 \text{ mm}$$

Usar: barras $\phi 12\text{c}/250 \text{ mm}$

M. ESQUEMA DE DISEÑO :

El esquema del diseño se puede observar en la Fig. 6.5-9

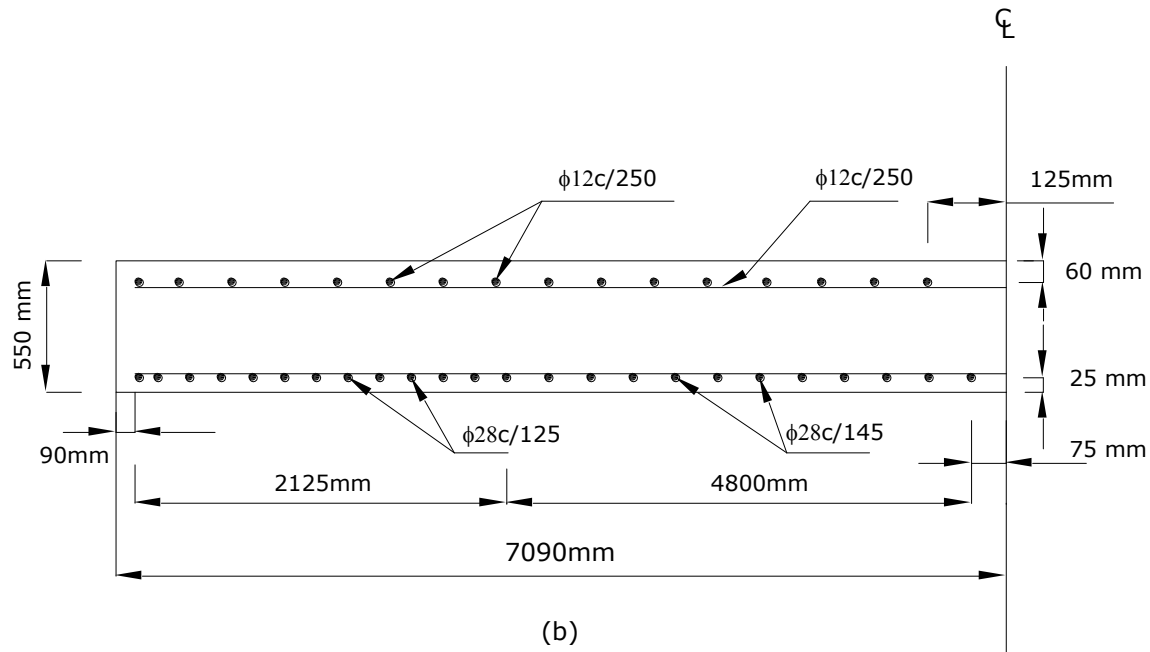
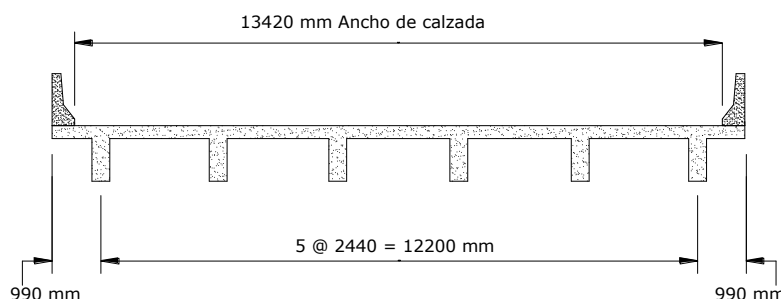


FIGURA 6.5-9 (a) Sección transversal del puente Losa (b) Armadura del puente losa

Ejemplo N° 6.6**DISEÑO DE TABLERO**

Usar el método aproximado de análisis [A. 4.6.2] para el diseño del tablero de hormigón armado sobre vigas Te, ver Figura 6.6-1, para una carga vehicular HL93, las vigas Te del tablero tienen una distancia de separación de 2440 mm de centro a centro y un ancho de alma de 350 mm el ancho de calzada 13420 mm de barrera a barrera. Tener en cuenta una capa de rodadura de 75 mm de espesor. Usar $f'_c = 30$ MPa y un $f_y = 400$ MPa

**FIGURA 6.6-1** Sección transversal del tablero**A. ESPESOR DEL TABLERO**

El espesor mínimo para losas de tablero de hormigón es de 175 mm [A9.7.11]. La profundidad tradicional utilizada para tableros esta basado sobre la longitud de tramo S para el control de deflexiones [Tabla 2.5.2.6.3-1].

$$h_{\min} = \frac{1.2(S + 3000)}{30} = \frac{1.2(2440 + 3000)}{30} = 181 \text{ mm} > 175 \text{ mm}$$

Adoptamos como espesor estructural $h = 190$ mm

Espesor losa de tablero $h_s = 205$ mm

Espesor losa de volado $h_o = 230$ mm

A. PESO DE LOS COMPONENTES

Para 1 mm de ancho de faja transversal:

Barrera:

$$P_b = 2400 \times 10^{-9} \frac{\text{kg}}{\text{mm}^3} \times 9.81 \frac{\text{N}}{\text{kg}} \times 197325 \text{ mm}^2 = 4.65 \text{ N/mm}$$

Capa de rodadura

$$w_{DW} = 2250 \times 10^{-9} \times 9.81 \times 75 = 1.66 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

Losa de tablero

$$w_s = 2400 \times 10^{-9} \times 9.81 \times 205 = 4.83 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

Losa de volado

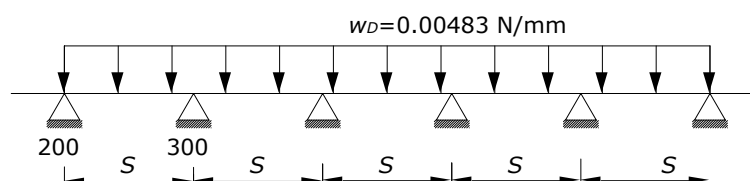
$$w_o = 2400 \times 10^{-9} \times 9.81 \times 230 = 5.42 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

C. MOMENTOS FLECTORES POR SOBRECARGA

Para este ejemplo el método de análisis aproximado en el cual el tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo es aceptable.

- En este método de las fajas el momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre vigas se considerara actuando en todas las regiones de momento positivo y de manera similar el momento extremo negativo [A. 4.6.2.11].
- Las fajas se deberán tratar como fajas continuas, la longitud de tramo se deberá tomar como la distancia entre centros de los componentes de apoyo.
- Para determinar las solicitaciones en la faja se deberá suponer que los componentes de apoyo son infinitamente rígidos.

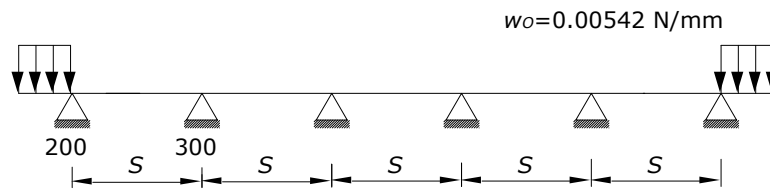
Para aplicación de los factores de carga, los momentos flectores serán determinados por separado y mediante la utilización del programa SAP 2000:

1. Losa de tablero

$$R_{200} = 4.71 \text{ N}$$

$$M_{204} = 2301 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{300} = -2876 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

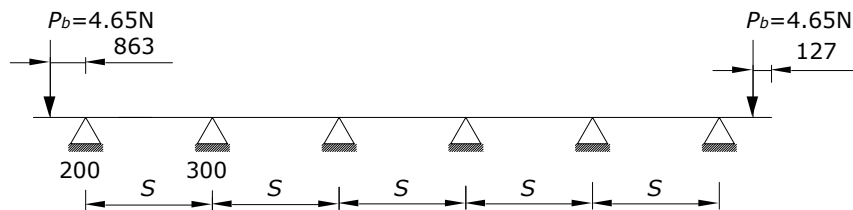
2. Losa de volado

$$R_{200} = 6.67 \text{ N}$$

$$M_{200} = -2656 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{204} = -1381 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{300} = 531 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

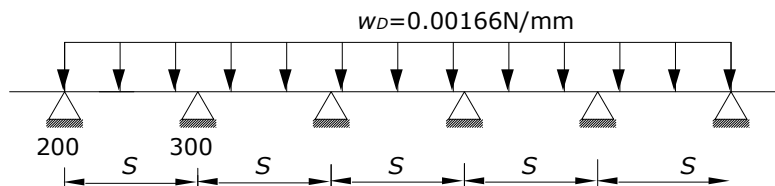
3. Barrera

$$R_{200} = 6.60 \text{ N}$$

$$M_{200} = -3996 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{204} = -2078 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{300} = 799 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

4. Capa de rodadura

$$R_{200} = 2.78 \text{ N}$$

$$M_{200} = -308 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{204} = 630 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{300} = -927 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

D. SOBRECARGA VEHICULAR

Consideraciones Generales:

El tablero es diseñado usando el método de análisis aproximado [A 4.6.2.1]. El camión o tandem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda este a menos de [A3.6.1.3.1]:

- Para el diseño del tablero = 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda
- Para el diseño de todos los demás componentes = 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

El ancho de las fajas equivalentes interiores para hormigón colado in situ se puede tomar como se especifica en la Tabla 4.6.2.1.3-1:

- Volado: $1140 + 0.833X$
- Momento positivo: $660 + 0.55S$
- Momento negativo: $1220 + 0.25S$

Siendo: S = Separación de los elementos de apoyo (mm)

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

El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud [A3.6.1.2.5].

Las cargas de las ruedas se pueden modelar como cargas concentradas o como cargas distribuidas en un área cuya longitud en la dirección paralela al tramo es igual al área de contacto de los neumáticos como se especifica en el [A 3.6.1.2.5] más la profundidad del tablero [A4.6.2.1.6]

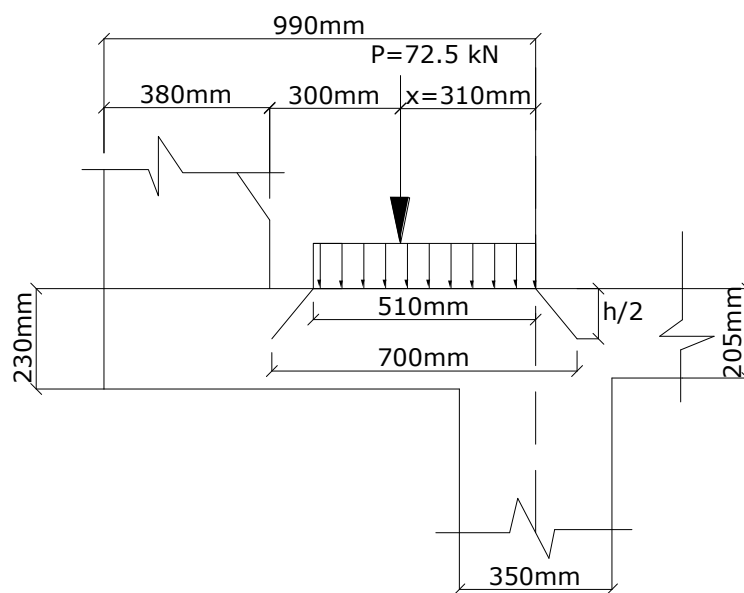
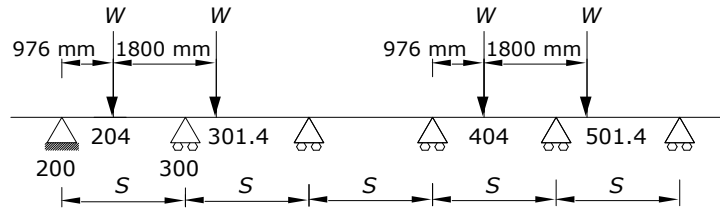


FIGURA 6.6-2 Distribución de la carga de rueda sobre la losa de volado

Dos carriles cargados**FIGURA 6.6-4** Ubicación de la carga de rueda para el máximo momento positivo dos carriles cargados.

$$E = 660 + 0.55S = 660 + 0.55(2440) = 2000 \text{ mm}$$

$$P = 72.5 \text{ kN} \quad m = 1.00$$

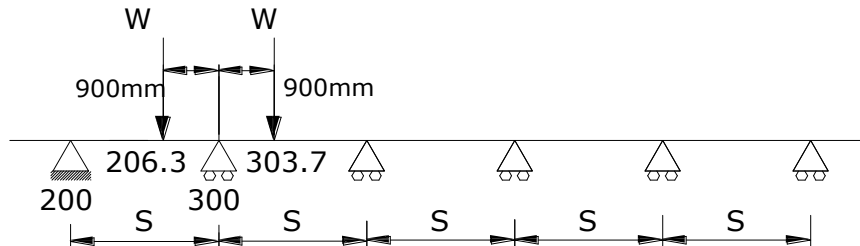
$$W = \frac{m * P}{E}$$

$$R_{200} = 17.61 \text{ N}$$

$$M_{204} = 17190.00 \text{ N} \cdot \text{mm} = 17.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La mayor reacción y el mayor momento flector están gobernados por **un carril cargado**.

$$R_{200} = 20.55 \text{ N} \quad M_{204} = 20.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3. Máximo momento negativo interior por carga viva**FIGURA 6.6-5** Ubicación de la carga viva para máximo momento negativo.

La ubicación crítica para un máximo momento negativo por carga viva esta sobre el primer soporte interior del tablero como se muestra en al Figura 6.6-5, con un factor de presencia múltiple $m = 1.2$ y un ancho de faja equivalente de:

$$E = 1220 + 0.25S = 1220 + 0.25(2440) = 1830 \text{ mm}$$

$$P = 72.5 \text{ kN} \quad m = 1.2$$

$$W = \frac{m * P}{E}$$

$$M_{300} = -18686 \text{ N} \cdot \text{mm} = -18.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3. Máximo reacción exterior por carga viva

La carga de la rueda esta ubicada a 300 mm de la cara de la barrera, el ancho equivalente es la misma que la del volado:

$$1140 + 0.833X = 1140 + 0.833(2440) = 1400 \text{ mm}$$

$$P = 72.5 \text{ kN} \quad m = 1.2$$

$$W = \frac{m * P}{E}$$

$$R_{200} = 90.09 \text{ N} \cdot \text{mm} = -90.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

E. ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

Las combinaciones de carga pueden ser tomadas de la Tabla [A.3.4.1-1].

$$\eta \sum \gamma_i Q_i = 0.95 [1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}]$$

Donde:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

$$\eta_D = 0.95 \quad \eta_R = 0.95 \quad \eta_I = 1.05$$

$$\eta = 0.95(0.95)(1.05) = 0.95$$

Reacción en el apoyo 200:

$$R_{200} = 0.95 [1.25(-2656 - 3996) + 1.50(-308) + 1.75 \times 1.33(-19260)] = -50.92 \text{ kN}$$

Momento positivo 204:

$$M_{204} = 0.95 [1.25(2301 - 1381 - 2074) + 1.50(630) + 1.75 \times 1.33(20060.17)] = 44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La sección de diseño para momento negativo se puede tomar sobre el siguiente criterio:

- Para construcciones monolíticas de hormigón en la cara del componente del apoyo [A4.6.2.1.5]

Los valores para las cargas de la Figura 6.6-6 son para 1 mm de faja de ancho calculados separadamente. La carga concentrada de rueda es para un carril cargado.

$$P = 72.5 \text{ kN} \quad m = 1.2$$

$$1140 + 0.833X = 1140 + 0.833(2440) = 1400 \text{ mm}$$

$$W = \frac{m \cdot P}{E} = \frac{1.2(72500)}{1400} = 62.14 \text{ N/mm}$$

De la Figura 6.6-6 se tiene:

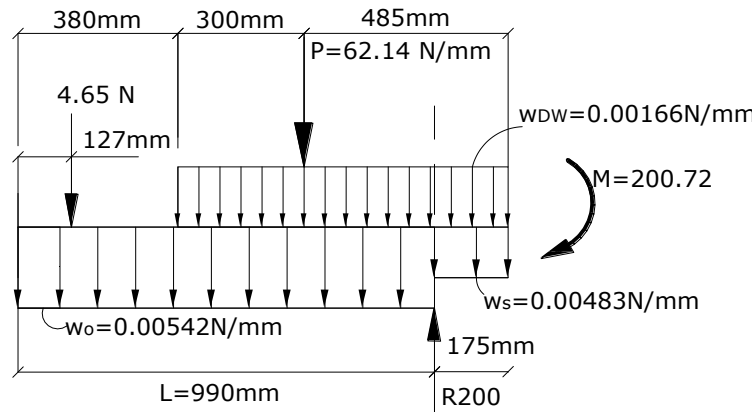


FIGURA 6.6-6 Ubicación de la carga viva para máximo momento negativo.

1. Losa de tablero:

$$M_s = -\frac{1}{2} w_s \cdot x^2 + R_{200} \cdot x$$

$$M_s = -\frac{1}{2} (4.83 \times 10^{-3}) \cdot 175^2 + 4.71 \cdot 175 = 752 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2. Losa del volado:

$$M_o = -w_o \cdot l \cdot \left(\frac{l}{2} + x \right) + R_{200} \cdot x$$

$$M_o = -\left(5.42 \times 10^{-3} \right) \cdot 990 \cdot \left(\frac{990}{2} + 175 \right) + 6.67 \cdot (175) = -2428 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

3. Barrera:

$$M_b = -P_b \cdot l \cdot (l + x - 127) + R_{200} \cdot x$$

$$M_b = -4.65 \cdot (990 + 175 - 127) + 6.60(175) = -3672 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

4. Capa de rodadura:

$$M_{DW} = -\frac{1}{2} w_{DW} (l + x - 380)^2 + R_{200} \cdot x$$

$$M_{DW} = -\frac{1}{2} (1.66) (990 + 175 - 380)^2 + 2.78 \cdot 175 = -25 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

5. Carga viva:

$$M_{LL} = -P(485) + R_{200} \cdot x$$

$$M_{LL} = -62.14(485) + 90.1(175) = -14370 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

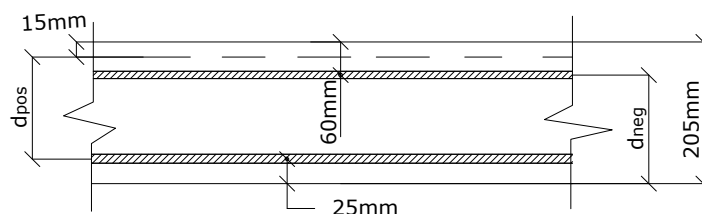
6. Estado limite de resistencia:

$$M_{200.72} = 0.95 \left[1.25(-2428 - 3672 + 752) + 1.50(-25) + 1.75 \times 1.33(-14370) \right] = -38.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

F. SELECCIÓN DEL REFUERZO

- Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas [Tabla 5.12.3-1]

Exposición a sales anticongelantes	60 mm
Otras situaciones exteriores	50 mm
Losas hormigonadas in situ	25 mm

**FIGURA 6.6-7** Altura efectiva para tableros de hormigón

- Asumir barras $\phi 16$, $d_b = 15.9 \text{ mm}$

$$d_{pos} = 205 - 15 - 25 - \frac{15.9}{2} = 157.05 \text{ mm}$$

$$d_{neg} = 200 - 60 - \frac{15.9}{2} = 132.05 \text{ mm}$$

1. Armadura para momento positivo

$$M_U = M_{204} = 44 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad d_{pos} = 157.05 \text{ mm}$$

El mínimo momento último M_U depende del momento de fisuración $M_{cr} = S_{nc} f_r$

$$S_{nc} = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} (1) (205)^2 = 7004.2 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 0.97 \sqrt{30} = 5.31$$

$$M_{cr} = 7004.2 \times 5.31 = 37.19 \text{ N} / \text{mm}^2$$

El momento último M_U , como mínimo igual al menor valor entre:

$$1.2M_{cr} = 1.2(37.19) = 44.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{ó } 1.33M_U = 1.33(44.00) = 58.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por consiguiente el menor momento último es:

$$M_U = 44.63 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad b = 1 \text{ m} \quad d = 0.15705 \text{ m}$$

$$k = \frac{M_U}{bd^2} = \frac{44.63}{1 \times 0.15705^2} = 1809.46 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.68 \Rightarrow \rho = \frac{1}{15.68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.68 \times 1809.46}{0.85 \times 400000}} \right) = 0.00524$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.00524 \times 1 \times 0.15705 = 8.23 \text{ cm}^2$$

Tratar con barras $\phi 16$ ($A_s = 1.99 \text{ cm}^2$) $\Rightarrow A_{pos} = 9.95 \text{ cm}^2$

\Rightarrow Revisar la ductilidad

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{9.95 \times 400}{0.85 \times 30 \times 100} = 1.56 \text{ cm}$$

$$a \leq 0.36d = 0.36 \times 13.205 = 4.75 \text{ OK}$$

\Rightarrow Revisar momento resistente

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9(9.95)(400000) \left(0.15705 - \frac{0.0156}{2} \right) = 53.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$53.46 > 44.63 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

Se escogen barras $\phi 16$ ($A_s = 1.99 \text{ cm}^2$). $\rightarrow \underline{1\phi 16 \text{ C}/20 \text{ cm}}$

1. Armadura para momento negativo

$$M_U = M_{200.72} = -38.25 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad d_{pos} = 13.205 \text{ mm}$$

El mínimo momento último M_U depende del momento de fisuración $M_{cr} = S_{nc} f_r$

$$S_{nc} = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} (1) (205)^2 = 7004.2 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 0.97 \sqrt{30} = 5.31$$

$$M_{cr} = 7004.2 \times 5.31 = 37.19 \text{ N/mm}^2$$

El momento último M_U , como mínimo igual al menor valor entre:

$$1.2M_{cr} = 1.2(37.19) = 44.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{ó } 1.33M_U = 1.33(44.00) = 58.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por consiguiente el menor momento último es:

$$M_U = 44.63 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad b = 1 \text{ m} \quad d = 0.15705 \text{ m}$$

$$k = \frac{M_U}{bd^2} = \frac{44.63}{1 \times 0.13205^2} = 2559.47 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.68 \Rightarrow \rho = \frac{1}{15.68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.68 \times 2559.47}{0.85 \times 400000}} \right) = 0.00756$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.00756 \times 1 \times 0.13205 = 9.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tratar con barras } \phi 20 (A_s = 2.84 \text{ cm}^2) \Rightarrow A_{pos} = 11.36 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Revisar la ductilidad

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{11.36 \times 400}{0.85 \times 30 \times 100} = 1.78 \text{ cm}$$

$$a \leq 0.36d = 0.36 \times 13.205 = 4.75 \text{ OK}$$

\Rightarrow Revisar momento resistente

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9(11.36)(400000) \left(0.13205 - \frac{0.0178}{2} \right) = 50.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$50.36 > 44.63 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

Se escogen barras $\phi 20 (A_s = 2.84 \text{ cm}^2)$. $\rightarrow 1\phi 20 \text{ C/25 cm}$

8. Acero de distribución

Según la norma AASHTO LRFD:

* En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo [A.9.7.3.2]:

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$1750/\sqrt{S} \leq 50 \text{ por ciento}$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$3840/\sqrt{S} \leq 67 \text{ por ciento}$$

donde:

S = longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el Artículo 9.7.2.3 (mm)

Para este ejemplo:

Se escogen barras $\phi 16$, ($A_s = 1.99 \text{ cm}^2$) $\Rightarrow 5 * 1.99 = 9.95 \text{ cm}^2$

$$S = s - b_t = 2120 - 482.6 = 1633.4 \text{ mm}$$

$$3840 / \sqrt{1633.4} = 95.01\% \quad \text{usar } 67\%$$

Entonces el acero por distribución es:

$$A_s = 0.67 A_s = 0.67 * 9.98 = 6.7 \text{ cm}^2$$

Se escogen barras $\phi 12$ ($A_s = 1.29 \text{ cm}^2$). $\rightarrow 1\phi 12 C / 20 \text{ cm}$

9. Armadura por contracción y temperatura

* La armadura para contracción y temperatura, el área de la armadura en cada dirección deberá satisfacer. El acero se deberá distribuir uniformemente en ambas caras:

$$A_s \geq 0.75 \frac{A_g}{f_y}$$

donde:

A_g = área bruta de la sección (mm^2)

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

$$A_s = 0.75 \frac{A_g}{f_y} = 0.75 \frac{1000 * 205}{400} = 3.84 \text{ cm}^2$$

Para una sola cara: $A_s = \frac{1}{2} 3.84 = 1.92 \text{ cm}^2$

Se escogen barras $\phi 10$ ($A_s = 0.71 \text{ cm}^2$). $\rightarrow 1\phi 10 C / 33 \text{ cm}$

10. Limitación de la fisuración mediante distribución de la armadura

Según la norma AASHTO LRFD:

* El estado límite de Servicio I investiga el ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado [A.3.4.1].

\Rightarrow El momento usado para calcular el esfuerzo de tracción en la armadura es:

$$M = M_{DC} + M_{DW} + 1.33 M_{LL}$$

\Rightarrow La fisuración es controlada por los límites de la separación de la armadura bajo cargas de servicio.

Separación Máxima:
$$s = \frac{123000}{\beta_s f_s} \gamma_e - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} \quad ; \quad \gamma_e = 0.75 \text{ factor de exposicion tipo 2}$$

d_c = espesor del recubrimiento de hormigón medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma (mm)

⇒ La relación entre el esfuerzo del acero f_s y el esfuerzo en el concreto f_c es:

$$f_s = n f_c = n \frac{M \cdot (d - x)}{I_{cr}} \quad \beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

⇒ Relacion de módulos acero y hormigón:
$$n = \frac{2.1 \times 10^6}{2.8 \times 10^5} = 7.5 = 7$$

10.1 Revisar la armadura para momento positivo

⇒ Momento Positivo para Servicio I:

$$M = 2301 - 1381 + 1.33 \times 20060.17 = 23855.03 = 23.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

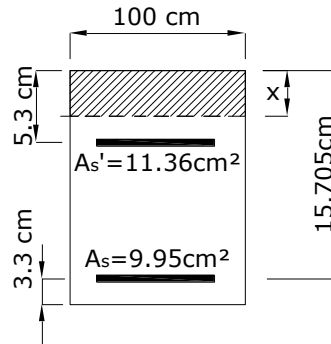


FIGURA 6.6-8 Sección fisurada para momento positivo

Ubicacion del eje neutro (x) de la sección fisurada:

$$\frac{1}{2} b x^2 = n A s' (d' - x) + n A s (d_{pos} - x)$$

$$\frac{1}{2} (100) (x^2) = (7 \times 11.36) (5.3 - x) + (7 \times 9.95) (15.705 - x)$$

$$x = 4.21 \text{ cm}$$

Momento de inercia de la sección fisurada:

$$I_{cr} = \frac{1}{3} b x^3 + A s' n (d' - x)^2 + n A s (d_{pos} - x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} (100) (4.21)^3 + (7 \times 9.95) (5.3 - 4.21)^2 + (7 \times 11.36) (15.705 - 4.21)^2$$

$$I_{cr} = 13077.41 \text{ cm}^4$$

$$M = 23850000 \text{ N} \cdot \text{mm} \quad d_{pos} = 157.05 \text{ mm} \quad I_{cr} = 130774100 \text{ mm}^4$$

$$f_s = n \frac{M(d-x)}{I_{cr}} = 7 \frac{23850000(157.05 - 42.1)}{130774100} = 140.60 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)} = 1 + \frac{33}{0.7(205-33)} = 1.30$$

$$s \leq \frac{123000}{\beta_s f_s} \gamma_e - 2d_c = \frac{123000}{1.30(140.60)} 0.75 - 2(33.00) = 438 \text{ mm}$$

$$s \leq 43 \text{ cm} > s = 20 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Usar barras $\phi 16$ ($A_s = 1.99 \text{ cm}^2$). $\rightarrow 1\phi 16 \text{ C} / 20 \text{ cm}$

10.1 Revisar la armadura para momento negativo

\Rightarrow Momento Negativo para Servicio I

$$M = -2428 - 3672 + 752 + (-25) + 1.33(-14370) = -24485 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

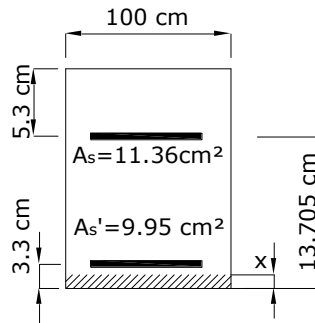


FIGURA 6.6-9 Sección fisurada para momento negativo

Ubicación del eje neutro (x):

$$\frac{1}{2}bx^2 + (n-1)As_{pos}(x-d') = nAs_{neg}(d_{neg}-x)$$

$$\frac{1}{2}(100)(x^2) + (6 \times 9.95)(x - 3.3) = (7 \times 11.36)(13.705 - x)$$

$$x = 3.87 \text{ cm}$$

Determinar el momento de inercia de la sección fisurada:

$$I_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + As'n(d' - x)^2 + nAs(d_{pos} - x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3}(100)(3.87)^3 + (7 \times 9.95)(3.3 - 3.87)^2 + (7 \times 11.36)(13.705 - 3.87)^2$$

$$I_{cr} = 9646.40 \text{ cm}^4$$

$$M = 24485000 \text{ N} \cdot \text{mm} \quad d_{neg} = 137.05 \text{ mm} \quad I_{cr} = 96464000 \text{ mm}^4$$

$$f_s = n \frac{M(d - x)}{I_{cr}} = 7 \frac{24485000(137.05 - 38.7)}{96464000} = 175 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{53}{0.7(205 - 53)} = 1.55$$

$$s \leq \frac{123000}{\beta_s f_s} \gamma_e - 2d_c = \frac{123000}{1.55(175)} - 2(53) = 347 \text{ mm}$$

$$s \leq 35 \text{ cm} > s = 25 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Se escogen barras $\phi 16$ ($A_s = 2.84 \text{ cm}^2$). $\rightarrow 1\phi 20 \text{ C/25 cm}$

11. Esquema de Armado

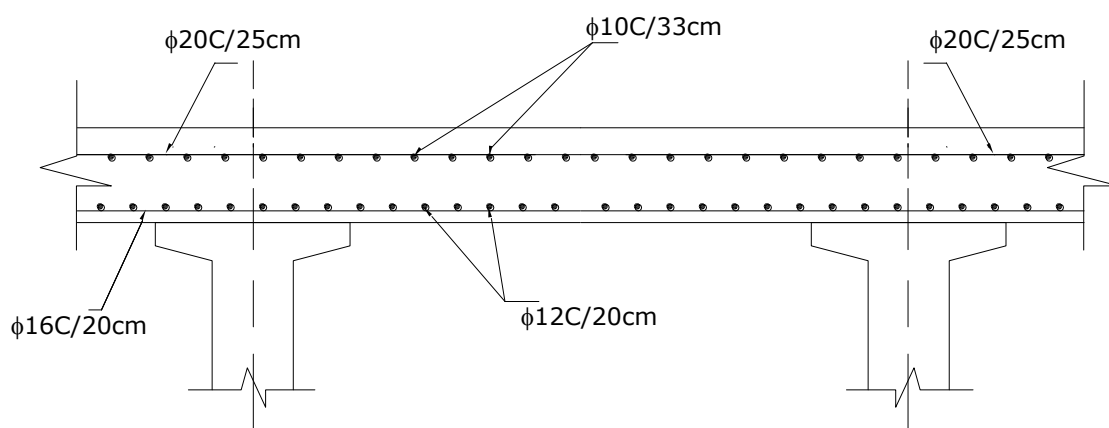


FIGURA 6.6-10 Esquema de armado del tablero

Ejemplo N° 6.7**DISEÑO DE PUENTE CONTINUO VIGAS T**

Diseñar el puente de hormigón armado Vigas T para un ancho de calzada de 13420 y tres tramos de 10670mm-12800mm y 10670mm con un ángulo de esviaje de 30° mostrada en la Figura 6.7-1. Para una sobrecarga viva HL93, una capa de rodadura una separación entre vigas de 2440mm. Usar $f'_c = 30$ MPa y un $f_y = 400$ MPa. Las dimensiones de prueba del puente vigas T se muestran en la Figura 6.7-2. La losa del tablero se diseño en el ejemplo 6.6 ver Figura 6.6-10,

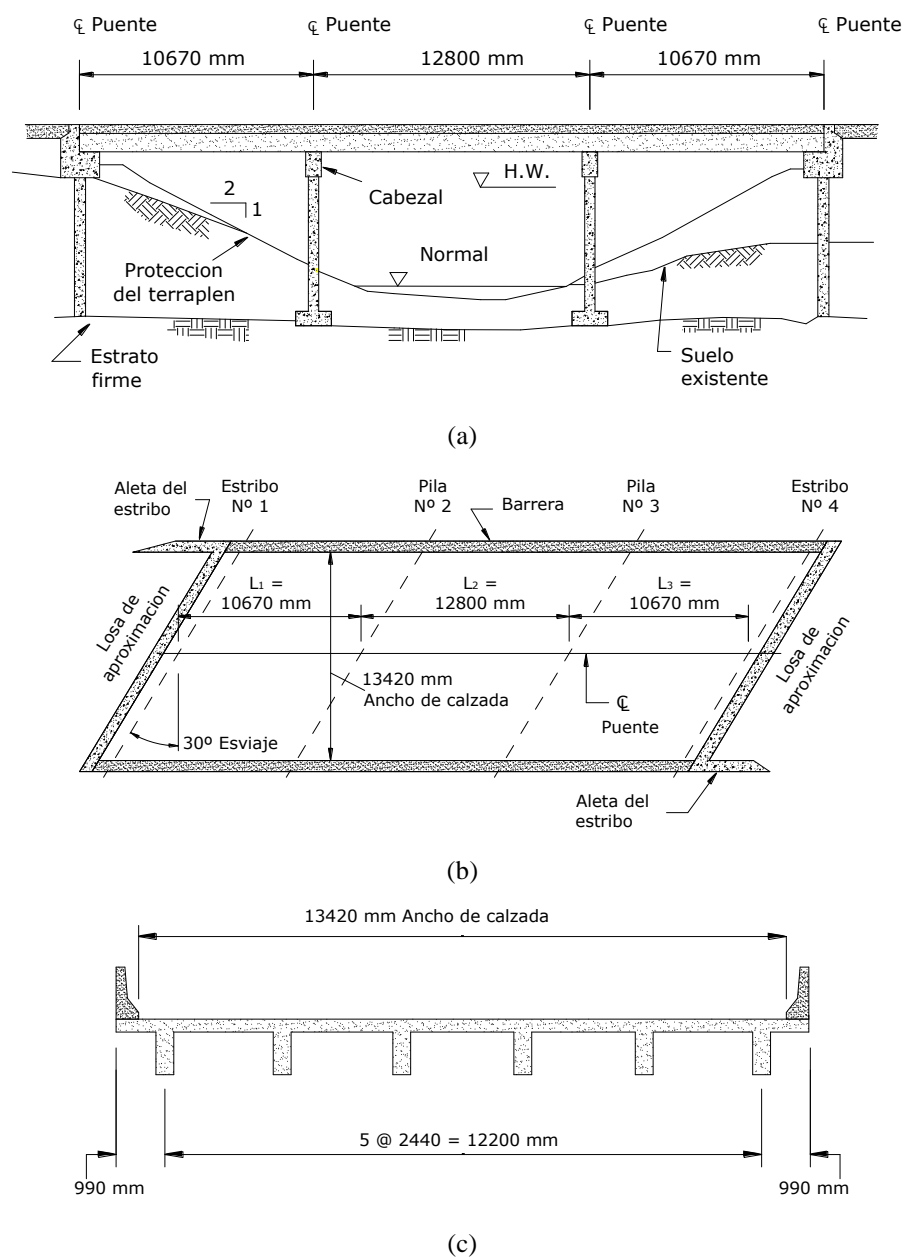


FIGURA 6.7-1 Ejemplo de diseño del puente de vigas T (a) Elevación, (b) Planta, (c) Sección

A. DESARROLLO GENERAL DE LA SECCION

El puente lleva trafico interdepartamental sobre una corriente normalmente pequeña que esta sujeto a grandes flujos de agua durante la estacion de lluvias.

B. DESARROLLAR LA SECCION TIPICA

1. Espesor del ala superior [A5.14.1.3.1a]

El espesor de las alas superiores que trabajan como losa de tableros debería ser:

- Como se determina en la seccion 9 [A9.7.1.1]
 - Altura minima del tablero de hormigon = 175 mm
 - Diseño del tablero, espesor estructural = 190 mm
- Maximo tramo libre = $20(190) = 3800 \text{ mm} > 2440 \text{ mm}$

2. Espesor del ala inferior : No se aplica a vigas T

3. Espesor del alma [A5.14.1.3.1c]

- Espesor de alma mínimo 200 mm, sin vainas de pretensado
- Minimo recubrimiento de hormigon para armaduras principales 50 mm.
- Tres barras $\phi 36$ en una fila requiere un ancho de viga [A5.10.3.1.1]

$$b_{\min} \approx 2(50) + 3d_b + 2(1.5d_b)$$

$$b_{\min} \approx 2(50) + 3 \cdot 35.8 + 2(1.5 \times 35.8) = 315 \text{ mm}$$

- Dar a las barras un espaciamiento extra, Probar $b_w = 350 \text{ mm}$

$$\underline{b_w = 350 \text{ mm}}$$

4. Profundidad de la superestructura [Tabla A2.5.2.6.3-1]

- Profundidad mínima para tramos continuos = $0.065L$

$$h_{\min} = 0.065(12800) = 832 \text{ mm}$$

$$\underline{h = 990 \text{ mm}}$$

5. Limites de la Armadura

- Losa prolongada: como mínimo 1/3 de la capa inferior de la armadura transversal [A5.14.1.3.2a]
- Armadura mínima: debería adecuarse para desarrollar el mínimo de $\phi M_n > 1.2M_{cr}$ ó $\phi M_n > 1.33M_{cr}$ veces el momento mayorado requerido para los estados límites de resistencia I [A5.7.3.3.2]

$$M_{cr} = S_{nc} f_r$$

$$f_r = 0.97 \sqrt{f_c} = 0.97 \sqrt{30} = 5.313 \text{ MPa} \quad [A5.4.2.6]$$

- Control de la fisuración: La fisuración es controlado por los limites de separación de la armadura bajo carga de servicio. [A5.7.3.4]

$$s \leq \frac{123000}{\beta_s f_s} \gamma_e - 2d_c$$

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

□ Tracción en las alas en el estado limite de servicio.

La armadura por tracción debería estar distribuida en una distancia igual al menor de:

- El ancho del ala efectivo.
- Un ancho igual a 1/10 del promedio de los tramos adyacentes [A4.6.2.6, A5.7.3.4]

□ Armadura longitudinal superficial se requiere si la profundidad del alma $d_e > 900$ mm

□ Armadura de compresion y temperatura [A5.10.8.2]

$$A_s \geq 0.75 \frac{A_g}{f_y}$$

6. - Ancho de ala efectiva [A4.6.2.6]

□ Longitud de tramo efectivo para tramos continuos es = distancia entre puntos de inflexion por cargas permanentes.

□ Vigas interiores

$$b_i \leq \begin{cases} \frac{1}{4} \text{ tramo efectivo} \\ 12t_s + b_w \\ \text{espaciamiento promedio de vigas adyacentes} \end{cases}$$

□ Vigas Exteriores

$$b_e - \frac{1}{2}b_i \leq \begin{cases} \frac{1}{8} \text{ tramo efectivo} \\ 6t_s + \frac{1}{2}b_w \\ \text{ancho del voladizo} \end{cases}$$

Las dimensiones de las secciones de prueba para el puente Viga T estan mostradas en la Figura 6.7-3

7. - Areas de - bielas y Tirantes [A5.6.3] , No aplicable a este ejemplo

La sección a tratar para el puente viga T esta mostrada en Figura 6.7-2

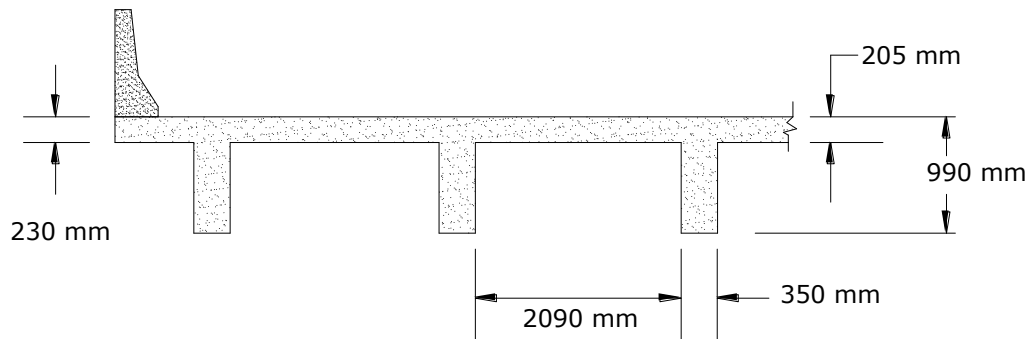


FIGURA 6.7-2 Dimensiones de prueba para el Puente Viga T

C. ARMADURA CONVENCIONAL DE DISEÑO PARA TABLEROS DE HORMIGON

La armadura del tablero de hormigón para este puente esta diseñado en la seccion anterior Ejemplo 6.6, el esquema de diseño para el tablero se muestra en la Figura. 6.6-10

D. SELECCION DE FACTORES DE RESISTENCIA [A5.5.4.2]

1.Estado Limiite de Resistencia	ϕ [A5.5.4.2]
Flexion y traccion	0.90
Cortante y torsion	0.90
Compresion Axial	0.75
Apoyos	0.70
2. Para otros estados limites	1 [A1.32.1]

E. SELECCIONAR MODIFICADORES DE CARGA [A1.3.2.1]

	Resistencia	Servicio	Fatiga	
Ductilidad η_D	1	1	1	[A1.3.3]
Redundancia η_R	1	1	1	[A1.3.4]
Importancia η_I	1	—	—	[A1.3.5]
$\eta_i = \eta_D = \eta_R = \eta_I$	1	1	1	

F. SELECCIONAR LAS COMBINACIONES DE CARGA Y LOS FACTORES DE CARGA APLICABLES

□ Estado Limite de Resistencia I $\eta_i = \eta = 1.0$

$$U = \eta [1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.0(WA + FR) + \dots]$$

□ Estado Limite de Servicio I

$$U = 1.0(DC + DW) + 1.0(LL + IM) + 1.0WA + 0.3(WL + WS) + \dots$$

□ Estado Limite de Fatiga

$$U = 0.75(LL + IM)$$

G. CALCULAR LAS SOLICITACIONES DEBIDAS A LA SOBRECARGA**1. Selección del número de carriles [A3.6.1.1.1]**

$$N_L = \text{ENT} \left(\frac{w}{3600} \right) = \text{ENT} \left(\frac{13420}{3600} \right) = 3$$

2. Presencia Multiple: [A3.61.1.2]

Nº de Carriles Cargados	<i>m</i>
1	1.20
2	1.00
3	0.85

3. Incremento por Carga Dinámica: [A3.6.2.1] No se aplica al carril de diseño

Componente	<i>IM</i>
Juntas de tablero	75%
Fatiga	15%
Otros Estados	33%

4. Factores de Distribucion para Momento: [A4.6.2.2.2]

Aplicable al[A4.6.2.2.1] :

- Ancho de tablero constante
- Número de vigas no es menor a cuatro, las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez,
- La parte del vuelo correspondiente a la calzada d_e no es mayor que 910 mm, ver la Fig. 6.7-3

$$d_e = 990 - 380 = 610 \text{ mm} < 910 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

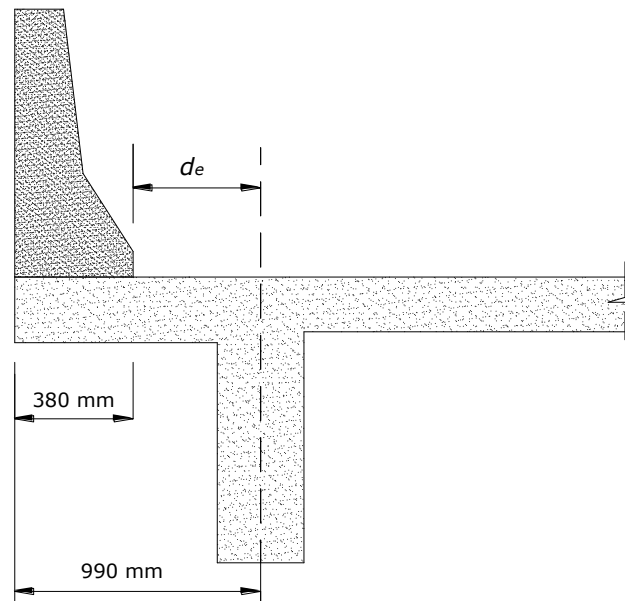


FIGURA 6.7-3 Volado parte la calzada d_e

Seccion Transversal Tipo (e) ver [Tabla A4.6.2.2.1-1]

Nº de vigas	$N_b = 6$
Profundidad de losa de hormigón	$t_s = 190 \text{ mm}$
Separación entre vigas o almas	$S = 2440 \text{ mm}$
Longitud de tramo de la viga	$L_1 = L_3 = 10670 \text{ mm}; L_2 = 12800 \text{ mm}$

a) Vigas Interiores con tablero de Hormigón [A4.6.2.2.2b] y [Tabla 4.6.2.2.2b-1]

Para un diseño preliminar considerar: $\frac{k_g}{12Lt_s^3} = 1.0$ y $\frac{I}{J} = 1.0$

□ Un carril de diseño cargado:

$$mg_M^{SI} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{k_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

donde:

mg = Factor de distribucion con factor de presencia multiple incluido

SI = Unico Carril cargado, Interior

MI = Multiples carriles cargados

M = Momento

□ Dos o mas carriles de diseño cargados:

$$mg_M^{MI} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

Factor de

Distribución	$L_1 = 10670 \text{ mm}$	$L_{prom} = 11735 \text{ mm}$	$L_2 = 12800 \text{ mm}$
mg_M^{SI}	0.572	0.558	0.545
mg_M^{MI}	0.746	0.734	0.722

∴ Para las vigas Interiores los factores de distribucion son gobernados por los multiples carriles.

b) Vigas Exteriores [A4.6.2.2.2d] y [Tabla 4.6.2.2.2d-1]

□ Un carril de diseño cargado: Ley de momentos $m = 1.2$ ver Fig.6.7-4

$$2440R - 0.5(2440)P - 0.5(640)P = 0$$

$$R = 0.5P \frac{(2440 + 640)}{2440} = 0.631P$$

$$g_M^{SE} = 0.631$$

SE = Unico carril exterior

$$mg_M^{SE} = 1.2(0.631) = 0.757 \quad \underline{mg_M^{SE} = 0.757} \quad \text{Gobierna}$$

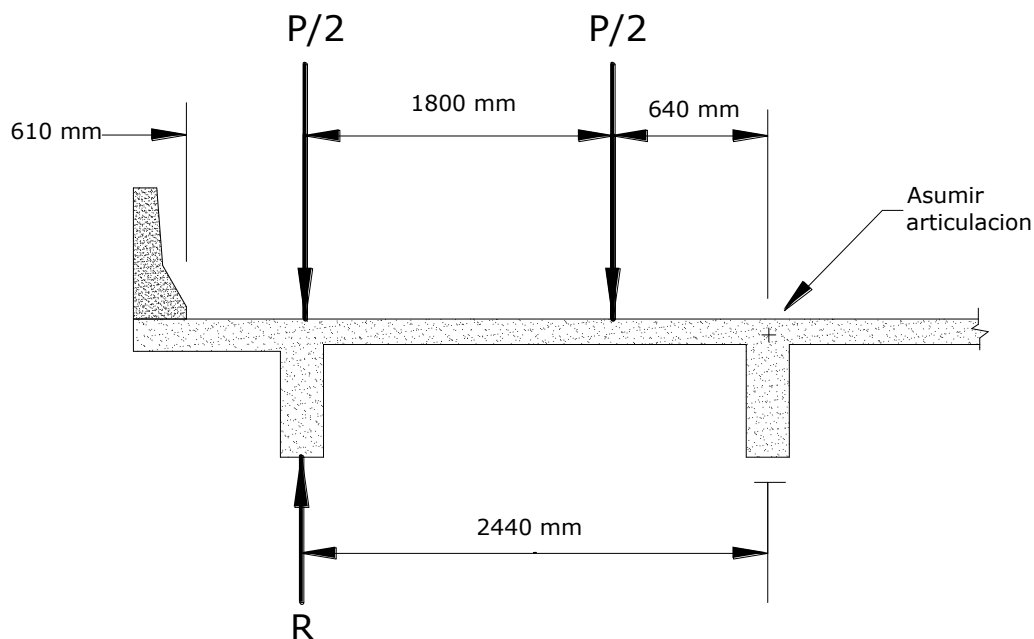


FIGURA 6.7-4 Definición de la Ley de Momentos

□ Dos o más carriles de diseño cargados, $d_e = 610$ mm:

$$mg_M^{ME} = emg_M^{MI} \quad ME = \text{Multiples carriles cargados, Exterior}$$

donde:

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} = 0.77 + \frac{610}{2800} = 0.99 < 1.0 \quad \text{Usar } e = 1.0$$

Para multiples carriles cargados:

$$mg_M^{ME} = mg_M^{MI} = 0.746; 0.734; 0.722$$

∴ Para vigas Exteriores, los factores de distribución estan gobernados por la ley de momentos vale decir gobernado por un solo carril cargado = 0.757

c) Puentes Oblicuos [A4.6.2.2.2e]

Reducción de los factores de distribución de carga para momento en vigas longitudinales sobre apoyos oblicuos para: $S = 2440$ y $\theta = 30^\circ$.

$$\Upsilon_{\text{oblicuo}} = 1 - c_1 (\tan \theta)^{1.5} = 1 - 0.4387 c_1$$

donde:

$$c_1 = 0.25 \left(\frac{k_g}{L t_s^3} \right)^{0.25} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.5}$$

Los factores de reduccion son:

Factor de Reducción	$L_1 = 10670 \text{ mm}$	$L_{prom} = 11735 \text{ mm}$	$L_2 = 12800 \text{ mm}$
c_1	0.120	0.114	0.109
$\gamma_{oblicuo}$	0.948	0.950	0.952

d) . Distribución de Momentos por Carga Viva

$$M_{LL+IM} = mg \gamma \left[(M_{camion} \text{ ó } M_{Tan}) \left(1 + \frac{IM}{100} \right) + M_{carril} \right]$$

▷ Ubicación 104 :

Para tramos relativamente cortos el Tandem de diseño gobierna con momento positivo, ver Tabla 4.6 y Figura 6.7-5.

Los coeficientes de las ordenadas de influencia se encuentran en la Tabla 4.3

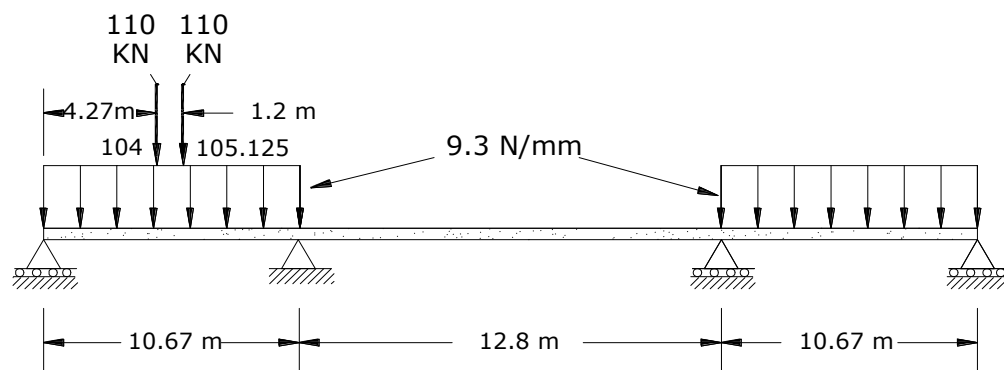


FIGURA 6.7-5 Posición de la carga viva para dar el máximo momento positivo en el tramo exterior

$$M_{Tandem} = 110(0.207 + 0.158074)(10.670) = 428.5 \text{ kNm}$$

$$M_{Carril} = 9.3(0.10214)(10.670)^2 = 108.14 \text{ kNm}$$

□ Vigas Interiores

$$M_{LL+IM} = 0.746(0.948)(428.5 \times 1.33 + 108.14) = 479.51 \text{ kNm}$$

□ Vigas Exteriores

$$M_{LL+IM} = 0.757(0.948)(428.5 \times 1.33 + 108.14) = 486.6 \text{ kNm}$$

▷ Ubicación 200 :

Para momento negativo en los soportes un unico camión gobierna con el segundo eje separado a 9000 mm ver Tabla 4.6, los factores de distribución están basados en la longitud promedio del tramo1 y el tramo2 ver Figura 6.7-6

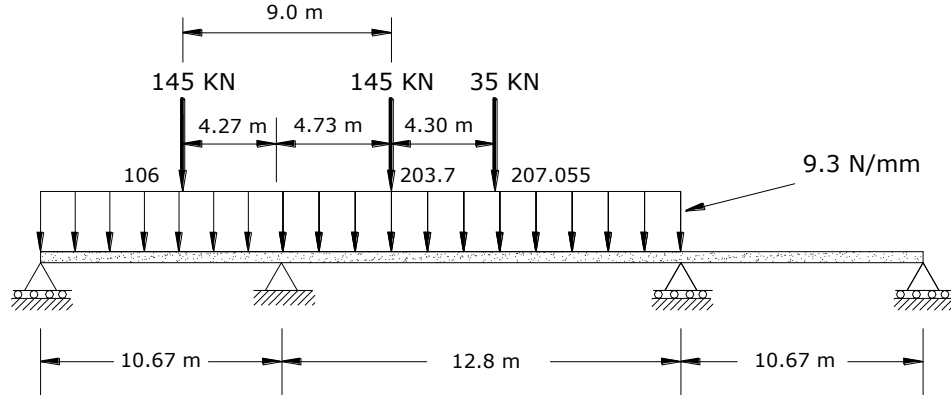


FIGURA 6.7-6 Posición de la carga viva para dar el máximo momento negativo en el soporte

$$M_{\text{Camion}} = [145(-0.09429 - 0.10233) + 35(-0.06089)](10.670) = -326.9 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Carril}} = 9.3(-0.13853)(10.670)^2 = -146.67 \text{ kNm}$$

$$1.33M_{\text{Camion}} + M_{\text{Carril}} = 1.33(-326.9) + (-146.67) = -581.45 \text{ kNm}$$

□ Vigas Interiores

$$M_{LL+IM} = 0.746(0.950)(-581.45) = -405.44 \text{ kNm}$$

□ Vigas Exteriores

$$M_{LL+IM} = 0.757(0.950)(-581.45) = -418.15 \text{ kNm}$$

▷ Ubicación 205 :

El Tandem gobierna esta posición ver Tabla 4.6 y Figura 6.7-7

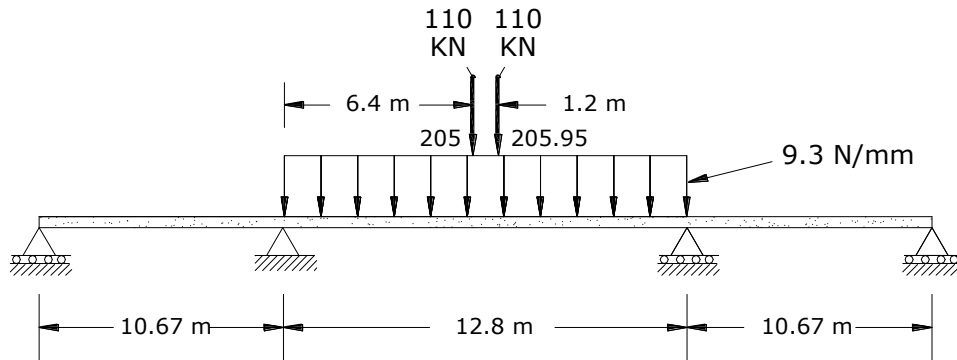


FIGURA 6.7-7 Posición de la carga viva para dar el máximo momento positivo en el tramo interior

$$M_{\text{Tandem}} = 110(0.20357 + 0.150237)(10.670) = 415.26 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Carril}} = 9.3(0.10286)(10.670)^2 = 108.91 \text{ kNm}$$

$$1.33M_{\text{Camion}} + M_{\text{Carril}} = 1.33(415.26) + (661.2) = 661.2 \text{ kNm}$$

□ Vigas Interiores

$$M_{LL+IM} = 0.722(0.952)(661.2) = 454.47 \text{ kNm}$$

□ Vigas Exteriores

$$M_{LL+IM} = 0.757(0.952)(661.2) = 476.50 \text{ kNm}$$

5. - Distribucion de Factores por Cortante : [A4.6.2.2.3]

El tipo de sección transversal es del Tipo (e) de la Tabla [4.6.2.2.1-1] la $S = 2440 \text{ mm}$, mg es independiente de la longitud del tramo.

a) Vigas Interiores [A4.6.2.2.3a y Tabla 4.6.2.2.3a-1]

□ Un carril cargado

$$mg_V^{SI} = 0.36 + \left(\frac{S}{7600} \right) = 0.036 + \frac{2440}{7600} = 0.681$$

□ Dos o mas carriles cargados

$$mg_V^{MI} = 0.2 + \left(\frac{S}{3600} \right) - \left(\frac{S}{10700} \right)^2 = 0.2 + \frac{2440}{3600} - \left(\frac{2440}{10700} \right)^2 = \underline{0.826}$$

∴ Para las vigas Interiores los factores de distribucion estan gobernados por los multiples carriles = 0.826

b) Vigas Exteriores [A4.6.2.2.3b y Tabla 4.6.2.2.3b-1]

$$\text{Ley de momentos: } mg_V^{SE} = 0.757$$

$$mg_V^{ME} = e mg_V^{MI}$$

donde:

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000} = 0.6 + \frac{610}{3000} = 0.803$$

$$mg_V^{ME} = 0.803(0.757) = 0.664$$

c) Puentes Oblicuos [A4.6.2.2.3c y Tabla 4.6.2.2.3c-1]

Para una esquina obtusa :

$$\theta = 30^\circ \quad \left(\frac{Lt_s^3}{kg} \right) = 1$$

Factor de corrección:

$$\Upsilon_{oblicuo} = 1 + 0.2 \left(\frac{Lt_s^3}{kg} \right)^3 \tan \theta$$

$$\Upsilon_{oblicuo} = 1 + 0.2(1)(0.577) = \underline{1.115}$$

d) Distribución de Corte por Carga Viva :

$$V_{LL+IM} = mg \Upsilon \left[(V_{camion} \text{ ó } V_{Tan}) 1.33 + V_{carril} \right]$$

► Ubicación 100: El camión de diseño gobierna esta posición ver Tabla 4.6 y Figura 6.7-8

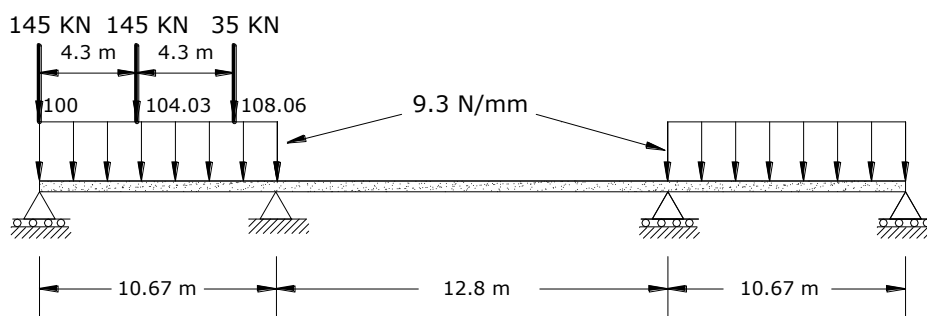


FIGURA 6.7-8 Posición de la carga viva para dar el máximo cortante en el soporte

$$V_{Camion} = [145(1 + 0.51421) + 35(0.12501)] = 224 \text{ kN}$$

$$V_{Carril} = 9.3(0.45536)(10.670) = 45.2 \text{ kN}$$

$$1.33V_{Camion} + V_{Carril} = 1.33(224) + 45.2 = 343.12 \text{ kN}$$

□ Vigas Interiores

$$V_{LL+IM} = 0.826(1.115)(343.12) = 316 \text{ kN}$$

□ Vigas Exteriores

$$V_{LL+IM} = 0.757(1.115)(343.12) = 289.61 \text{ kN}$$

► Ubicación 110: El camión de diseño gobierna esta posición ver Tabla 4.6 y Figura 6.7-9

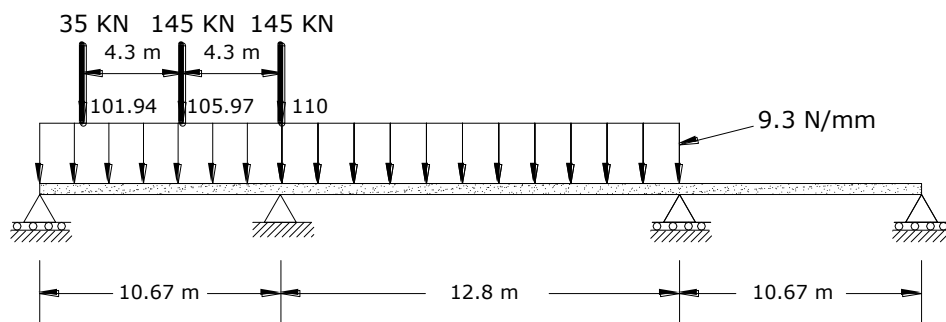


FIGURA 6.7-9 Posición de la carga viva para dar el máximo cortante en el lado izquierdo del soporte interior

$$V_{\text{Camión}} = [145(-1 - 0.69122) + 35(-0.23977)] = -253.62 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Carril}} = 9.3(-0.63853)(10.670) = -63.36 \text{ kN}$$

$$1.33V_{\text{Camión}} + V_{\text{Carril}} = 1.33(-253.62) + (-63.36) = -400.67 \text{ kN}$$

□ Vigas Interiores

$$V_{LL+IM} = 0.826(1.115)(-400.67) = -369.01 \text{ kN}$$

□ Vigas Exteriores

$$V_{LL+IM} = 0.757(1.115)(-400.67) = -338.20 \text{ kN}$$

▷ Ubicación 200: El camión de diseño gobierna esta posición ver Tabla 4.6 y Figura 6.7-10

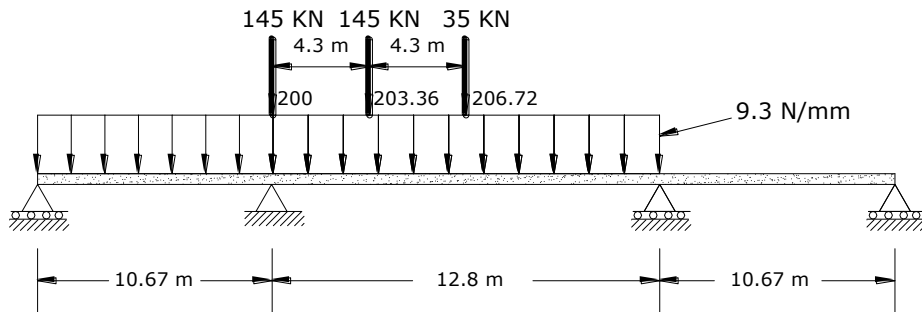


FIGURA 6.7-10 Posición de la carga viva para dar el máximo cortante en el lado derecho del soporte interior

$$V_{\text{Camión}} = [145(1 + 0.69064) + 35(0.30028)] = 255.65 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Carril}} = 9.3(0.66510)(10.670) = 66 \text{ kN}$$

$$1.33V_{\text{Camión}} + V_{\text{Carril}} = 1.33(255.65) + 66 = 406.01 \text{ kN}$$

□ Vigas Interiores

$$V_{LL+IM} = 0.826(1.115)(406.01) = 374 \text{ kN}$$

□ Vigas Exteriores

$$V_{LL+IM} = 0.757(1.115)(406.01) = 342.69 \text{ kN}$$

6. - Reacciones en la Subestructura [A3.6.1.3.1]

Las siguientes reacciones son por carril de diseño, sin ninguna distribución de factores. Los carriles deberían estar posicionados transversalmente para producir mayores efectos.

▷ Ubicación 100:

$$R_{100} = V_{100} = 1.33V_{\text{Camión}} + V_{\text{Carril}} = 343.12 \text{ kN/carril}$$

▷ Ubicación 200: ver Figura 6.6-11

$$R_{200} = 1.33[145(1 + 0.69367 + 0.10106) + 35(0.69429 + 0.10000)] + 63.4 + 66 = 508.5 \text{ kN/carril}$$

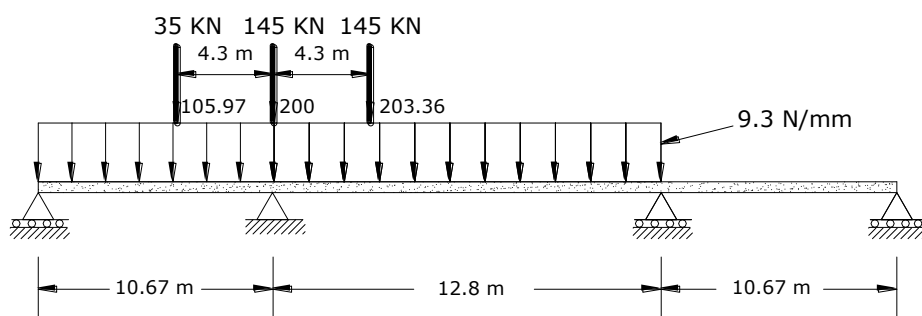


FIGURA 6.7-11 Posición de la carga viva para la máxima reacción en el interior del soporte

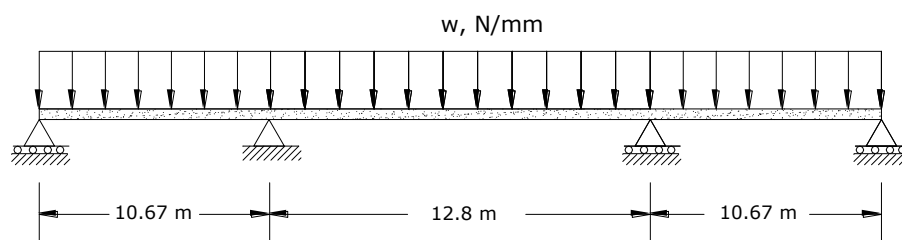


FIGURA 6.7-12 Carga muerta uniformemente distribuida w

H. CALCULAR LAS SOLICITACIONES DEBIDAS A OTRAS CARGAS

Análisis para una carga uniformemente distribuida w ver Figura 6.7-12, ver Tabla 4.3 para los coeficientes

▷ Momentos

$$M = w(\text{area neta})(L)^2$$

$$M_{104} = w(0.07129)(10.67)^2 = 8.116w \text{ kNm}$$

$$M_{200} = w(-0.12179)(10.67)^2 = -13.866w \text{ kNm}$$

$$M_{205} = w(0.05821)(10.67)^2 = 6.627w \text{ kNm}$$

▷ Cortantes

$$V = w(\text{area neta})(L)$$

$$V_{100} = w(0.37821)(10.67) = 4.035w \text{ kN}$$

$$V_{110} = w(-0.62179)(10.67) = -6.634w \text{ kN}$$

$$V_{200} = w(0.060000)(10.67) = 6.402w \text{ kN}$$

□ Vigas Interiores

DC:

$$\text{Losa: } (2400 \times 10^{-9} \times 9.81)(205)(2400) = 11.78 \text{ N/mm}$$

$$\text{Alma viga T: } (2400 \times 10^{-9} \times 9.81)(350)(990 - 205) = \underline{6.47 \text{ N/mm}}$$

$$\underline{w_{DC} = 18.25 \text{ N/mm}}$$

DW:

$$\text{Capa de Rodadura: } (2400 \times 10^{-9} \times 9.81)(75)(2400) = 4.04 \text{ N/mm}$$

$$\underline{w_{DW} = 4.04 \text{ N/mm}}$$

Determinados los valores de w reemplazar en las expresiones de momentos y cortantes:

Tabla 6.7-1

Tipo de Carga	w	Momento (kNm)			Cortante (kN)		
		M_{104}	M_{200}	M_{205}	V_{100}	V_{110}	V_{200}
DC	18.25	148.20	-253.12	121.00	73.63	-121.07	116.84
DW	4.04	32.80	-56.03	26.8	16.30	-26.80	25.86
LL + IM	-	479.51	-405.44	454.47	316	-369.01	374

□ Vigas Exteriores

Usar los resultados del diseño de tablero para las reacciones sobre las vigas exteriores

DC:

$$\text{Alma viga T: } (2400 \times 10^{-9} \times 9.81)(175)[(990 - 230) + (990 - 205)] = 6.37 \text{ N/mm}$$

$$\text{Tablero: } 4.63 \text{ N/mm}$$

$$\text{Voladizo: } 6.75 \text{ N/mm}$$

$$\text{Barreras: } 6.74 \text{ N/mm}$$

$$\underline{w_{DC} = 24.49 \text{ N/mm}}$$

DW:

$$\underline{w_{DW} = 2.76 \text{ N/mm}}$$

Determinados los valores de w reemplazar en las expresiones de momentos y cortantes:

Tabla 6.7-2

Tipo de Carga	w	Momento (kNm)			Cortante (kN)		
		M_{104}	M_{200}	M_{205}	V_{100}	V_{110}	V_{200}
DC	24.49	198.86	-339.68	162.37	98.81	-162.47	156.78
DW	2.76	22.40	-38.28	18.3	11.14	-18.31	17.67
LL + IM	-	486.60	-418.15	476.50	289.61	-338.20	342.69

I. INVESTIGAR EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO**1 - 3 Para vigas pretensadas, No aplicable a este ejemplo****4.- Durabilidad [C5.12.1]:**

Tiene por objetivo lograr mayor durabilidad incluyen la calidad d el hormigón el adecuado recubrimiento del hormigón sobre las armaduras, el uso de combinaciones cemento agregados no reactivos, buena compactacion del hormigón, adecuado contenido agua cemento y un buen curado

- Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas [Tabla 5.12.3-1]

Exposición a sales anticongelantes	60mm	} El recubrimiento sobre zunchos y estribos 12mm menos
Otras situaciones exteriores	50mm	
Losas hormigonadas in situ	25mm	

- Altura efectiva , asumir $\phi 32 = 32.258 \text{ mm}$

Flexion Positiva

$$d_{pos} = (990 - 15) - \left(50 + \frac{32.258}{2} \right) = 909 \text{ mm}$$

Flexion Negativa

$$d_{neg} = 990 - \left(60 + \frac{32.258}{2} \right) = 914 \text{ mm}$$

5. - Control de la fisuración [A5.7.3.4]

La fisuración por flexión es controlado por la separación s en la armadura mas cercana a la cara de tracción debajo esfuerzos de cargas de servicio.

$$s \leq \frac{123000}{\beta_s f_s} \gamma_e - 2d_c$$

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

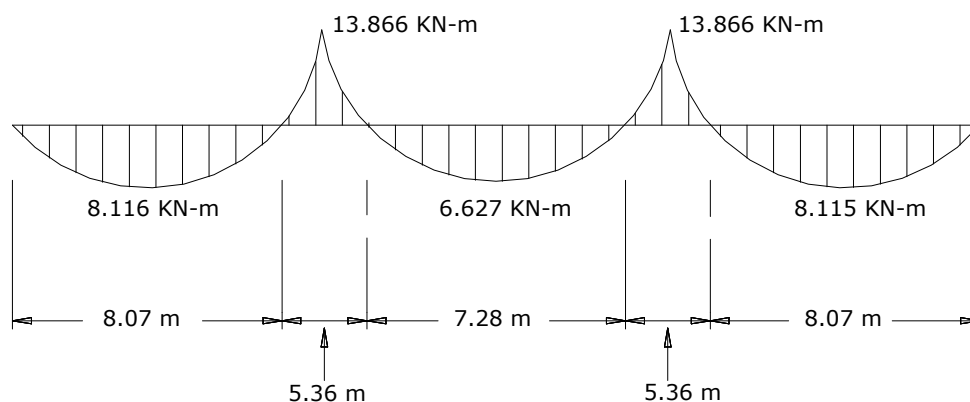


FIGURA 6.7-13 Longitud entre puntos de inflexión para cargas permanentes

a) Ancho de ala efectiva [A4.6.2.6.1]

Depende de la longitud efectiva $L_{efec.}$ del tramo, lo cual esta definido como la distancia entre los puntos de inflexión debidos a las cargas permanentes, para vigas continuas ver Fig 6.7-13:

Flexión Positiva M_{104}

$$L_{efec.} = 8070 \text{ mm}$$

$$b_i \leq \begin{cases} \frac{1}{4} L_{efec} = \frac{1}{4}(8070) = 2018 \text{ mm} \\ 12t_s + b_w = 12(190) + 350 = 2630 \text{ mm} \\ S = 2440 \text{ mm} \end{cases}$$

$$b_e - \frac{1}{2}b_i \leq \begin{cases} \frac{1}{8} L_{efec} = \frac{1}{8}(8070) = 1009 \text{ mm} \\ 6t_s + \frac{1}{2}b_w = 6(190) + \frac{1}{2}(350) = 1315 \text{ mm} \\ \text{ancho del voladizo} = 990 \text{ mm} \end{cases}$$

$$b_e = \frac{1}{2}(2018) + 990 = 1999 \text{ mm}$$

$$\underline{b_i = 2020 \text{ mm}}$$

$$\underline{b_e = 2000 \text{ mm}}$$

b) Armadura de Flexión Positiva – Viga Exterior

Para el Estado Límite de Servicio [Tabla A3.4.1-1] $\eta = 1$, $\gamma = 1$, las cargas de momento son de la Tabla 6.7-1.

$$M_{104} = \sum \eta_i \gamma_i Q_i = M_{DC} + M_{DW} + mg \gamma M_{LL+IM}$$

$$M_{104} = (198.86 + 22.4 + 486.6) = 707.86 \text{ kNm}$$

$$\underline{M_{104} = 707.86 \text{ kNm}}$$

$$M_{104} = 707.86 \text{ kNm} \quad f'_c = 30 \text{ MPa} \quad f_y = 400 \text{ MPa} \quad d_{pos} = 909 \text{ mm}$$

Asumir:

$$j = 0.875 \quad f_s = 0.6 f_y = 0.6(400) = 240 \text{ MPa} = \text{N/mm}^2$$

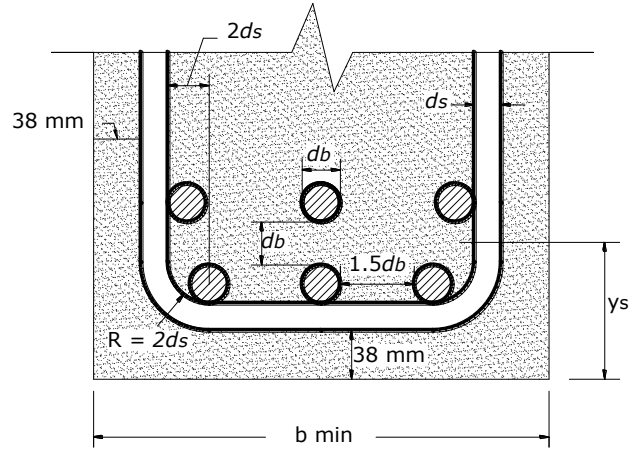
Entonces:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{707.86 \times 10^6}{240(0.875)(909)} = 3708.2 \text{ mm}^2$$

$$6 \text{ Barras } \phi 28 \Rightarrow A_s = 3871 \text{ mm}^2$$

El ancho mínimo de la viga debe considerar el diámetro de doblado [A5.10.2.3-1]

Para estribos $\phi 12$ y barras $\phi 28$ ver Figura 6.7-14

**FIGURA 6.7-14** Separación de la armadura en el alma de la viga T

$$\text{Radio interno} = 2d_s > \frac{1}{2}d_b$$

$$2(12.7) > \frac{1}{2}(28.65)$$

$$25.4 > 14.32$$

EL centro de la barra $\phi 28$ estará colocado perpendicular al estribo a una distancia de ($2d_s = 25.4$ mm).

$$b_{\min} = 2(38 + 3d_s) + 2d_b + 2(1.5d_b)$$

$$b_{\min} = 2(38 + 3 \times 12.7) + 5(28.65)$$

$$b_{\min} = 300 \text{ mm} \Rightarrow \underline{b_w = 350 \text{ mm}}$$

Tres barras $\phi 28$ se ajustará en un $b_w = 350$ mm

$$y_s = 38 + 12.7 + 28.65 + \frac{1}{2}(28.65) = 94 \text{ mm}$$

$$d_{pos} = (990 - 15) - 94 = 881 \text{ mm}$$

Revisar la fisuración mediante la sección transformada [A5.7.3.4] ver Figura 6.7-15

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7 \quad b = b_e = 2000 \text{ mm} \quad A_s = 3871 \text{ mm}^2$$

Asumiendo que el eje neutro se encuentra en el ala ver Fig. 6.3-15

Ubicación del eje neutro (x):

$$\frac{1}{2}bx^2 = nAs(d - x)$$

$$\frac{1}{2}(2000)(x^2) = (7 \times 3871)(881 - x)^2$$

$$x = 141.5 \text{ mm}$$

El eje neutro se encuentra en el ala, por lo tanto lo que fue asumido es correcto.

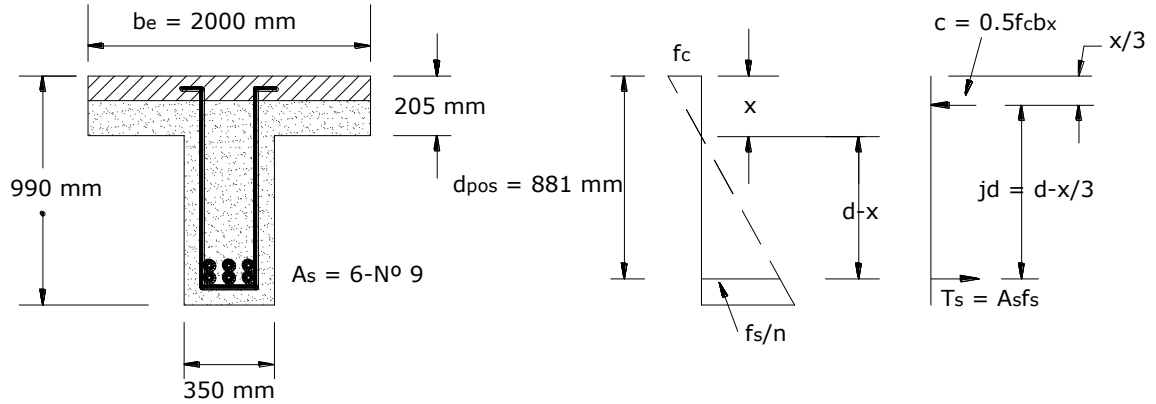


FIGURA 6.7-15 Sección fisurada para momento positivo en la ubicación 104

La actual separación de las barras debería ser comparado con la máxima separación permitida para el control de la fisuración ver Figura 6.7-16.

Separación Actual: $s = \{350 - 2(38 + 3 \times 12.7)\} / 2 = 100 \text{ mm}$

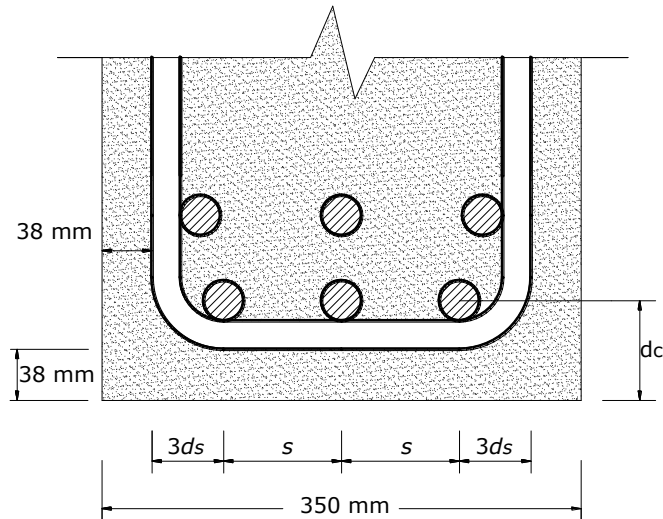


FIGURA 6.7-16 Separación en las armaduras cercanas a la cara de tracción

Separación Máxima:

$$s = \frac{123000}{\beta_s f_s} \gamma_e - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} ; \quad \gamma_e = 0.75 \text{ factor de exposición tipo 2}$$

La relación entre el esfuerzo del acero f_s y el esfuerzo en el concreto f_c es:

$$f_s = n f_c = n \frac{M \cdot (d - x)}{I_{cr}}$$

$$n = 7 \quad M = 707.86 \text{ kNm} \quad d = 881 \text{ mm} \quad x = 141.5 \text{ mm}$$

$$d_c = 38 + 12.7 + \frac{28.65}{2} = 65.02 \text{ mm}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{65.02}{0.7(975 - 65.02)} = 1.10$$

Determinar el momento de inercia de la sección fisurada:

$$I_{cr} = \frac{1}{3} b x^3 + n A_s (d - x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} (2000) (141.5)^3 + 7 (3871) (881 - 141.5)^2 = 16.7 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$f_s = n \frac{M (d - x)}{I_{cr}} = 7 \frac{707.86 \times 10^6 (881 - 141.5)}{16.7 \times 10^9} = 219.4 \text{ N/mm}^2$$

$$s \leq \frac{123000}{\beta_s f_s} \gamma_e - 2 d_c = \frac{123000}{1.100 (219.4)} 0.75 - 2 (65.02) = 252.2 \text{ mm}$$

$$s \leq 252.2 \text{ mm} > s = 100 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

∴ 6 Barras $\phi 28$ inferiores están bien para el control de la fisuración

c) Armadura de Flexión Negativa – Viga Exterior

Para el Estado Límite de Servicio [Tabla A3.4.1-1] $\eta = 1$, $\gamma = 1$, las cargas de momento son de la Tabla 6.7-1.

$$M_{200} = \sum \eta_i \gamma_i Q_i = M_{DC} + M_{DW} + m g \gamma M_{LL+IM}$$

$$M_{200} = (-339.68 - 38.28 - 418.15) = -796.11 \text{ kNm}$$

$$\underline{M_{200} = -796.11 \text{ kNm}}$$

Tratar con 9 barras $\phi 25$ $A_s = 4587 \text{ mm}^2$

La armadura de tracción se distribuye sobre el menor de: El ancho de ala efectivo [A4.6.2.1] o

$$\text{Flexión Negativa } M_{200}$$

$$L_{efec.} = 5360 \text{ mm}$$

$$b_i = \frac{1}{4} L_{efec} = \frac{1}{4} (5360) = 1340 \text{ mm}$$

$$b_e = \frac{1}{2} b_i + \frac{1}{8} L_{efec} = \frac{1}{2} (1340) + \frac{1}{8} (5360) = 1340 \text{ mm}$$

Un ancho igual 1/10 del promedio de los tramos adyacentes entre apoyos [A5.7.3.4-2007].

$$\frac{1}{10} L_{prom} = \frac{1}{10} (11735) = 1174 \text{ mm}$$

Según el [A5.7.3.4] si el ancho del ala efectivo es mayor que de la longitud del tramo, en las porciones exteriores del ala se debera disponer armadura longitudinal adicional con un área no menor que 0.4% del area de losa en exceso.

Acero adicional $A_s > 0.004 (\text{Area de losa en exceso})$

$$A_s > 0.004 (190) (1340 - 1174) = 126.2 \text{ mm}^2$$

Adicionar 2 barras $\phi 12 = 258 \text{ mm}^2$ ver Figura 6.7-17

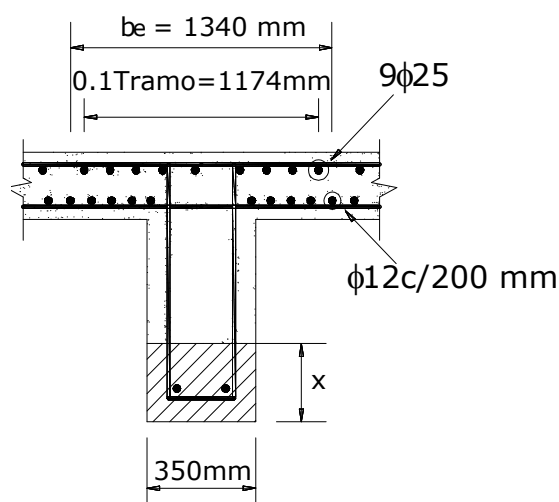


FIGURA 6.7-17 Sección fisurada para momento negativo en la ubicación 200

Separación de 9 barras $\phi 25 = 1174/8 = 147 \text{ mm}$. El cálculo de la máxima separación permitida entre barras depende del esfuerzo de tracción (f_s) debido a las cargas de servicio.

Entonces d_{neg} para barras $\phi 25$ es:

$$d_{neg} = 990 - 60 - 12.7 - \frac{25.4}{2} = 905 \text{ mm} \quad n=7 \quad A_s = 4587 \text{ mm}^2 \quad b_w = b = 350 \text{ mm}$$

Ubicación del eje neutro (x):

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} b x^2 &= n A_s (d - x) \\ \frac{1}{2} (350) (x^2) &= (7 \times 4587) (905 - x) \\ x &= 326 \text{ mm} \end{aligned}$$

Separación Máxima:
$$s = \frac{123000}{\beta_s f_s} \gamma_e - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} \quad ; \quad \gamma_e = 0.75 \text{ factor de exposicion tipo 2}$$

La relación entre el esfuerzo del acero f_s y el esfuerzo en el concreto f_c es:

$$f_s = n f_c = n \frac{M \cdot (d - x)}{I_{cr}}$$

$$M = 796.11 \text{ kNm} \quad d = 905 \text{ mm} \quad x = 326 \text{ mm}$$

$$d_c = 60 + 12.7 + \frac{25.4}{2} = 85.4 \text{ mm}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{85.4}{0.7(990 - 85.4)} = 1.135$$

Determinar el momento de inercia de la sección fisurada:

$$I_{cr} = \frac{1}{3} b x^3 + n A_s (d - x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} (350) (326)^3 + 7 (4587) (905 - 326)^2 = 14.8 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$f_s = n \frac{M (d - x)}{I_{cr}} = 7 \frac{707.86 \times 10^6 (905 - 326)}{14.8 \times 10^9} = 218 \text{ N/mm}^2$$

$$s \leq \frac{123000}{\beta_s f_s} \gamma_e - 2d_c = \frac{123000}{1.100(218)} 0.75 - 2(85.4) = 202. \text{ mm}$$

$$s \leq 202 \text{ mm} > s = 147 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

∴ 9 Barras $\phi 25$ superiores estan bien para el control de la fisuración

6. - Carga por Fatiga

- Un camión de diseño con la separación constante de 9000 mm entre los ejes de 145000 N [A3.6.2.1]
- Carga dinámica permitida $IM = 15\%$ [A.3.6.2.1]
- Factor de distribución de 1.2 debería ser quitado [C3.6.1.1.2]
- Se deberá utilizar el factor de distribución para un carril de circulación [A3.6.1.4.3b]
- ▷ Debe considerarse la fatiga en las ubicaciones 104 y 200 [A5.5.3.1]
- ▷ Rango de tension de fatiga (f_f) permitida en las armaduras [A5.5.3.2]

$$f_f \leq 145 - 0.33 f_{\min} + 55 \left(\frac{r}{h} \right)$$

donde: f_{\min} = mínima tensión por sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a fatiga la tracción se considera (+), la compresión (-) (MPa)

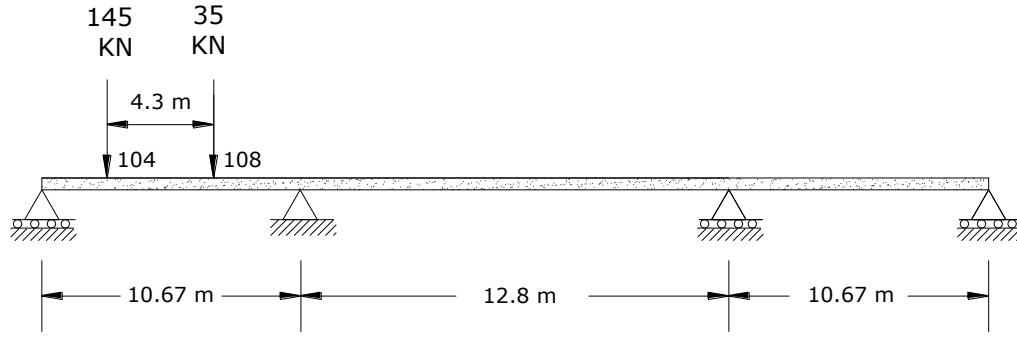


FIGURA 6.7-18 Ubicación del camión de fatiga para el momento máximo en tracción

► Ubicación 104 – Vigas Exteriores (Fig. 6.6-18) el factor de distribución es:

$$g_M^{SE} \Upsilon = m g_M^{SE} \frac{\Upsilon}{m} = \frac{0.757(0.948)}{1.2} = 0.598 \quad [C3.6.1.1.2]$$

Momento por carga de fatiga para la máxima tracción en la armadura es, para las ordenadas de influencia ver Tabla 4.3:

$$M_{LL}^+ = [145(0.20700) + 35(0.05171)]10.67 = 340 \text{ kNm}$$

$$M_{104}^+ = 0.75 \left[g_M^{SE} \Upsilon M_u (1 + IM) \right]$$

$$M_{104}^+ = 0.75(0.598)(340)(1.15) = 175.36 \text{ kNm}$$

Momento por carga de fatiga para la máxima compresión en la armadura es ver Fig 6.7-19:

$$M_{LL}^- = [145(-0.04135 + 0.0053312) + 35(0.0097592)]10.67 = -52.08 \text{ kNm}$$

$$M_{104}^- = 0.75 \left[g_M^{SE} \Upsilon M_u (1 + IM) \right]$$

$$M_{104}^- = 0.75(0.598)(52.08)(1.15) = -26.86 \text{ kNm}$$

El momento por carga de fatiga varía de -26.86 a 175.36 . El momento por carga muerta para viga exterior está dado en la Tabla 6.7-1.

El momento por carga muerta es:

$$M_{DL} = M_{DC} + M_{DW} = 198.86 + 22.4 = 221.26 \text{ kNm}$$

El momento combinado en la ubicación 104 debido a la carga permanente más la carga del camión de fatiga es siempre positivo y nunca produce compresión en el acero de flexión inferior. Por tanto el máximo y mínimo esfuerzo por fatiga son calculados usando el momento positivo fisurado.

Esfuerzo máximo por fatiga es:

$$f_{\max} = \frac{n(M_{DL} + M_{TF \max})(d_{\text{pos}} - x)}{I_{cr}}$$

$$f_{\max} = \frac{7(221.26 + 175.36)(881 - 141.5)(10^6)}{16.7 \times 10^9} = 122.94 \text{ N/mm}^2$$

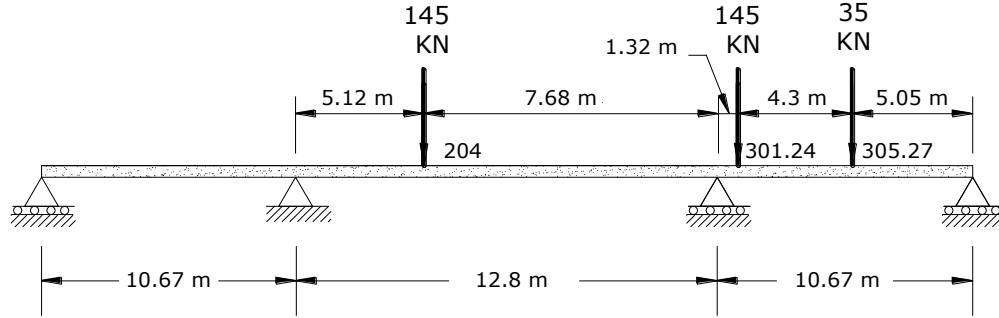


FIGURA 6.7-19 Ubicación del camión de fatiga para el momento máximo de compresión

Esfuerzo mínimo por fatiga es:

$$f_{\min} = \frac{n(M_{DL} + M_{TF \min})(d_{pos} - x)}{I_{cr}}$$

$$f_{\min} = \frac{7(221.26 - 26.86)(881 - 141.5)(10^6)}{16.7 \times 10^9} = 60.25 \text{ N/mm}^2$$

El rango de tensión de fatiga en la ubicación 104 es:

$$f_f = 122.94 - 60.25 = 62.69 \text{ N/mm}^2$$

El límite del rango de tensión es:

$$145 - 0.33(60.25) + 55(0.3) = 141.6 \text{ N/mm}^2 > 62.69 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

► Ubicación 200

Basados en los previos cálculos los momentos debidos a LL+IM en la ubicación 200 son menos que los determinados en la ubicación 104. Por tanto por simple inspección los esfuerzos de fatiga en esta ubicación no son críticos.

7. - Cálculo de Deflexiones y Flechas

Para el Estado Límite de Servicio I, $\eta = 1$, $\gamma = 1$,

$$U = \sum \eta_i \gamma_i Q_i = DC + DW + (LL + IM)$$

a) Criterios para la Deflexión - Carga Viva [A2.5.2.6.2]

□ Factores de distribución para deflexiones [C2.5.2.6.2]

$$mg = m \frac{N_L}{N_B} = 0.85 \left(\frac{3}{6} \right) = 0.425$$

donde:

N_L = Número de carriles

N_B = Número de vigas [A3.6.1.1.2]

m = Factor de distribución m para 3 carriles = 0.85

□ Para los puentes oblicuos se puede usar una sección transversal recta .

□ Usar un camión de diseño o carril de diseño mas el 25% del camión de diseño [A3.6.1.3.2]

□ Límites de deflexión para sobrecarga viva [A.2.5.2.6.2]

Primer Tramo

$$\Delta_{permitida} = \frac{\text{Longitud}}{800}$$

$$\Delta_{permitida} = \frac{10670}{880} = 13.33 \text{ mm}$$

b) Propiedades de la sección fisurada en la ubicación 104

$$d_{pos} = 881 \text{ mm} \quad x = 141.5 \text{ mm} \quad I_{cr} = 16.7 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Area bruta (A_g) de la sección ver Fig. 6.7-20:

$$A_g = 350(785) + 2000(190) = 654750 \text{ mm}^2$$

Determinación del eje neutro (x) Fig. 6.7-20:

$$x = \frac{350(785)(392.5) + 2000(190)(880)}{350(785) + 2000(190)} = 675.45 \text{ mm}$$

Determinación de la Inercia:

$$I_g = \frac{1}{12}(350)(785)^3 + 350(785)(675.45 - 392.5)^2 + \frac{1}{12}(2000)(190)^3 + 2000(190)(880 - 675.45)^2 = 53.15 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

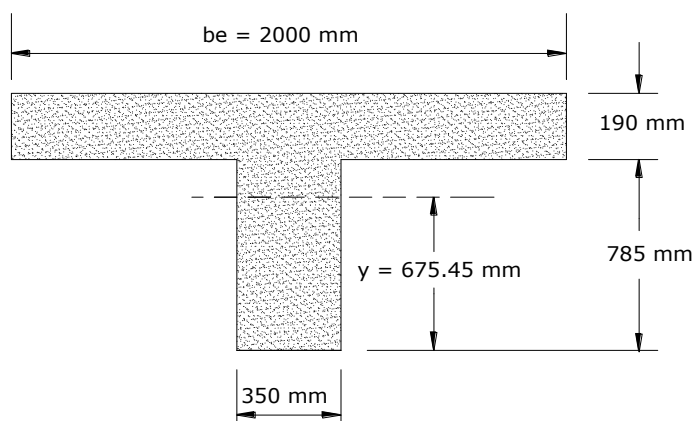


FIGURA 6.7-20 Área bruta de la sección

c) **Deflexión Estimada por sobrecarga viva** en la ubicación 104 Asumir la deflexión máxima donde esta el momento máximo ver Figura 6.7-21

$$M_{104} = 110(0.207 + 0.158074)(10.670) = 428.5 \text{ kNm}$$

$$M_{200} = 110(-0.08250 - 0.092363)10.67 = -205.24 \text{ kNm}$$

Momento Total en 104:

$$M_a = M_{DC} + M_{DW} + mgM_{LL}(1 + IM)$$

$$M_a = 198.86 + 22.4 + 0.425(428.5)(1.33) = 463.47 \text{ kNm}$$

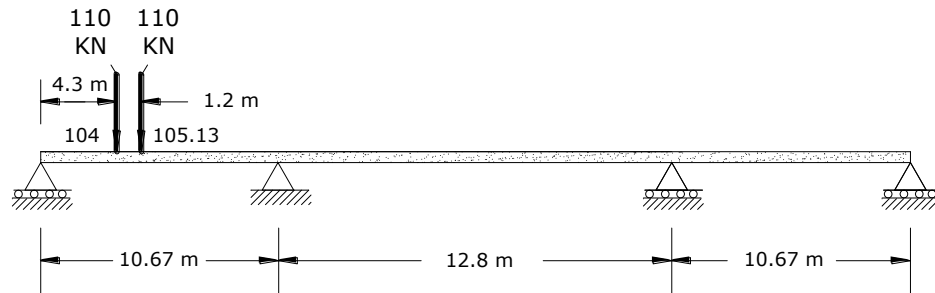


FIGURA 6.7-21 Ubicación de la carga viva para la deflexión en la ubicación 104

Momento de Inercia Efectivo I_e [A5.7.3.6.2]:

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \quad E_c = 4800\sqrt{30} = 26290 \text{ MPa} \quad f_r = 0.63\sqrt{f'_c} = 0.63\sqrt{30} = 3.45 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{x} = (3.45) \frac{53.15 \times 10^9}{675.45} = 271.5 \times 10^6 \text{ Nmm} ; \quad I_{cr} = 16.7 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr}$$

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 = \left(\frac{271.5 \times 10^6}{463.47 \times 10^6} \right)^3 = 0.2010$$

$$I_e = 0.2010(53.15 \times 10^9) + (1 - 0.2010)(16.7 \times 10^9) = 24.03 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$EI = E_c I_e = 26290(24.03 \times 10^9) = 631.7 \times 10^{12}$$

El cálculo de la deflexión en la ubicación 104 el primer tramo se considera como una viga simplemente apoyada con un momento final y usando superposición ver Fig. 6.7-22.

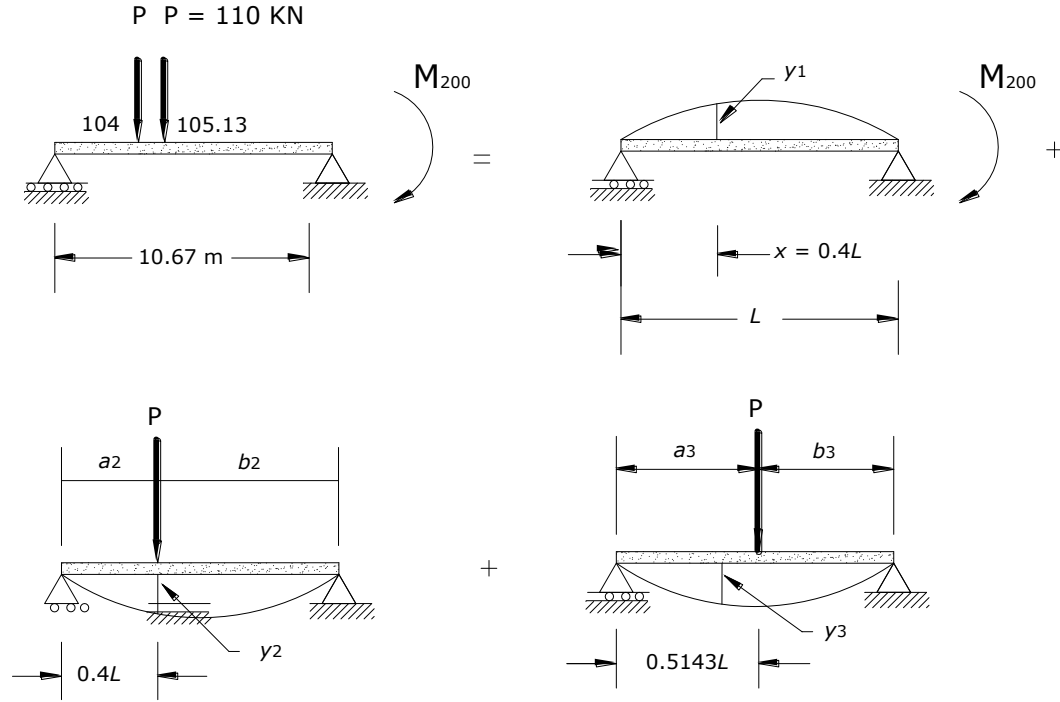


FIGURA 6.7-22 Deflexión estimada por superposición

Las deflexiones para el camión de diseño son:

$$y_1 = \frac{L^2}{6EI} \left[M_{ij} (2\xi - 3\xi + \xi^2) - M_{ji} (\xi - \xi^3) \right] \quad ; \quad \xi = \frac{x}{L}$$

$$M_{ij} = 0 \quad M_{ji} = M_{200} = -205.24 \text{ kNm}$$

$$y_1 = -\frac{10670^2}{6(631.7 \times 10^{12})} \left[-(-205.24 \times 10^6)(0.4 - 0.4^3) \right] = 2.07 \text{ mm}$$

$$\underline{y_1 = 2.07 \text{ mm}} \uparrow \text{ hacia arriba}$$

$$y_2 = \Delta_x = (x < a) = \frac{Pbx}{6EI} (L^2 - b^2 - x^2) \quad [\text{Manual AISC - 2001, Caso 8}]$$

Para:

$$P = 110 \text{ kN} \quad x = 0.4L = 4268 \text{ mm} \quad b_2 = 6402 \text{ mm}$$

$$y_2 = \frac{110 \times 10^3 (6402)(4268)}{6(631.7 \times 10^{12})} (10670^2 - 6402^2 - 4268^2) = 4.061 \text{ mm}$$

$$\underline{y_2 = 4.061 \text{ mm}} \downarrow \text{ hacia abajo}$$

$$y_3 = \frac{Pbx}{6EI} (L^2 - b^2 - x^2)$$

Para:

$$P = 110 \text{ kN} \quad x = 0.4L = 4268 \text{ mm}$$

$$a_3 = 0.5143L = 0.5143(10670) = 5487.58 \text{ mm}$$

$$b_3 = L - a_3 = 10670 - 5487.58 = 5182.42$$

$$y_3 = \frac{110 \times 10^3 (5182.42)(4268)}{6(631.7 \times 10^{12})(10670)} (10670^2 - 5182.42^2 - 4268^2) = 4.13 \text{ mm}$$

$$\underline{y_3 = 4.13 \text{ mm}} \downarrow \quad \text{hacia abajo}$$

→ *Deflexion Estimada (LL + IM) en la ubicación 104:*

Con tres carriles de tráfico soportados en 6 vigas, cada viga carga solo una mitad de carga de carril. Incluyendo el impacto y los factores de presencia múltiple, la deflexion estimada por carga viva es:

$$\Delta_{104}^{LL+IM} = mg(-y_1 + y_2 + y_3)(1 + IM)$$

$$\Delta_{104}^{LL+IM} = 0.85(0.5)(-2.07 + 4.06 + 4.13)$$

$$\Delta_{104}^{LL+IM} = 2.601 \text{ mm} < \Delta_{\text{permitida}} = 13.3 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

d) Flecha por Carga Muerta [A.5.7.3.6.2]

Las cargas muertas son de las Tablas 6.7-1 y 6.7-2

Carga

Muerta	Vigas Interiores (kN/m)	Vigas Exteriores (kN/m)
w_{DC}	18.25	24.49
w_{DW}	<u>4.040</u>	<u>2.760</u>
w_{DL}	22.29	27.25

→ *Análisis de Carga Unitaria* (ver Fig. 6.7-23)

→ *Ecuaciones de deflexión* : Para una viga simple a una distancia x del apoyo izquierdo:

$$\Delta_x = \frac{wx}{24EI} (L^3 - 2Lx^2 + x^3) \quad \Delta_{CL} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

[Manual AISC – 2001, Caso 1]

Para una viga simple en $\xi = \frac{x}{L}$ desde i final, debido a los momentos en los extremos.

$$y = \frac{L^2}{6EI} \left[M_{ij} (2\xi - 3\xi^2 + \xi^3) - M_{ji} (\xi - \xi^3) \right] \quad ; \quad \xi = \frac{x}{L}$$

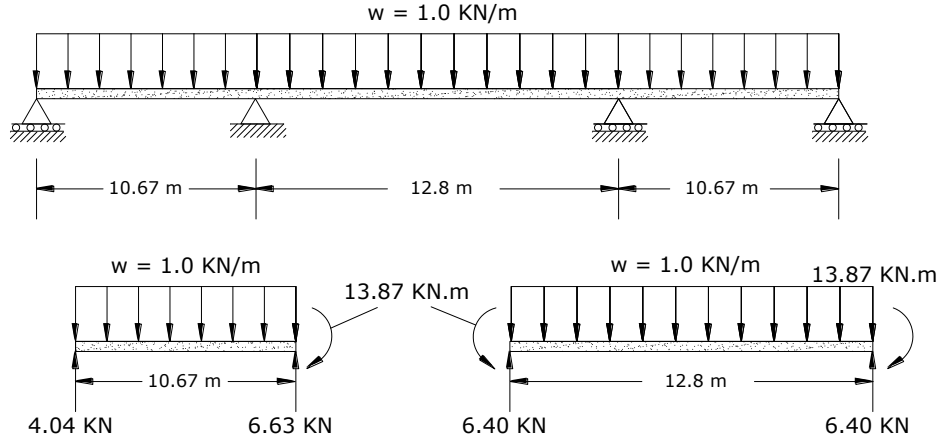


FIGURA 6.7-23 Análisis de la carga uniformemente distribuida

—Flexión a la Rigidez para Deflexiones a Largo Plazo: La deflexión a largo plazo es la deflexión instantánea multiplicada por el factor de fluencia lenta λ o sea.

$$\Delta_{LT} = \lambda \Delta_i$$

Entonces:

$$\Delta_{flecha} = \Delta_i + \Delta_{LT} = (1 + \lambda) \Delta_i$$

□ Si la deflexión instantánea esta basada sobre I_g entonces $\lambda = 4$ [A5.7.3.6.2]

□ Si la deflexión instantánea esta basada sobre I_e entonces: $\lambda = 3.0 - 1.2 \left(\frac{A'_s}{A_s} \right) \geq 1.6$
[A5.7.3.6.2]

▷ Ubicación 104:

$$x = 0.4L = 4268 \text{ mm} \quad w = 1 \text{ N/mm} \quad M_{ij} = 0 \quad M_{ji} = -13.87 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\Delta_i = \Delta_x + y$$

$$\Delta_i = \frac{wx}{24EI} (L^3 - 2Lx^2 + x^3) + \frac{L^2}{6EI} [M_{ij} (2\xi - 3\xi^2 + \xi^3) - M_{ji} (\xi - \xi^3)]$$

$$\Delta_x = \frac{1(4268)}{24(631.7 \times 10^{12})} (10670^3 - 2(10670)(4268)^2 + 4268^3) = 0.254 \text{ mm}$$

$$y = \frac{10670^2}{6(631.7 \times 10^{12})} (-13.87 \times 10^6) (0.4 - 0.4^3) = -0.140 \text{ mm}$$

$$\Delta_i = 0.254 - 0.140 = 0.114 \text{ mm} \downarrow \quad \text{hacia abajo}$$

□ **Viga Interior**

$$w_{DL} = 22.29 \text{ N/mm}$$

$$\Delta_i = 0.114 \times 22.29 = 2.54 \text{ mm},$$

∴ Deflexión Instantanea Promedio $\Delta_i = 3 \text{ mm}$

Usando:

$$A_s = 6\phi 28 = 3871 \text{ mm}^2 \quad A'_s = 2\phi 25 = 1013 \text{ mm}^2$$

$$\lambda = 3.0 - 1.2 \left(\frac{1013}{3871} \right) = 2.69 \text{ mm} \geq 1.6$$

□ **Viga Exterior**

$$w_{DL} = 27.25 \text{ N/mm}$$

$$\Delta_{f_{flecha}}^f = w_{DL} (1 + \lambda) \Delta_i = 27.25 (1 + 2.69) (0.114) = 11.46 \text{ mm}$$

□ **Viga Interior**

$$w_{DL} = 22.29 \text{ N/mm}$$

$$\Delta_{f_{flecha}}^f = w_{DL} (1 + \lambda) \Delta_i = 22.29 (1 + 2.69) (0.114) = 9.38 \text{ mm}$$

∴ Deflexión a largo plazo Promedio $\Delta_{f_{flecha}}^f = 11 \text{ mm}$

▷ Ubicación 205:

Asumir la misma flexión de rigidez como en la ubicación 104.

$$L = 12800 \text{ mm} \quad x = 0.5L = 5335 \text{ mm} \quad w = 1 \text{ N/mm} \quad EI = 631.7 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

$$M_{ij} = -M_{ji} = 13.87 \times 10^6 \text{ Nmm} \quad \xi = \frac{0.5L}{L} = \frac{1}{2}$$

$$\Delta_{CL} = \frac{5wL^4}{384EI} \quad ; \quad y = \frac{L^2}{6EI} \left[M_{ij} \left(2\xi - 3\xi^2 + \xi^3 \right) - M_{ji} \left(\xi - \xi^3 \right) \right]$$

$$\Delta_i = \frac{5(1)(12800)^4}{384(631.7 \times 10^{12})} - \frac{12800^2}{6(631.7 \times 10^{12})} \left[13.87 \times 10^6 \left(2\frac{1}{2} - 3\left(\frac{1}{2}\right)^2 + \left(\frac{1}{2}\right)^3 + \left(\frac{1}{2}\right) - \left(\frac{1}{2}\right)^3 \right) \right]$$

$$\Delta_i = 0.553 - 0.449 = 0.100 \text{ mm} \downarrow \quad \text{hacia abajo}$$

□ **Viga Exterior**

$$w_{DL} = 27.25 \text{ N/mm}$$

$$\Delta_i = 0.100 \times 27.25 = 2.7 \text{ mm}$$

□ **Viga Interior**

$$w_{DL} = 22.29 \text{ N/mm}$$

$$\Delta_i = 0.100 \times 22.29 = 2.23 \text{ mm},$$

∴ Deflexión Instantanea Promedio $\Delta_i = 3 \text{ mm}$

□ **Viga Exterior**

$$w_{DL} = 27.25 \text{ N/mm}$$

$$\Delta f_{flecha} = w_{DL} (1 + \lambda) \Delta_i = 27.25 (1 + 2.69) (0.100) = 10 \text{ mm}$$

□ **Viga Interior**

$$w_{DL} = 22.29 \text{ N/mm}$$

$$\Delta f_{flecha} = w_{DL} (1 + \lambda) \Delta_i = 22.29 (1 + 2.69) (0.100) = 9.22 \text{ m}$$

∴ Deflexión a largo plazo Promedio $\Delta f_{flecha} = 10 \text{ mm}$

Las flechas deberan ser ubicadas en los encofrado para compesnar las deflexiones. Deflexiones por carga muerta en todas las vigas ver Figura 6.7-24

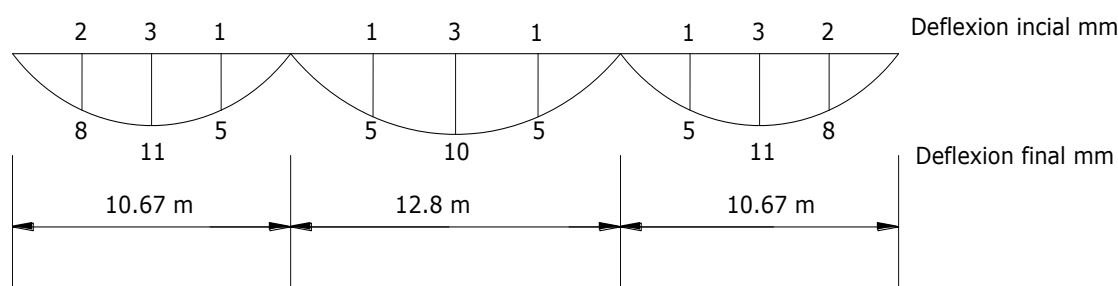


FIGURA 6.7-24 Diagrama de deflexiones por carga muerta en todas las vigas.

J. INVERTIGAR ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

Los cálculos previos para el estado límite de servicio consideraba solo unas pocas secciones críticas en las ubicaciones 104,200,205. Esto para verificar la adecuada sección dada en Fig 6.7-2. Antes para proceder al diseño por resistencia es necesario construir los momentos y cortantes factorados para los 10 puntos. El procedimiento para generar la carga viva esta dado en el capítulo 4 y sumariados en las tablas 4.5 y 4.6 para longitudes de tramo (10670,12800,10670).

El Estado Límite de Resistencia I puede ser expresado como:

$$\eta_i = \eta = 1.0$$

$$U = 1.0 [1.25DC + 1.50DW + 1.75(mgY)LL(1 + IM)]$$

Ahora bien con los datos obtenidos para cargas permanentes de las Tablas 6.7-1 y 6.7-2, la distribución de los factores por sobrecarga viva y las sobrecargas críticas de la Tabla 4.6, se generan los valores de momentos y cortantes para viga exteriores e interiores ver Tabla 6.7-3.

Estos valores esta ploteados en las Fig. 6.7-25.

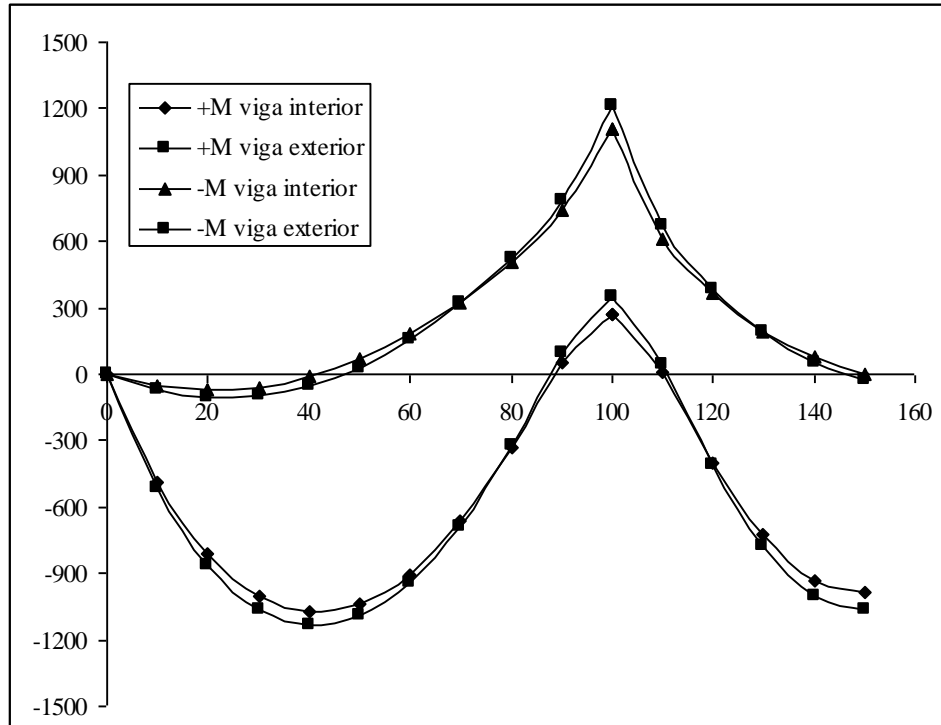
Note que las curvas de las vigas exteriores e interiores casi se unen entonces se puede asumir que un solo diseño sera suficiente.

TABLA 6.7-3 Envolvente de Momentos para tres tramos continuos 10670,12800 y10670

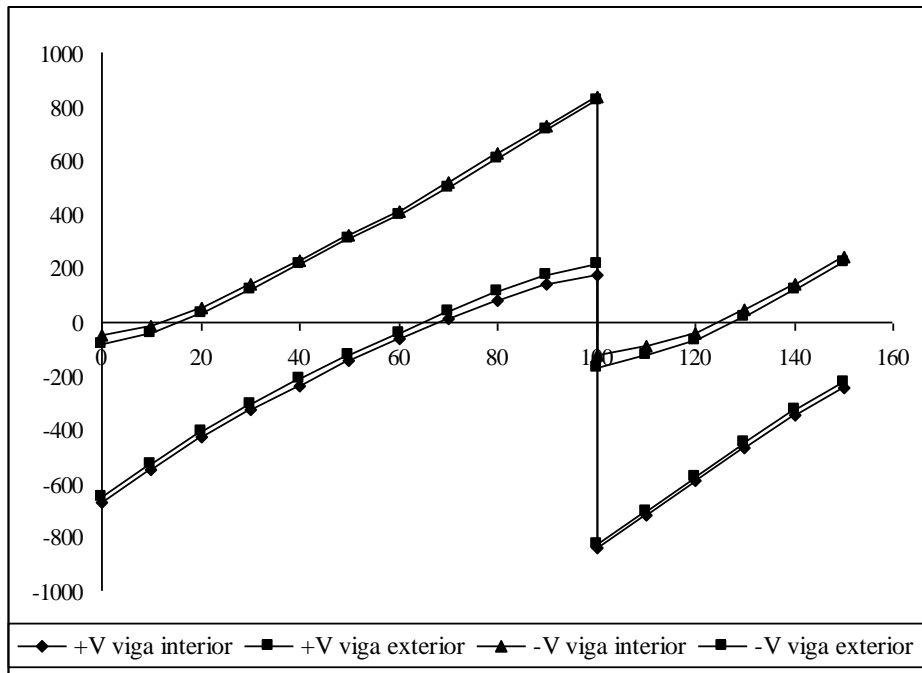
Ubicación	Carga Uniforme Unitaria	Momento Positivo (kNm)			Momento Negativo (kNm)		
		LL+IM Crítico	Viga - Interior Factorado	Viga - Exterior Factorado	LL+IM Crítico	Viga - Interior Factorado	Viga - Exterior Factorado
100	0.00	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
101	3.74	309	490.32	517.93	-45	52.20	73.36
102	6.33	510	814.08	860.63	-90	71.51	107.12
103	7.79	629	1003.51	1060.82	-136	56.74	100.09
104	8.12	678	1073.41	1133.50	-181	10.30	54.72
105	7.30	667	1036.21	1091.30	-226	-68.98	-30.19
106	5.34	605	903.02	945.48	-271	-181.13	-154.66
107	2.25	483	662.68	684.71	-316	-326.18	-318.72
108	-1.98	313	330.08	324.13	-361	-504.07	-522.32
109	-7.36	130	-51.50	-92.38	-424	-737.14	-788.13
110	-13.87	104	-273.42	-350.97	-580	-1108.09	-1211.79
200	-13.87	104	-273.42	-350.97	-580	-1108.09	-1211.79
201	-6.49	147	-10.51	-40.08	-354	-613.13	-671.93
202	-0.75	348	396.94	412.82	-285	-364.47	-385.50
203	3.35	524	726.98	777.22	-243	-195.61	-190.09
204	5.81	633	929.09	1000.15	-203	-76.50	-54.18
205	6.63	663	988.84	1066.47	-162	-3.51	26.01

TABLA 6.7-4 Envolvente de Cortantes para tres tramos continuos 10670,12800 y10670

Ubicación	Carga Uniforme Unitaria	Cotante Positivo (kN)			Cotante Negativo (kN)		
		LL+IM Crítico	Viga - Interior Factorado	Viga - Exterior Factorado	LL+IM Crítico	Viga - Interior Factorado	Viga - Exterior Factorado
100	4.04	343	669.36	646.92	-42	48.85	78.23
101	2.97	285	545.08	524.16	-43	16.43	39.68
102	1.90	231	427.23	407.32	-66	-51.45	-31.38
103	0.84	187	325.51	305.25	-101	-138.67	-120.16
104	-0.23	149	233.46	212.04	-139	-230.72	-213.37
105	-1.30	113	144.63	121.78	-178	-324.38	-308.06
106	-2.37	81	62.25	37.43	-215	-414.83	-399.79
107	-3.43	53	-13.69	-41.01	-260	-518.16	-503.34
108	-4.50	29	-83.18	-113.54	-308	-626.33	-611.32
109	-5.57	13	-139.77	-174.25	-354	-731.28	-716.35
110	-6.63	10	-175.41	-215.77	-401	-837.84	-822.85
200	6.40	406	839.21	822.19	-38	123.60	166.36
201	5.12	353	716.81	699.40	-38	86.63	121.86
202	3.84	298	591.20	573.67	-44	39.99	68.50
203	2.56	242	463.98	446.45	-75	-46.94	-21.79
204	1.28	191	344.81	326.62	-111	-141.93	-119.46
205	0.00	150	241.76	221.56	-150	-241.76	-221.56



a



b

FIGURA 6.7-25 Envolvente de Momentos factorados para los 10 puntos de la Viga T.

(a). Momentos (b) Cortantes

1. – Flexión

a y b. Para acero de pretensado, no aplicable a este ejemplo

c.) Resistencia a la Flexión [A5.7.3.2, Tabla A3.4.1-1]. Para vigas exteriores los momentos son ligeramente mayores.

$$M_U = \sum \eta_i \gamma_i M_i = 1.0(1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+IM})$$

▷ Ubicación 104

Cálculo de los momentos factorados:

$$M_{104} = 1[1.25(198.86) + 1.5(22.4) + 1.75(486.5)]$$

$$M_{104} = 1133.55 \text{ kNm}$$

Este valor es el mismo encontrado en la Tabla 6.7-3

Revisar la resistencia provista por las barras seleccionadas para el control de fisuración ver Figura 6.7-26

$$A_s = 6\phi 28 = 3871 \text{ mm}^2 \quad b_e = 2000 \text{ mm} \quad f_y = 400 \text{ MPa} \quad f'_c = 30 \text{ MPa}$$

Asumir:

$$a < t_s = 190 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_e} = \frac{3871(400)}{0.85(30)(2000)} = 31 \text{ mm}$$

Toda la compresión está en el ala.

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9(3871)(400) \left(881 - \frac{31}{2} \right) = 1206 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 1206 \text{ kNm} > M_U = 1133.55 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

∴ Usar 6 barras $\phi 28$

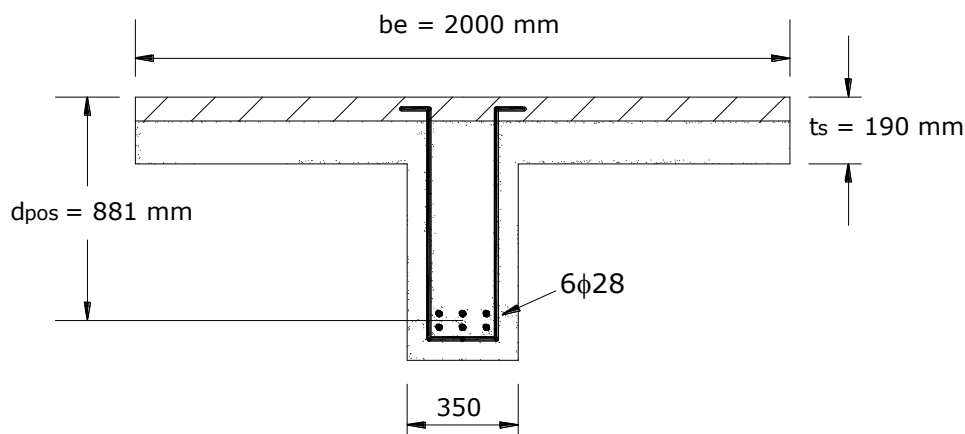


FIGURA 6.7-26 Sección de diseño Momento Positivo

▷ Ubicación 200

Cálculo de los momentos factorados.

$$M_{200} = 1[1.25(-339.68) + 1.5(-38.28) + 1.75(-418.15)]$$

$$M_{200} = -1213.78 \text{ kNm}$$

Este valor es semejante al valor encontrado en la Tabla 6.7-3

Revisar la resistencia proporcionada por las barras seleccionadas para el control de la fisuración ver.

Figura 6.7-27

$$A_s = 9\phi 25 = 4587 \text{ mm}^2 \quad b_w = 350 \text{ mm} \quad f_y = 400 \text{ MPa} \quad f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_e} = \frac{4587(400)}{0.85(30)(350)} = 205.6 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9(3871)(400) \left(905 - \frac{205.6}{2} \right) = 1206 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 1324 \text{ kNm} > M_U = 1213.78 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

∴ Usar 9 $\phi 25$

d.) Límites para la armadura [A5.7.2.2]

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0.835$$

$$\square \text{ Armadura máxima es: } \frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad [\text{A.5.7.3.3.1}]$$

$$\square \text{ Armadura mínima es: } \phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad [\text{A.5.7.3.3.2}]$$

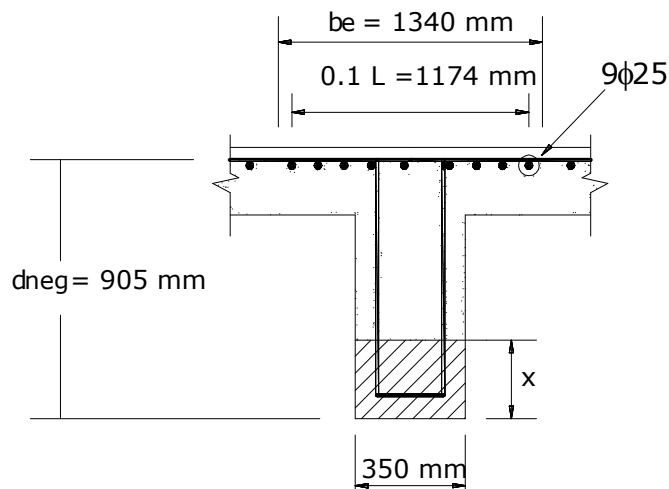


FIGURA 6.7-27 Sección de diseño Momento Negativo

Propiedades de la sección bruta:

$$x = 675.45 \text{ mm} \quad I_g = 53.15 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$h - x = 975 - 675.45 = 299.55 \text{ mm}$$

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 0.97 \sqrt{30} = 5.31 \text{ MPa}$$

▷ Ubicación 104 :

$$\frac{c}{d_e} = \frac{a/\beta_1}{d_s} = \frac{31/0.835}{881} = 0.042 \leq 0.42 \quad \text{OK}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y} = \frac{5.31 (53.15 \times 10^9)}{675.45} = 417.83 \text{ kNm}$$

$$M_n = 1206 > 1.2 (417.83) = 501 \text{ kNm}$$

▷ Ubicación 200 :

$$\frac{c}{d_e} = \frac{a/\beta_1}{d_s} = \frac{205.6/0.835}{905} = 0.27 \leq 0.42 \quad \text{OK}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y} = \frac{5.31 (53.15 \times 10^9)}{299.55} = 942 \text{ kNm}$$

$$M_n = 1324 > 1.2 (942) = 1108.8 \text{ kNm}$$

2. - Cortante

a.) Requisitos Generales

□ La armadura transversal deberá estar proporcionada donde: [A.5.8.2.4]

$$V_u > 0.5 \phi (V_c + V_p) \quad \phi = \phi_u = 0.9$$

donde:

V_u = Fuerza de corte mayorada

V_c = Resistencia nominal al del hormigón

V_p = Componente de la fuerza de pretensado en la
dirección de la fuerza del corte

□ Mínima armadura transversal

$$A_v = 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

donde:

A_v = Área de la armadura transversal en una distancia s (mm^2)

f_y = tensión de fluencia de la armadura transversal (MPa)

s = separación de la armadura transversal (mm)

b_v = ancho de alma ajustado para considerar la presencia de vainas como se especifica en el Artículo 5.8.2.9 (mm)

□ Máxima separación de la armadura transversal [A5.8.2.7]

Si $v_u < 0,125 f'_c$: entonces $s_{\max} = 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm}$

Si $v_u < 0,125 f'_c$: entonces $s_{\max} = 0,4 d_v \leq 300 \text{ mm}$

donde:

v_u = tensión de corte calculada de acuerdo con el Artículo 5.8.2.9 (MPa)

d_v = altura de corte efectiva de acuerdo con lo definido en el Artículo 5.8.2.9 (MPa)

$$\frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$$

donde:

b_v = ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma, medido en forma paralela al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión, o, en el caso de secciones circulares, diámetro de la sección modificado para considerar la presencia de vainas si corresponde (mm)

d_v = altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión; no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre $0,9d_e$ o $0,72h$ (mm)

ϕ = factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 5.5.4.2

b.) Modelo de diseño por secciones [A5.8.3]

□ Basado en el equilibrio y compatibilidad de las deformaciones.

□ Donde la reacción de la fuerza produce compresión en el apoyo, la sección crítica para corte deberá ser tomada como el mayor de $0,5d_v \cot \theta$ o d_v desde la cara interna del apoyo ver Figura 6.7-28

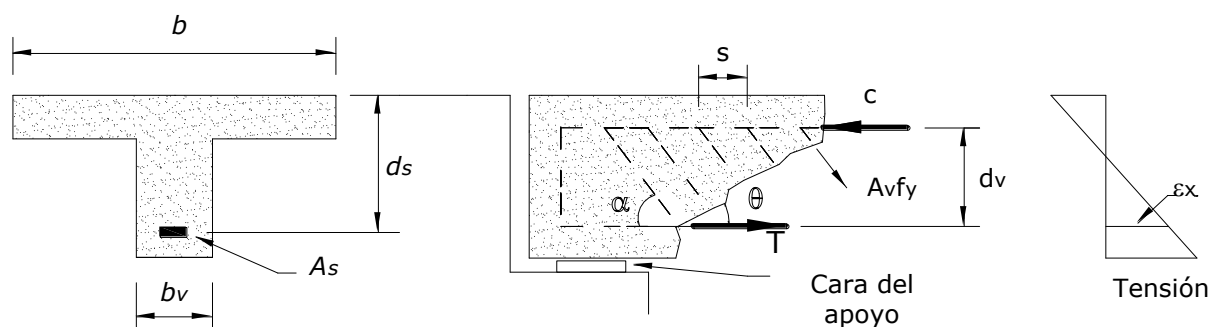


FIGURA 6.7-28 Sección de diseño para Cortante

Resistencia nominal al corte V_n [A5.8.3]

□ La resistencia nominal al corte, V_n , se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$$

□ Resistencia nominal al corte – hormigón

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v$$

donde:

β = factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción según se especifica en el Artículo 5.8.3.4, normalmente $\beta=2$ [A5.8.3.4.1]

□ Resistencia al corte proporcionado por la armadura de corte

$$V_s = A_v f_y d_v \frac{(\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

θ = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal como se determina en el Artículo 5.8.3.4 (°)

α = ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal (°)

Para estribos verticales $\alpha=90^\circ$ [C5.8.3.3]

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s}$$

Determinación de α y β :

Para determinar estos factores usar las Tablas de la AASHTO [A5.8.3.4.2] las cuales dependen de los siguientes parámetros para vigas no pretensadas sin carga axial.

□ Esfuerzo nominal de corte en el concreto:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v}$$

□ Esfuerzo de tracción en la armadura longitudinal para las secciones con armadura transversal

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5V_u \cot \theta}{2E_s A_s} \leq 0.001 \quad [A5.8.3.4.2]$$

□ Armadura longitudinal: [A5.8.3.5] El corte provoca tracción en la armadura longitudinal. En todas las secciones la capacidad de tracción de la armadura longitudinal del lado del elemento traccionado por flexión se deberá dimensionar de manera que satisfaga la siguiente condición:

$$A_s f_y \geq \frac{M_u}{\phi_f d_v} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5V_s \right) \cot \theta$$

Si la ecuación no se satisface entonces aumentar el acero de tracción A_s o reducir la separación de los estribos para incrementar V_s . El procedimiento para desarrollar el diseño por corte está descrito en la sección 6.6

Los valores factorados de momentos y cortantes para el estado límite de resistencia I, (M_u, V_u) estan en las Tablas 6.7-3 y 6.7-4 y graficado en la Fig 6.7-25.

Paso1.- Determinar V_u y M_u a una distancia d_v desde el soporte interior en la posición $200+d_v$, [A5.8.2.7] de la Figura 6.7-27

$$A_s = 9 \phi 25 = 4587 \text{ mm}^2 \quad b_v = 350 \text{ mm} \quad b_w = 350 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{4587(400)}{0.85(30)(350)} = 205.60 \text{ mm}$$

$$d = d_e = d_s = (990 - 12.7) - \left(60 + \frac{25.4}{2}\right) = 905 \text{ mm}$$

$$d_v = \max \begin{cases} d - \frac{a}{2} = 905 - \frac{205.60}{2} = 802.2 \text{ mm} \\ 0.9d_e = 0.9(905) = 814.5 \text{ mm} \\ 0.72h = 0.72(990) = 712.8 \text{ mm} \end{cases}$$

$$d_v = 814.5 \text{ mm}$$

Distancia desde el soporte como un porcentaje del tramo

$$\frac{d_v}{L_2} = \frac{814.5}{12800} = 0.0636$$

Realizando una interpolación de las Tablas 6.7-3- y 6.7-4 para encontrar los valores en la ubicación 200.636:

Momentos			Cortantes		
$M_{200}=$	-1108,09	kNm	$V_{200}=$	839,21	kN
$M_{200,636}=$	-793,29	kNm	$V_{200,636}=$	761,36	kN
$M_{201}=$	-613,13	kNm	$V_{201}=$	716,81	kN

Estos valores son usados para calcular el la deformación longitudinal ε_x sobre la cara del elemento que esta en tracción debido a la flexión [A5.8.3.4.2]. Ambos son valores extremos en la sección y han sido determinados desde diferentes posiciones de la carga viva.

Paso 2. - Calcular la relación de tensión corte $\frac{v}{f'_c}$

De la Ec.6.38

$$v_u = \frac{V_u}{\phi_v b_v d_v} = \frac{761360}{0.9(350)(814.5)} = 2.97 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{2.97}{30} = 0.099$$

Paso 3: Asumir el ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal θ por decir 30° y calcular la deformación específica longitudinal ε_x (mm/mm).

$$\theta = 35^\circ \quad \cot = 1.428$$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5(V_u)\cot\theta}{2(E_s A_s)} = \frac{\frac{793.29 \times 10^6}{814.5} + 0.5(761.36 \times 10^3)(1.428)}{2(200 \times 10^3)(4587)} = 0.827 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_x = 0.827 \times 10^{-3} < 1.00 \times 10^{-3}$$

Paso 4:

Determinar θ y β de la Tabla 6.8 e iterar hasta que θ converga.

Tratar con $\theta = 34.83$, $\cot\theta = 1.437$

$$\frac{\frac{793.29 \times 10^6}{814.5} + 0.5(761.36 \times 10^3)(1.437)}{2(200 \times 10^3)(4587)} = 0.82897 \times 10^{-3}$$

$\theta = 34.85$, $\cot\theta = 1.436$

$$\frac{\frac{793.29 \times 10^6}{814.5} + 0.5(761.36 \times 10^3)(1.436)}{2(200 \times 10^3)(4587)} = 0.82876 \times 10^{-3}$$

Usar: $\theta = 34.85$, $\beta = 2.28$

Paso 5:

Determinar la armadura requerida en el alma V_s de la Ec.6.40

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_u} - 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v$$

$$V_s = \frac{761.36 \times 10^3}{0.9} - 0.083(2.28)\sqrt{30}(350)(814.5) = 550.472 \text{ kN}$$

Paso 6:

Determinar la separacion de la armadura transversal de la Ec 6.41 y 6.42 y utilizando un

Estribos en U- $\phi 12 = 129 \text{ mm}^2$, $2(129) = 258 \text{ mm}^2$

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v}{V_s} \cot \theta = \frac{258(400)(814.5)}{550472} 1.436 = \underline{220 \text{ mm}}$$

$$\leq \frac{A_v f_y}{0.083 \sqrt{f'_c} b_v} = \frac{258(400)}{0.083 \sqrt{30} (350)} = 648 \text{ mm}$$

$$v_u < 0.125 f'_c = 0.125 (30) = 3.75$$

$$s \leq 0.8 d_v = 0.8 (814.5) = 652 \text{ mm o } 600 \text{ mm}$$

Usar: $s = 200 \text{ mm}$

Paso 7:

Revisar el refuerzo longitudinal de la Ec. 6.43:

$$A_s f_y \geq \frac{M_u}{d_v \phi_f} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 V_s \right) \cot \theta$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s} = \frac{258(400)(814.5)(1.436)}{200} = 603.524 \text{ kN}$$

$$(4587)(400) \geq \frac{793.29 \times 10^3}{814.5(0.9)} + \left(\frac{761.36}{0.9} - 0.5(603.524) \right) 1.436$$

$$1835 \text{ kN} \geq 1864 \quad \text{No cumple la condición de la inecuación}$$

Entonces incrementar V_s para satisfacer la inecuación:

$$V_s \geq 2 \left[\frac{V_u}{\phi_v} - \left(A_s f_y - \frac{M_u}{d_v \phi_f} \right) \tan \theta \right] \quad \tan(34.85) = 0.69631$$

$$\geq 2 \left[\frac{761.36 \times 10^3}{0.9} - \left(4587(400) - \frac{793.29 \times 10^6}{814.5(0.9)} \right) (0.69631) \right] = 643793$$

La separación requerida para los estribos es:

$$s \leq \frac{258(400)814.5}{643793} (1.436) = 190 \text{ mm}$$

Ejemplo N° 6.8

Realizar la comparación entre los métodos de diseño AASHTO LRFD vs. AASHTO ESTÁNDAR para el puente vehicular de hormigón armado sobre vigas postensadas para los siguientes datos:

A. CONSIDERACIONES GENERALES**1. DISEÑO DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE****1.1 ANCHO DE CALZADA**

El ancho de calzada es propuesto en base al manual de la ABC corresponde a dos vías de tráfico igual a:

$$B = 7.30 \text{ m}$$

La longitud del puente es:

$$L = 25 \text{ m.}$$

1.2 ELECCION DE LA VIGA BPR

Las dimensiones de la viga BPR es propuesto en base al manual: *“Compendio de Diseño de Vigas Postensadas para Puentes en Base a las Normas AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD”*:

1.3 DETERMINACION DEL NÚMERO Y LA SEPARACION DE LAS VIGAS

Debido a que la norma AASHTO LRFD no especifica claramente la separación entre vigas de las secciones habituales, salvo el cumplimiento del rango de aplicabilidad de los factores de distribución de momento y corte que involucran la geometría del puente. Se realizó un análisis estático para la determinación de la separación de los nervios utilizando los factores de carga presentados por la norma AASHTO ESTÁNDAR. Por otro lado se adoptó valores en la sección transversal del puente que cumplan los rangos de aplicabilidad de los factores de distribución estipulados por la norma AASHTO LRFD en sus Tablas A4.6.2.2b-1 y A4.6.2.2.d-1.

A continuación se presentan la determinación de las vigas por ambos métodos:

a) Separación de vigas mediante el Análisis utilizando factores de carga de la norma AASHTO ESTANDAR.

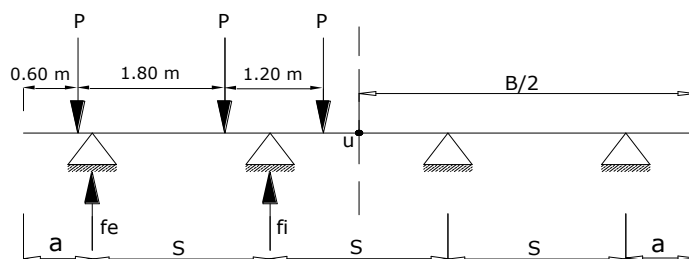


FIGURA 6.8-1 Fracción de cargas

Según las especificaciones estándares de la norma AASHTO LFD el factor de carga para secciones BPR es: $f_i = f_e = 0.596 \cdot S$ (1)

Realizamos las siguientes ecuaciones:

$$2a + 3S = 7.30$$

$$a = \frac{7.30 - 3S}{2} = 3.65 - 1.5S \quad (2)$$

Determinación de momentos en el punto U

$$3a + 4.5 \times S - 6.6 = 2 \times f_e \times S \quad (3)$$

Sustituyendo (1) y (2) en (3) se tiene los siguientes valores:

$$1.192S^2 = 10.95 - 6.6$$

Resolviendo la ecuación se tiene: $S = 1.90\text{m}$; $a = 0.80\text{m}$

b) Separación de vigas utilizando el rango de aplicabilidad de los factores de distribución momento para la viga exterior:

En la Tabla A4.6.2.2d-1 se establece el rango de aplicabilidad de estos factores de distribución de momento para viga exterior, este rango presenta la siguiente restricción: $-300 \leq de \leq 1700$

Donde:

de = La distancia se deberá tomar como positiva si el alma exterior esta hacia dentro de la cara interior de la baranda para el trafico y negativa si esta hacia fuera del cordón o barrera para el trafico.

Es decir que el vuelo máximo que permite para la viga exterior es la mitad de la separación entre nervios interiores. Dando cumplimiento a las restricciones descritas se determino la siguiente separación entre vigas y vuelo.

$$S = 1.90\text{m}; a = 0.80\text{m}$$

1.4 SELECCIÓN DEL NÚMERO DE CARRILES

En general el número de carriles se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/3.6$ siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras [A3.6.1.1.1]

$$N^\circ = 7.30/3.6 = 2.02$$

Se asume 2 carriles

1.5 ESPESOR DE LA CAPA DE RODADURA

Se utilizara un espesor de capa de rodadura de 2.5 cm

B. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA SUPERIOR

El diseño y cálculo de la estructura superior comprende de elementos como ser pasamanos, postes, acera, bordillo basados según la Norma AASHTO estandar. No se utiliza las solicitaciones de la AASHTO-2007

1. DISEÑO DE POSTES

En estos casos la norma AASHTO estándar recomienda una fuerza total horizontal de 4500 kp, la misma puede ser fraccionada como se puede ver en la figura 6.8-2, esta carga se aplica perpendicularmente a la dirección del trafico ya sea en los postes o al medio según cual sea el elemento que se este diseñando.

En los pasamanos peatonales se aplica simultáneamente cargas distribuidas de 75 kp/m en el sentido vertical.

1.1 CARGAS ACTUANTES EN LOS POSTES

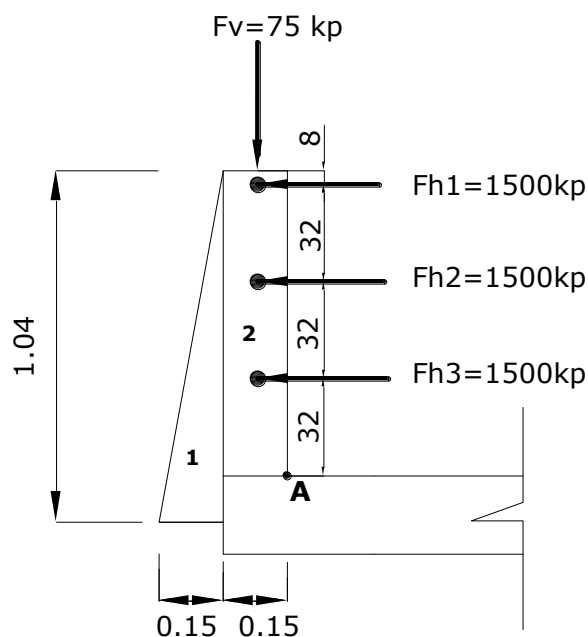


FIGURA 6.8-2 Cargas en los postes

Los postes del barandado estarán compuestos de hormigón armado según con la ABC, con las siguientes dimensiones:

Altura = 1.04 m

Base = 30 cm

Largo = 20 cm

1.2 CARGA MUERTA RESPECTO AL PUNTO “A”

FUERZAS (kp)	BRAZO (m)	M (kp*m)
$S1=0,5*1,14*0,15*2400=$ 205,20	0,200	41,04
$S2=0,15*1,04*2400=$ 374,40	0,075	28,08
TOTALES	579,60	69,12

1.3 CARGA VIVA RESPECTO AL PUNTO “A”

FUERZAS (kp)	BRAZO (m)	M (kp*m)
$Fh1=1500=$ 1500,00	0,960	1440,00
$Fh2=1500=$ 1500,00	0,640	960,00
$Fh3=1500=$ 1500,00	0,320	480,00
$Fv=75=$ 75,00	0,100	7,50
TOTALES	4575,00	2880,00

1.4 DISEÑO A FLEXION**Momentos de diseño:**

Momento por carga viva $M_{cm} = 69.12 \text{ kp} \cdot \text{m}$

Momento por carga viva $M_{cv} = 2880 \text{ kp} \cdot \text{m}$

Momento último de diseño

$$Mu = 1.3(M_{cm} + 1.67M_{cv})$$

$$Mu = 1.3(69.12 + 1.67 \times 2880) = 6360 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

Calculo de la armadura

- Recubrimiento para las armaduras

Asumiendo un $\phi 10$ acero longitudinal y un $\phi 6$ acero de corte

$$\text{Canto útil: } d = h - r - \phi_e - \phi_{long} / 2$$

$$d = 30 - 3 - 0.6 - 1/2 = 25.9$$

- La resistencia a la flexión mayorada M_r se deberá tomar como $M_r = \phi M_n$

$$M_r = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right), \quad \text{Donde: } a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b}$$

- La cuantía necesaria es: $\rho = 0.85 \times \frac{f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \times Mu}{\phi \times f_c' \times b \times d^2}} \right)$

$$\rho = 0.85 \times \frac{250}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \times 636000}{0.9 \times 250 \times 20 \times 25.9^2}} \right) = 0.0143$$

- La cuantía mínima :

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

- La cuantía máxima:

$$\rho_{\max} = \frac{3 \times 0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} = \frac{3 \times 0.85 \times 0.85 \times 250}{4200} = 0.0161$$

- Acero de calculo: $As_{cal} = 0.0143 \times 20 \times 25.9 = 7.41 \text{ cm}^2$

$$\text{Con } 4\phi 16 \text{ tenemos: } As = 7.96 \text{ cm}^2 > As_{cal} = 7.41 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple}$$

- Acero mínimo $\rho_{\min} = 1.71 \text{ cm}^2$

1.5 VERIFICACIÓN AL CORTE

Cargas actuantes:

Carga muerta del poste $qcm = 579.6 \text{ kp}$

Carga viva del poste $qcv = 4575 \text{ kp}$

Cortante ultimo de diseño

$$Vu = 1.3(qcm + 1.67qcv)$$

$$Vu = 1.3(579.6 + 1.67 \times 4575) = 10685.81 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

Calculo de la armadura a corte

- Resistencia al corte proporcionado por el Hº, ϕV_c

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{250} \times 20 \times 25.9 = 4340.85 \text{ kp}$$

- Cortante resistido por el acero

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{10685.81}{0.85} - 4340.85 = 8230.7 \text{ kp}$$

$$\text{Asumiendo estribos de diámetro igual } \phi 8 = 0.503 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 2A_v = 1.01 \text{ cm}^2$$

- Separación requerida:

$$S_{req} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{1.01 \times 4200 \times 20}{8230.7} = 13.34 \text{ cm}$$

- Espaciamiento máximo:

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{25.9}{2} = 12.95 \text{ cm}$$

60cm

Con $\phi 8C/13\text{cm}$

2. CALCULO DE LA ACERA

Las dimensiones de la acera son las siguientes un ancho de 0.60 a 7.60 metros. Si el ancho de la acera peatonal es menor a 0.60 metros, no se aplica la carga viva.

Ancho de la acera = 0.60m

Espesor de la acera = 0.10m

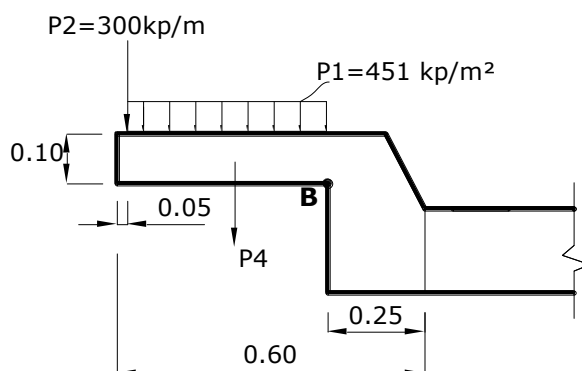


FIGURA 6.8-3 Distribución de cargas sobre la acera

Las cargas y solicitaciones a las que esta sometida la acera es: peso propio, una carga distribuida de 451 kp/m y una carga concentrada de 300 kp/m.

2.1 CARGA MUERTA RESPECTO AL PUNTO “B”

FUERZAS (kp)	BRAZO (m)	M (kp*m)
$P2=300=$ 300,00	0,300	90,00
$P4=0,35*0,10*2400=$ 84,00	0,175	14,70
TOTALES	384,00	104,70

2.3 CARGA VIVA RESPECTO AL PUNTO “B”

FUERZAS (kp)	BRAZO (m)	M (kp*m)
$P1=451*0,30=$ 135,30	0,150	20,295
TOTALES	135,30	20,295

2.4 DISEÑO A FLEXION

Momentos de diseño:

Momento por carga muerta $M_{cm} = 104.70 \text{ kp} \cdot \text{m}$

Momento por carga viva $M_{cv} = 20.295 \text{ kp} \cdot \text{m}$

Momento último de diseño

$$M_u = 1.3(M_{cm} + 1.67M_{cv})$$

$$M_u = 1.3(104.70 + 1.67 \times 20.295) = 180.20 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

Calculo de la armadura

- Recubrimiento para las armaduras

Asumiendo un $\phi 10$ acero longitudinal y un $\phi 6$ acero de corte

$$\text{Canto útil: } d = h - r - \phi_{long} / 2$$

$$d = 10 - 2.5 - 1/2 = 7$$

- Determinación del acero por flexión:

$$M_U = 18020 \text{ kp-cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 7 \text{ cm}$$

$$k = \frac{M_U}{bd^2} = \frac{18020}{100 * 7^2} = 3.68 \text{ kp/cm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4200}{0.85 * 250} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right) = \rho = \frac{1}{19.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.76 * 3.68}{0.85 * 4200}} \right) = 0.001040832$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.001040832 * 100 * 7 = 0.73 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo:

$$\rho_{\min} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 7 = 1.26 \text{ cm}^2$$

- Acero de calculo: $A_{s_{cal}} = 1.26 \text{ cm}^2$

Con $3\phi 8c / 33 \text{ cm}$ tenemos: $A_s = 1.50 \text{ cm}^2 > A_{s_{cal}} = 1.26 \text{ cm}^2$ cumple

Calculo de armadura de distribución:

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{L_c}} \leq 0.67 \text{ por ciento}$$

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{L_c}} = \frac{1.22}{\sqrt{0.6}} = 1.57 \leq 0.67 \text{ por ciento}$$

$$A_{s_{dist}} = 0.67 \times A_s = 0.67 * 1.50 = 1.005 \text{ cm}^2$$

Con $3\phi 6c/25\text{cm}$ tenemos: $A_s = 1.130\text{cm}^2 > A_{s_{cal}} = 1.005\text{cm}^2$ cumple

Resumen de cálculo de la acera

Armadura	Acero calculado	Acero de construccion
Armadura principal	$3\phi 8c/33\text{cm}$	$3\phi 8c/33\text{cm}$
Armadura de distribucion	$3\phi 6c/25\text{cm}$	$3\phi 6c/25\text{cm}$
Armadura principal inferior	$3\phi 8c/33\text{cm}$	$3\phi 8c/33\text{cm}$
Armadura de distribucion inferior	$3\phi 6c/25\text{cm}$	$3\phi 6c/25\text{cm}$

3. CALCULO DEL BORDILLO

Las dimensiones del bordillo son las siguientes:

Ancho del bordillo = 25 cm

Alto del bordillo= 45 cm

Las solicitaciones a las que esta sometido el bordillo son el peso propio una carga distribuida 451kp/m y dos cargas concentradas de: 300kp/m y 750kp/m las cuales actúan simultáneamente con las demás cargas.

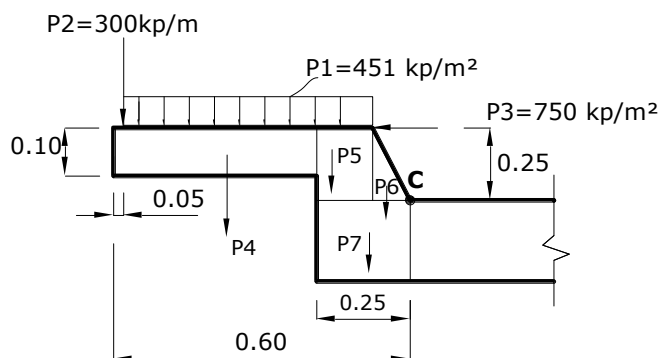


FIGURA 6.8-4 Distribución de cargas sobre la acera

3.1 CARGA MUERTA RESPECTO AL PUNTO “C”

FUERZAS (kp)	BRAZO (m)	M (kp*m)
$P2=300=$ 300,00	0,550	165,00
$P4=0,10*0,30*2400=$ 72,00	0,425	30,60
$P5=0,225*0,25*2400=$ 135,00	0,138	18,56
$P6=0,5*0,025*0,25*2400=$ 7,50	0,017	0,13
$P7=0,25*0,2*2400=$ 120,00	0,125	15,00
TOTALES	634,50	229,29

3.2 CARGA MUERTA RESPECTO AL PUNTO “C”

FUERZAS (kp)		BRAZO (m)	M (kp*m)
P1=451*0,525=	236,78	0,288	68,07
P3=750=	750,00	0,250	187,50
TOTALES	986,78		255,57

3.3 DISEÑO A TORSION

Momentos de diseño:

Momento por carga muerta $M_{cm} = 229.29 \text{ kp} \cdot \text{m}$

Momento por carga viva $M_{cv} = 255.57 \text{ kp} \cdot \text{m}$

Momento último de diseño

$$M_u = 1.3(M_{cm} + 1.67M_{cv})$$

$$M_u = 1.3(229.29 + 1.67 \times 255.57) = 852.92 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

$$M_u = T_u = 852.92 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

Cortantes actuantes

Carga muerta del poste $V_{cm} = 634.50 \text{ kp} \cdot \text{m}$

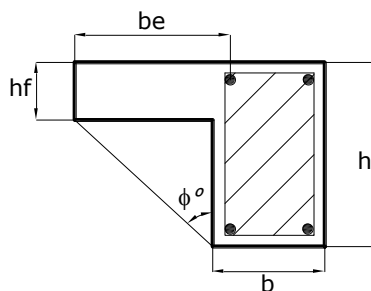
Cargas vivas actuantes $V_{cv} = 986.78 \text{ kp} \cdot \text{m}$

Cortantes ultimas de diseño

$$V_u = 1.3(q_{cm} + 1.67q_{cv})$$

$$V_u = 1.3(634.50 + 1.67 \times 986.78) = 2967.15 \text{ kp}$$

- Verificar si la torsión puede ser despreciada



La longitud de la contribución de la capacidad del, be torsor

$$be \leq 4hf = 4 \times 10 = 40 \text{ cm}$$

$$h - hf = 45 - 10 = 35 \text{ cm, adoptado}$$

Área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal

$$A_{cp} = bw \times h + be \times hf = 25 \times 45 + 35 \times 10 = 1475 \text{ cm}^2$$

Perímetro exterior de la sección transversal

$$p_{cp} = 2(bw + h) + 2be = 2(25 + 46) + 2 \times 35 = 212 \text{ cm}$$

Momento torsor mínimo

$$\frac{\phi T_{cr}}{4} = \phi \times 0.27 \times \sqrt{f_c'} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$$

$$\frac{\phi T_{cr}}{4} = 0.75 \times 0.27 \times \sqrt{250} \times \left(\frac{1475^2}{212} \right) = 328.58 \text{ kpm}$$

Valor limite para despreciar la torsión

$$T_u = 852.92 \text{ kp} \cdot \text{m/m} > \frac{T_{cr}}{4} = 328.58 \text{ kp} \cdot \text{m/m}; \text{ considerar torsión}$$

- Verificar si las dimensiones de la sección transversal son suficientes para soportar el momento torsor

Distancia horizontal del eje del estribo cerrado mas extremo

$$x_0 = b - 2 \times r - 2 \frac{\phi_{est}}{2} = 25 - 2 \times 3 - 2 \frac{1}{2} = 18 \text{ cm}$$

Distancia vertical del eje del estribo cerrado mas extremo

$$y_0 = h - 2 \times r - 2 \frac{\phi_{est}}{2} = 45 - 2 \times 3 - 2 \frac{1}{2} = 38 \text{ cm}$$

Perímetro del eje del estribo cerrado más extremo

$$p_h = 2(x_0 + y_0) = 2(18 + 38) = 112 \text{ cm}$$

Área cerrada del eje del estribo cerrado más extremo

$$A_{0h} = x_0 \times y_0 = 18 \times 38 = 684 \text{ cm}^2$$

Revisar la limitación de las dimensiones de la sección transversal

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \times d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_h}{1.7 \times A_{0h}^2} \right)^2} \leq \phi (2.73 \sqrt{f_c'})$$

$$\sqrt{\left(\frac{2967.15}{25 \times 40.5} \right)^2 + \left(\frac{85292 \times 112}{1.7 \times 684^2} \right)^2} \leq 0.75 (2.73 \sqrt{250})$$

$$12.36 \leq 32.37 \quad \text{cumple}$$

La seccion transversal tiene las dimensiones adecuadas

- Recubrimiento para las armaduras

Asumiendo un $\phi 10$ acero longitudinal y un $\phi 6$ acero de estribos y un recubrimiento de 3 cm.

$$\text{Canto útil: } d = h - r - \phi_{estr} - \phi_{long} / 2$$

$$d = 45 - 3 - 1 - 1/2 = 40.5 \text{ cm}$$

Refuerzo transversal requerido para corte

- Resistencia al corte proporcionado por el Hº, ϕV_c

$$\phi V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{250} \times 25 \times 40.5 = 6363.60 \text{ kp}$$

- Verificar si requiere refuerzo de corte:

$$V_u = 2967.15 \text{ kp} \leq \phi V_c = 6363.60 \text{ kp} \quad \text{no requiere refuerzo de corte}$$

- Armadura mínima

$$A_{v \min} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b}{f_y} = 0.2 \sqrt{250} \frac{25}{4200} = 0.0188 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm} \times 2 \text{ ramas}} \right]$$

$$\frac{3.5 \times b}{f_y} = \frac{3.5 \times 25}{4200} = 0.0208 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm} \times 2 \text{ ramas}} \right]$$

$$\frac{A_c}{S} = \frac{A_{v \min}}{S} = \frac{0.0208}{S} \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm} \times 2 \text{ ramas}} \right]$$

Refuerzo transversal requerido por torsión

$$A_0 = 0.85 A_{0h} = 0.85 \times 684 = 581.4 \text{ cm}^2 \quad ; \phi = 45^\circ$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{2 \times \phi \times A_0 \times f_y \times \cot \theta} = \frac{85292}{2 \times 0.75 \times 581.4 \times 4200 \times \cot 45} = 0.0232$$

$$\frac{A_t}{S} = 0.0232 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm} \times 1 \text{ ramas}} \right]$$

Refuerzo transversal total requerido por corte y torsión

$$\frac{A_{v+t}}{S} = \frac{A_v}{S} + 2 \frac{A_t}{S} = 0.0208 + 2 \times 0.0232$$

$$\frac{A_{v+t}}{S} = 0.0672 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm} \times 2 \text{ ramas}} \right]$$

$$\text{Con } \phi 10 \text{ tenemos } A_b = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{v+t} = 2 \text{ ramas} \times 0.79 = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$S_{req} = \frac{1.58 [\text{cm}^2]}{0.0672 [\text{cm}^2/\text{cm}]} = 23.5 \text{ cm}$$

- Espaciamiento máximo por corte

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} = \frac{40.5}{2} = 20.25 \text{ cm}$$

60 cm

$$\frac{A_v \times f_y}{0.2 \times b \times \sqrt{f_c'}} = \frac{1.58 \times 4200}{0.2 \times 25 \times \sqrt{250}} = 83.9 \text{ cm}$$

$$\frac{A_v \times f_y}{3.5 \times b} = \frac{1.58 \times 4200}{3.5 \times 25} = 75.84 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 20.25 \text{ cm} \rightarrow \text{gobierna}$$

- Espaciamiento máximo por torsión

$$S_{\max} = \frac{p_h}{8} = \frac{112}{8} = 14 \text{ cm}$$

30 cm

Por tanto el acero calculado por corte y torsión es $\phi 10_c / 20 \text{ cm}$

Refuerzo longitudinal requerido por torsión

$$A_l = \left(\frac{A_t}{S} \right) p_h \times \frac{f_{yt}}{f_y} \times \cot^2 \theta = 0.0232 \times 112 \times 1 \times 1 = 2.56 \text{ cm}^2$$

Área mínima de refuerzo longitudinal

$$\frac{A_s}{S} \geq \frac{A_t}{S} = 0.0232 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ gobierna}$$

$$\frac{1.75 \times b}{f_y} = \frac{1.75 \times 25}{4200} = 0.008 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{l,\min} = 1.33 \times \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} A_{cp} - \frac{A_t}{S} \times p_h \times \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$A_{l,\min} = 1.33 \times \frac{\sqrt{250}}{4200} \times 1475 - 0.025 \times 112 \times \frac{4200}{4200} = 4.58 \text{ cm}^2$$

Límite del refuerzo longitudinal

$$A_l = 2.56 \text{ cm}^2 \geq A_{l,\min} = 4.58 \text{ cm}^2 \text{ No cumple entonces}$$

$$A_l = 4.58 \text{ cm}^2$$

Diámetro mínimo de las barras

Donde:

γ_c = Densidad del hormigon (kg/m^3)

f_c' = Resistencia específica del hormigon (MPa)

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f_c'} = 0.043 (2400)^{1.5} \sqrt{35} = 29910.20 \text{ MPa}$$

3. ACERO DE PREESFUERZO

- $\phi 1/2" = 12.70 \text{ mm}$, 7 alambres
 - Area del torón $\phi 1/2" = 98.71 \text{ mm}^2$
 - Esfuerzo ultimo del acero de preesfuerzo $f_{pu} = 18966.792 \text{ kp/cm}^2 = 1860 \text{ MPa}$
 - Modulo de elasticidad del acero de preesfuerzo [A5.4.4.2]
- $$E_p = 2008848.4 \text{ kp/cm}^2 = 197000 \text{ MPa}$$

4. ACERO DE REFUERZO

- Limite de fluencia del acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kp/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$
 - Modulo de elasticidad del acero de refuerzo [A5.4.3.2]
- $$E_c = 2039440 \text{ kp/cm}^2 = 200000 \text{ MPa}$$

5. SELECCIÓN DE LOS FACTORES DE RESISTENCIA [A5.5.4.2]

1.Estado Límite de Resistencia	ϕ [A5.5.4.2]
Flexion y traccion	0.90
Cortante y torsion	0.90
Compresion Axial	0.75
Apoyos	0.70
2. Para otros estados limites	1.00 [A1.32.1]

6. SELECCIONAR LAS COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA APLICABLES [A1.3.2.1]

	Resistencia	Servicio	Fatiga	
Ductilidad η_D	1	1	1	[A1.3.3]
Redundancia η_R	1	1	1	[A1.3.4]
Importancia η_I	1	—	—	[A1.3.5]
$\eta_i = \eta_D = \eta_R = \eta_I$	1	1	1	

7. SELECCIONAR LAS COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA APLICABLES [Tabla A3.4.1-1]

1. Estado limite de resistencia:

$$\eta_i = \eta = 1.0$$

$$M = \eta [1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75(1.33M_{LL})]$$

2. Estado limite de servicio I

$$M = \eta [M_{DC} + M_{DW} + 1.33M_{LL} + 0.3(M_{WS} + M_{WL}) + 1.0M_{FR}]$$

3. Estado limite de fatiga

$$M = 0.75(1.33M_{LL})$$

4. Estado limite de servicio III

$$M = 1.0(M_{DC} + M_{DW}) + 0.8(1.33M_{LL}) + 1.0M_{WA} + 1.0M_{FR}$$

8. DISEÑO DE LA SECCION TRANSVERSAL

8.1. DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL: Ver la siguiente Figura

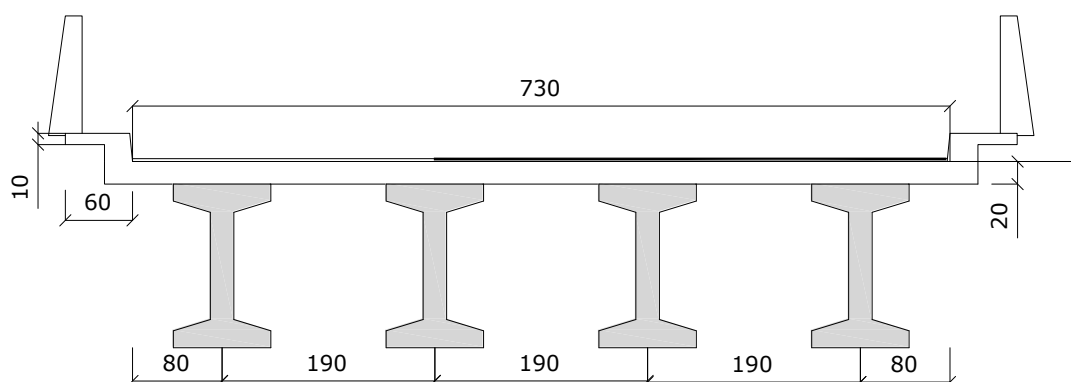
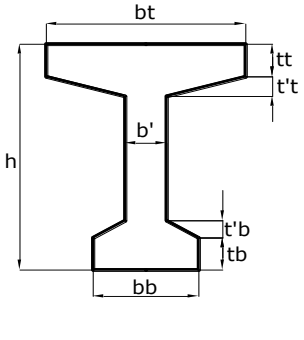


FIGURA 6.8-5 Sección transversal del puente

Dimensiones de la Sección Transversal de la Viga:

	SECCIONES B.P.R						
	Dimensiones de la Sección en (cm)						
	h (cm)	b _t (cm)	t _t (cm)	t' _t (cm)	b _b (cm)	t _b (cm)	t' _b (cm)
	168	74	14	9	54	18	19
	A _v =5501 cm ²		Y _b =85,39 cm		Y _t =86,61 cm		I=18199196,7 cm ⁴

Fuente: Compendio de Diseño de Vigas Postensadas para Puentes en Base a las Normas AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD, Oliver Quinteros y Ronal Quispe Mamani, 271, 2009)

8.2. ESPESOR MÍNIMOS [A5.14.1.2.2]

- Patín Superior $\geq 50\text{mm}$ Cumple
- Alma $\geq 125\text{mm}$ Cumple
- Alma inferior $\geq 125\text{mm}$ Cumple

8.3. ESPESOR DE LOSA DE TABLERO

El espesor mínimo para losas de tablero de hormigón es 175mm [A9.7.1.1]. La profundidad mínima utilizada tradicionalmente de losas es basada en la separación S para el control de deflexiones (Tabla 2.5.2.6.3-1)

$$h_{\min} = \frac{S + 3000}{30} \geq 165\text{mm}$$

$$h_{\min} = \frac{1900 + 3000}{30} = 163\text{mm}$$

$$\text{Adoptar: } ts = 200\text{mm}$$

8.4. PROFUNDIDAD MÍNIMA MAS TABLERO [A2.5.2.6.3]

$$h_{\min} = 0.045L < hv + ts$$

$$h_{\min} = 0.045(25000) = 1125\text{mm}$$

$$\text{Usar: } h = 1125 + 200 = 1325\text{mm}$$

8.5. ANCHO DE ALA EFECTIVO [A4.6.2.6]

$$\text{Longitud de tramo efectivo} = 25000\text{ mm}$$

⇒ Vigas interiores

$$b_i \leq \begin{cases} \frac{1}{4} L_{\text{efec}} = \frac{1}{4}(25000) = 6250\text{mm} \\ 12ts + \frac{1}{2}bt = 12(200) + \frac{1}{2}720 = 2760\text{mm} \\ S = 1900\text{mm} \end{cases}$$

Se toma con ancho efectivo de ala interior $b_i = 1900\text{ mm}$

⇒ Vigas exteriores

$$b = \begin{cases} \frac{1}{8} L_{efec} = \frac{1}{8} (25000) = 3125 \text{ mm} \\ 6t_s + \frac{1}{2} b_w = 6(200) + \frac{1}{2} (720) = 11560 \text{ mm} \\ \text{ancho del voladizo} = 800 \text{ mm} \end{cases}$$

Se toma con ancho efectivo exterior $b_e = \frac{1}{2} b_i + b = \frac{1}{2} (1900) + 800 = 1750 \text{ mm}$

9. DISEÑO DE LOSA DE TABLERO

Las especificaciones AASHTO-LRFD cuentan con dos métodos de diseño para tablero. El primer método es denominado Método de Análisis aproximado [A.4.6.2.1] y es típicamente llamado método de la faja equivalente. El segundo es denominado Método de Diseño Empírico [A.9.7.2.1]

El método de la faja equivalente esta basado sobre los siguientes principios:

- Una faja transversal de tablero es asumida para soportar las cargas del eje de un camión de diseño.
- La faja es asumida para ser soportada sobre apoyos rígidos en los centros de las vigas. El ancho de la faja para diferentes sobrecargas es determinada usando la Tabla 4.6.2.1.3-1
- Las cargas del camión de diseño son movidas lateralmente para producir las envolventes de momento. El factor de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica son incluidos. El momento total es dividido por el ancho de distribución de faja para determinar la carga viva por ancho unitario.
- Los momentos factorados de diseño son determinados usando apropiados factores de carga para diferentes estados límites.
- El refuerzo es diseñado para resistir las cargas aplicadas usando principios convencionales del diseño del hormigón armado.
- El refuerzo de cortante y fatiga no necesitan ser investigados.

El método de diseño empírico es basado en ensayos de laboratorio de losas de tablero estos ensayos indican que las cargas sobre el tablero son transmitidas a los componentes de apoyo mayormente a través de un acción arco en el tablero, no a través de cortantes y momentos como es asumido por el diseño tradicional. Las limitaciones en la geometría del tablero son descritas en el [A9.7.2]. No se requieren otros cálculos para los tramos interiores del tablero.

9.1. DISEÑO DE MOMENTOS POR CARGA MUERTA

Según la AASHTO LRFD: Factores de carga [A.3.4.1]

Losa

Mínimo = 0.9

Máximo = 1.25

Capa de rodadura (1")

Mínimo = 0.65

Máximo = 1.50

Tradicionalmente la carga muerta para momento positivo o negativo en el tablero excepto para el voladizo, se calcula con la siguiente aproximación, esto para una faja de ancho unitario.

$$M = \frac{wS^2}{c}$$

Donde:

M = Momento positivo o negativo por carga muerta en el tablero para una faja de ancho unitario (kp-m/m)

w = Carga muerta por área unitaria del tablero (kp/m²)

S = separación entre vigas (m)

c = constante, usualmente tomada como 10 o 12

Para este ejemplo el momento por carga muerta debida al peso propio y a la capa de rodadura será calculado asumiendo $c=10$.

Losa

$$w = 0.20 * 2400 = 480 \text{ kp/m}^2$$

$$S = 1.90 \text{ m}$$

$$M_{DC} = \frac{wS^2}{c} = \frac{480 * 1.90^2}{10} = 161.80 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

Capa de rodadura

$$w = 0.0254 * 2000 = 50.8 \text{ kp/m}^2$$

$$S = 1.90 \text{ m}$$

$$M_{DW} = \frac{wS^2}{c} = \frac{50.8 * 1.90^2}{10} = 18.33 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

9.2. DISTANCIA DESDE EL CENTRO DE LA VIGA A LA SECCIÓN DE DISEÑO PARA MOMENTO NEGATIVO

*Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de Te y doble Te- un tercio del ancho del ala, pero no mas de 380 mm a partir del eje del apoyo [A4.6.2.1.6]

Ancho del ala = 740 mm

$$\frac{1}{3}(740) = 247 \leq 380 \text{ mm}$$

La distancia desde el centro de la viga es 247 mm

9.3. DETERMINAR LOS EFECTOS POR CARGA VIVA

Usando el método aproximado del análisis el tablero [A4.6.2], los efectos por carga viva pueden ser determinados modelando el tablero como viga apoyada en soportes fijos.

Para determinar el momento por carga viva por ancho unitario, el momento por carga viva total calculado es dividido por un ancho faja usando las ecuaciones apropiadas de la [Tabla 4.6.2.1.3-1]. Las siguientes condiciones se tienen que satisfacer cuando determinamos los efectos por carga viva del tablero.

- La distancia mínima del centro de la rueda a la cara inferior del parapeto = 300 mm [A.3.6.1.3]
- Distancia mínima entre ruedas de dos camiones adyacentes = 1200 mm
- Incremento por carga dinámica = 33% [A3.6.2.1]
- Factor de carga (Resistencia I) = 1.75 [A3.4.1]
- Factor de presencia múltiple (m) [A3.6.1.1.2]

Un carril = 1.20

Dos carriles = 1.00

Tres carriles = 0.85

- Los camiones se mueven lateralmente para determinar el momento extremo [A4.6.2.1.6]
- LA fatiga no necesita ser investigado para losas de hormigón armado en puentes de múltiples vigas [A9.5.3] y [A5.5.3.1]
- Factor de resistencia ϕ para momento:

Estado limite de resistencia = 0.9 [A5.5.4.2] Estado limite de evento extremo = 1 [A1.3.2.1]

9.4. DISEÑO PARA MOMENTO POSITIVO EN EL TABLERO

La Tabla 4.1 contiene valores de los momentos positivos y negativos por ancho unitario de tableros con diferentes espaciamientos entre vigas y con diferentes distancias de la sección de diseño hacia al centro de la viga para momento negativo.

Para este ejemplo la separación entre vigas es 1900 mm y la distancia de la sección de diseño es 247 mm, la interpolación de los valores de la tabla esta permitido, pero para obtener valores de momentos mas conservadores se determino en una separación entre vigas de 1900 mm para momento positivo y 225 mm para la distancia de la sección de diseño para momento negativo

Tabla A4-1 – Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho, N-mm/mm

S mm	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	21 130	11 720	10 270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21 010	14 140	12 210	10 340	8940	7670	5960	5120
1500	21 050	16 320	14 030	11 720	9980	8240	5820	5250
1600	21 190	18 400	15 780	13 160	11 030	8970	5910	4290
1700	21 440	20 140	17 290	14 450	12 010	9710	6060	4510
1800	21 790	21 690	18 660	15 630	12 930	10 440	6270	4790
1900	22 240	23 050	19 880	16 710	13 780	11 130	6650	5130
2000	22 780	24 260	20 960	17 670	14 550	11 770	7030	5570
2100	23 380	26 780	23 190	19 580	16 060	12 870	7410	6080

9.4.1 CARGAS FACTORADAS

Carga viva:

$$M^+ = 22240 \text{ N-mm/mm} = 2224 \text{ kp-m/m} \Rightarrow M_{LL}^+ = 1.75(2224) = 3892 \text{ kp-m}$$

$$M^- = 13780 \text{ N-mm/mm} = 1378 \text{ kp-m/m} \Rightarrow M_{LL}^- = 1.75(1378) = 2411.50 \text{ kp-m}$$

Según la norma AASTHO LRFD [A4.6.2.1.1]: *Este momento extremo positivo de cualquier panel del tablero entre vigas se considerara actuando en todas las regiones de momento positivo, de similar forma el momento negativo

Carga muerta:

Losa

$$M_{DC} = 1.25(161.80) = 202.25 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

Capa de rodadura

$$M_{DW} = 1.50(18.33) = 27.50 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

9.5. ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I

Momento Positivo

$$M_{DC+DW+LL} = 202.25 + 27.50 + 3892 = 4121.75 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

Momento negativo

$$M_{DC+DW+LL} = 202.25 + 27.50 + 2411.50 = 2641.25 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

9.6. SELECCIÓN DEL REFUERZO

Resistencia característica del hormigón (28 días): $f_c' = 250 \text{ kp/cm}^2$

Tensión de fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kp/cm}^2$

Peso específico del hormigón: $\gamma = 2400 \text{ kp/m}^3$

Recubrimiento [Tabla 5.12.3-1]

- Superficies de tableros sujetos a desgaste 60 mm
- Fondeo de losas hormigonadas in situ 25 mm

Asumiendo barra $\phi 16$, $d_b = 15.9 \text{ mm}$, $A_b = 199 \text{ mm}^2$

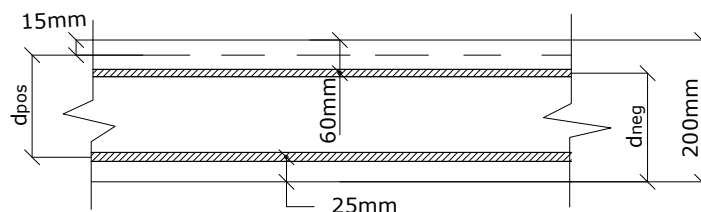


FIGURA 6.8-6 Alturas efectivas de la losa para momento positivo y negativo

Alturas efectivas de losa para momento positivo y negativo ver Figura 6.7-6:

$$d_{pos} = 200 - 15 - 25 - \frac{15.9}{2} = 152.05 \text{ mm}$$

$$d_{neg} = 200 - 60 - \frac{15.9}{2} = 132.05 \text{ mm}$$

9.7. ARMADURA POR FLEXIÓN: Según la AASHTO-2007

➤ Armadura máxima:

* La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que: $c \leq 0.42d$ o

$a \leq 0.42\beta_1 d$ [A5.7.3.3.1]. Para nuestro ejemplo $\beta_1 = 0.85$

$$a \leq 0.36d$$

➤ **Armadura mínima**

- La armadura mínima de tracción para elementos pretensados y no pretensados deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_U , como mínimo igual al menor valor entre: [A5.7.3.3.2]:
- 1,2 veces el momento de fisuración, M_{cr} o
- 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en la Tabla 3.4.1-1.

$$M_{cr} \leq S_{nc} f_r$$

Donde:

S_{nc} = módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción mm^3 .

f_r = módulo de rotura del hormigón

Para hormigón de densidad normal

$$f_r (MPa) = 0.97 \sqrt{f_c'}$$

⇒ Máxima separación de la armadura principal

A menos que se especifique lo contrario, la separación de la armadura en tabiques y losas no deberá ser mayor que 1,5 veces el espesor del elemento ó 450 mm. La máxima separación de los espirales, zunchos y armadura de contracción y temperatura deberá ser como se especifica en los Artículos 5.10.6, 5.10.7 y 5.10.8.

$$S_{max} \leq 1.5 * t_s$$

Para este ejemplo la separación máxima es:

$$S_{max} \leq 1.5 * (20) = 30 \text{ cm}$$

9.7.1 REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO

$$M_U = 4121.75 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

- El mínimo momento último M_U depende del momento de fisuración $M_{cr} = S_{nc} f_r$

$$S_{nc} = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} (100) (20)^2 = 6666.7 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 0.97 \sqrt{f_c'} = 0.97 \sqrt{25} = 4.85$$

$$M_{cr} = 4.85 * 6666.7 = 3233.35 \text{ kp-m/m}$$

- El momento ultimo M_U , como mínimo igual al menor valor entre:

$$1.2M_{cr} = 1.2(3233.35) = 3880.02 \text{ kp}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{ó } 1.33M_U = 1.33(4121.75) = 5481.92 \text{ kp}\cdot\text{m/m}$$

Por consiguiente:

$$M_U = 412175 \text{ kp}\cdot\text{cm/cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 15.205 \text{ cm}$$

$$k = \frac{M_U}{bd^2} = \frac{412175}{100 * 15.205^2} = 17.82 \text{ kp/cm} \quad \Rightarrow \quad \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4200}{0.85 * 250} = 19.76 \quad \Rightarrow \quad \rho = \frac{1}{19.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.76 * 17.82}{0.85 * 4200}} \right) = 0.00526$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00526 * 100 * 15.205 = 8.010 \text{ cm}^2$$

Tratar con barras N°16 ($A_s = 1.99 \text{ cm}^2$) $\Rightarrow A_{pos} = 9.95 \text{ cm}^2$

➤ **Revisar la ductilidad**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{9.95 * 4200}{0.85 * 250 * 100} = 1.96 \text{ cm}$$

$$a \leq 0.36d = 0.36 * 15.205 = 5.47 \text{ Cumple}$$

➤ **Revisar momento resistente**

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9(9.95)(4200) \left(15.205 - \frac{1.96}{2} \right) = 4598 \text{ kp}\cdot\text{m/m}$$

$$4598 > 4312.25 \text{ kp}\cdot\text{m/m} \quad \text{OK}$$

Se escogen barras $\phi 16$ ($A_s = 1.99 \text{ cm}^2$). $\rightarrow 1\phi 16 \text{ C/20 cm}$

9.7.2 REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO

$$M_U = 2641.25 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

- El mínimo M_U depende del $M_{cr} = S_{nc} f_r$

$$S_{nc} = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} (100)(20)^2 = 6666.7 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 0.97 \sqrt{25} = 4.85$$

$$M_{cr} = 4.85 * 6666.7 = 3233.35 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

- M_U , como mínimo igual al menor valor entre:

$$1.2M_{cr} = 1.2(3233.35) = 3880.02 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

$$\text{ó } 1.33M_U = 1.33(3853.69) = 5125.41 \text{ kp}\cdot\text{m}$$

Por consiguiente:

$$M_U = 388002 \text{ kp-cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 13.205 \text{ cm}$$

$$k = \frac{M_U}{bd^2} = \frac{388002}{100 * 13.205^2} = 22.25 \text{ kp/cm} \quad \Rightarrow \quad \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4200}{0.85 * 250} = 19.76 \quad \Rightarrow \quad \rho = \frac{1}{19.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.76 * 22.25}{0.85 * 4200}} \right) = 0.00667$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00667 * 100 * 13.205 = 8.81 \text{ cm}^2$$

Tratar con barras $\phi 16$ ($A_s = 1.99 \text{ cm}^2$) $\Rightarrow A_{pos} = 9.95 \text{ cm}^2$

➤ **Revisar la ductilidad**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{9.95 * 4200}{0.85 * 250 * 100} = 1.96 \text{ cm}$$

$$a \leq 0.36d = 0.36 * 13.205 = 4.75 \quad \text{OK}$$

➤ **Revisar momento resistente**

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 (9.95) (4200) \left(13.205 - \frac{1.96}{2} \right) = 4598 \text{ kp-m}$$

$$4598 > 3880.02 \text{ kp-m/m} \quad \text{OK}$$

Se escogen barras $\phi 16$ ($A_s = 1.99 \text{ cm}^2$). $\rightarrow 1\phi 16 \text{ C} / 20 \text{ cm}$

9.8. ACERO DE DISTRIBUCIÓN:

Según la norma AASHTO LRFD:

* En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo [A.9.7.3.2]:

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$1750 / \sqrt{S} \leq 50 \text{ por ciento}$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$3840 / \sqrt{S} \leq 67 \text{ por ciento}$$

Donde:

S = longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el Artículo 9.7.2.3 (mm)

Para este ejemplo:

Se escogen barras $\phi 16$ ($A_s = 1.99 \text{ cm}^2$) $\Rightarrow 5 * 1.99 = 9.95 \text{ cm}^2$

$$S = S - b_f = 1900 - 720 = 1180 \text{ mm}$$

$$3840 / \sqrt{1180} = 111.78\% \quad \text{usar } 67\%$$

Entonces el acero por distribución es:

$$A_s = 0.67 A_s = 0.67 * 8.81 = 6.0 \text{ cm}^2$$

Se escogen barras $\phi 12$ ($A_s = 1.29 \text{ cm}^2$). $\rightarrow 1\phi 12 C / 20 \text{ cm}$

9.9. ARMADURA POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

* La armadura para contracción y temperatura, el área de la armadura en cada dirección deberá satisfacer. El acero se deberá distribuir uniformemente en ambas caras:

$$A_s \geq 0.75 \frac{A_g}{f_y}$$

Donde:

A_g = área bruta de la sección (mm^2)

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

$$A_s = 0.75 \frac{A_g}{f_y} = 0.75 \frac{1000 * 200}{420} = 3.57 \text{ cm}^2$$

Para una sola cara:

$$A_s = \frac{1}{2} 3.57 = 1.785 \text{ cm}^2$$

Se escogen barras $\phi 10$ ($A_s = 0.71 \text{ cm}^2$). $\rightarrow 1\phi 10 C / 33 \text{ cm}$

9.10. LIMITACIÓN DE LA FISURACIÓN MEDIANTE DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA

* El estado límite de Servicio I investiga el ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado [A.3.4.1].

- El momento usado para calcular el esfuerzo de tracción en la armadura es:

$$M = M_{DC} + M_{DW} + 1.33 M_{LL}$$

- El momento de carga viva de la Tabla 4.1 esta multiplicado por el factor de carga dinámica a continuación dice lo siguiente:

* Los factores tabulados por sobrecarga incluyen los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica [Tabla A4]

- La fisuración es controlada por los límites de la separación de la armadura bajo cargas de servicio.

Separación Máxima:
$$s = \frac{123000}{\beta_s f_s} \gamma_e - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} ; \quad \gamma_e = 0.75 \text{ factor de exposicion tipo 2}$$

Donde:

d_c = espesor del recubrimiento de hormigón medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma (mm)

⇒ La relación entre el esfuerzo del acero f_s y el esfuerzo en el concreto f_c es:

$$f_s = n f_c = n \frac{M \cdot (d - x)}{I_{cr}} \quad \beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

⇒ Relacion de módulos acero y hormigón:
$$n = \frac{2.1 \times 10^6}{2.8 \times 10^5} = 7.5 = 7$$

9.10.1 REVISAR LA ARMADURA PARA MOMENTO POSITIVO

- **Momento Positivo para Servicio I:**

$$M = 202.25 + 27.50 + 2224 = 2453.75 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

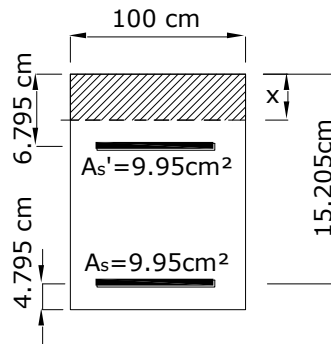


FIGURA 6. 8-7 Sección fisurada para momento positivo

- **Ubicación del eje neutro (x) de la sección fisurada**

$$\frac{1}{2} b x^2 = n A_s' (d' - x) + n A_s (d_{pos} - x)$$

$$\frac{1}{2} (100) (x^2) = (7 \times 9.95) (6.79 - x) + (7 \times 9.95) (15.205 - x)$$

$$x = 4.31 \text{ cm}$$

- **Momento de inercia de la sección fisurada**

$$I_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + As'n(d' - x)^2 + nAs(d_{pos} - x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3}(100)(4.31)^3 + (7 \times 9.95)(6.79 - 4.31)^2 + (7 \times 9.95)(15.205 - 4.31)^2$$

$$I_{cr} = 11364.67 \text{ cm}^4$$

$$M = 2453.75 \text{ kp-m} = 24537500 \text{ N-mm} \quad d_{pos} = 152.05 \text{ mm} \quad I_{cr} = 113646700 \text{ mm}^4$$

$$f_s = n \frac{M(d - x)}{I_{cr}} = 7 \frac{24537500(152.05 - 43.1)}{113646700} = 164.66 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{47.95}{0.7(200 - 47.95)} = 1.45$$

$$s \leq \frac{123000}{\beta_s f_s} \gamma_e - 2d_c = \frac{123000}{1.45(164.66)} 0.75 - 2(47.95) = 290 \text{ mm}$$

$$s \leq 29 \text{ cm} > s = 20 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Usar barras $\phi 16$ ($A_s = 1.99 \text{ cm}^2$). $\rightarrow 1\phi 16 \text{ C} / 20 \text{ cm}$

9.10.2 REVISAR LA ARMADURA PARA MOMENTO NEGATIVO

\Rightarrow Momento Negativo para Servicio I

$$M = 202.25 + 27.50 + 1378 = 1607.75 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

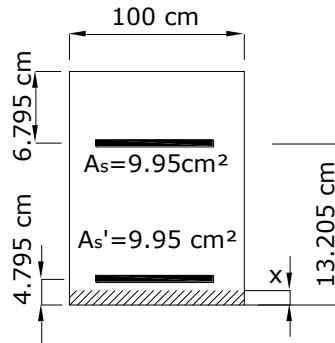


FIGURA 6. 8-8 Sección fisurada para momento negativo

➤ Ubicación del eje neutro (x):

$$\frac{1}{2}bx^2 + (n-1)As_{pos}(x - d') = nAs_{neg}(d_{neg} - x)$$

$$\frac{1}{2}(100)(x^2) + (6 \times 9.95)(x - 4.97) = (7 \times 9.95)(13.205 - x)$$

$$x = 3.80 \text{ cm}$$

➤ **Momento de inercia de la sección fisurada**

$$I_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + As'n(d' - x)^2 + nAs(d_{pos} - x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3}(100)(3.80)^3 + (7 \times 9.95)(4.79 - 3.80)^2 + (7 \times 9.95)(13.205 - 3.80)^2$$

$$I_{cr} = 8058.15 \text{ cm}^4$$

$$M = 1607.75 \text{ kp-m} = 16077500 \text{ N-mm} \quad d_{neg} = 132.05 \text{ mm} \quad I_{cr} = 80581500 \text{ mm}^4$$

$$f_s = n \frac{M(d - x)}{I_{cr}} = 7 \frac{16077500(132.05 - 38.0)}{80581500} = 131.35 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{67.95}{0.7(200 - 67.95)} = 1.73$$

$$s \leq \frac{123000}{\beta_s f_s} \gamma_e - 2d_c = \frac{123000}{1.73(131.35)} 0.75 - 2(67.95) = 26.5 \text{ mm}$$

$$s \leq 27 \text{ cm} > s = 20 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Se escogen barras $\phi 16$ ($A_s = 1.99 \text{ cm}^2$). $\rightarrow \underline{1\phi 16 \text{ C/20 cm}}$

9.11 DISEÑO DEL VOLADO**9.11.1. DETERMINACIÓN DE CARGAS**

Para tableros diseñados usando el método de la faja equivalente [A.4.6.2.1]:

El camión o tanden de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda este a menos de:

- Para diseño del volado del tablero- 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda y
- Para diseño de todos los demás componentes-600mm a partir del borde del carril de diseño.

El ancho de faja equivalente interiores, para hormigón colado in situ se puede tomar como se especifica en la Tabla 5.16 [A4.6.2.1.3-1]

- Volado 1140+0.833x
- Momento positivo 660+0.55S
- Momento negativo 1220+0.25S

*Factor de presencia múltiple (m) [A3.6.1.1.2]

Un carril=1.20

Para este ejemplo:

$$P_g = 1.2P/E \quad \text{donde} \quad E = 1140 + 0.833x = 1140 + 0.833(140) = 1.25662 \text{ m} \quad P = 7250 \text{ kp}$$

$$P_g = (1.2 * 7250) / 1.25662 = 6924 \text{ kp/m}$$

CARGAS DEBIDO A LA SUPERESTRUCTURA DC

FUERZAS (kp)	BRAZO (m)	M (kp*m)
P1=300= 300	0,915	274,5
P4=0,10*0,35*2400= 84,00	0,865	72,66
P5=0,225*0,25*2400= 135,00	0,578	77,96
P6=0,5*0,025*0,25*2400= 7,50	0,457	3,43
P7=0,25*0,2*2400= 120,00	0,565	67,80
P8=0,44*0,2*2400= 211,20	0,220	46,46
TOTALES 857,70		542,81

CARGAS CAPA DE RODADURA DW

FUERZAS (kp)	BRAZO (m)	M (kp*m)
P10=0,0254*0,365*2000= 18,25	0,22	4,015
TOTALES 18,25		4,02

CARGA VIVA LL

FUERZAS (kp)	BRAZO (m)	M (kp*m)
P2=236,78= 236,78	0,715	169,30
P3=750= 750,00	0,450	337,50
P9=7550,33 6924,00	0,140	969,36
TOTALES 7910,78		1476,16

9.12 ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I

La combinación de factores de carga para el estado límite de resistencia es:

$$M = \eta [1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75(1.33M_{LL})]$$

$\eta \geq 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles

$$M = 1.05 \left[\frac{1.25(542.81) + 1.5(4.02) + 1.75(1.33 * 1476.16)}{1.75(1.33 * 1476.16)} \right] = 4120.30 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

3. Determinación de acero por flexión:

$$M_U = 412030 \text{ kp-cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 13.205 \text{ cm}$$

$$k = \frac{M_U}{bd^2} = \frac{412030}{100 * 13.205^2} = 23,63 \text{ kp/cm} \Rightarrow \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4200}{0.85 * 250} = 19.76 \Rightarrow \rho = \frac{1}{19.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.76 * 23,63}{0.85 * 4200}} \right) = 0,007119825 \quad \text{Tr}$$

$$A_s = \rho * b * d = 0,007119825 * 100 * 13.205 = 9,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{atar con 5 barras } \phi 16 (A_s = 1.99 \text{ cm}^2) \Rightarrow A_s = 9.95 \text{ cm}^2$$

⇒ Revisar la ductilidad

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{9.95 * 4200}{0.85 * 250 * 100} = 1.96 \text{ cm}$$

$$a \leq 0.36d = 0.36 * 13.205 = 4.75 \text{ Cumple}$$

⇒ Revisar momento resistente

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 (9.95) (4200) \left(13.205 - \frac{1.96}{2} \right) = 4597.94 \text{ kp-m}$$

$$\phi M_n \geq M_U$$

$$4597.94 > 4120.30 \text{ kp-m/m} \quad \text{Cumple}$$

Se escogen barras $\phi 16 (A_s = 1.99 \text{ cm}^2)$. → 1 $\phi 16$ C/20 cm

ESQUEMA DE ARMADO

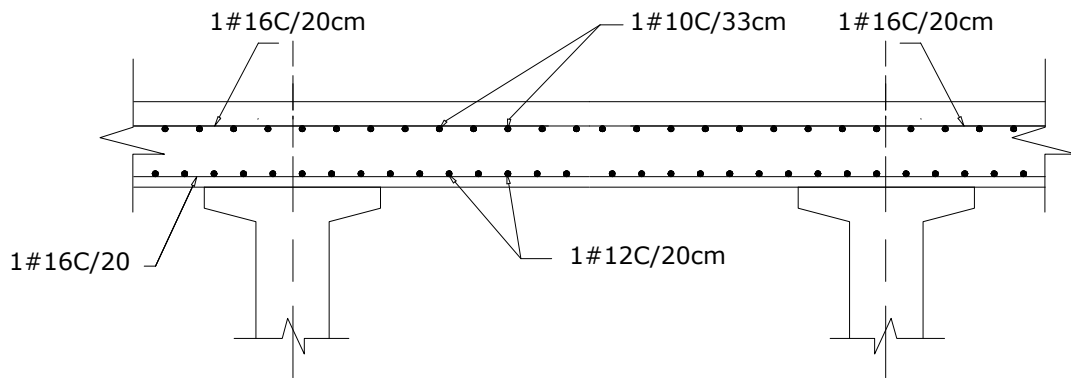


FIGURA 6.8-8 Esquema de armado Refuerzo de acero en la losa interior

10 ANALISIS LONGITUDINAL

10.1 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION VIGA SIMPLE

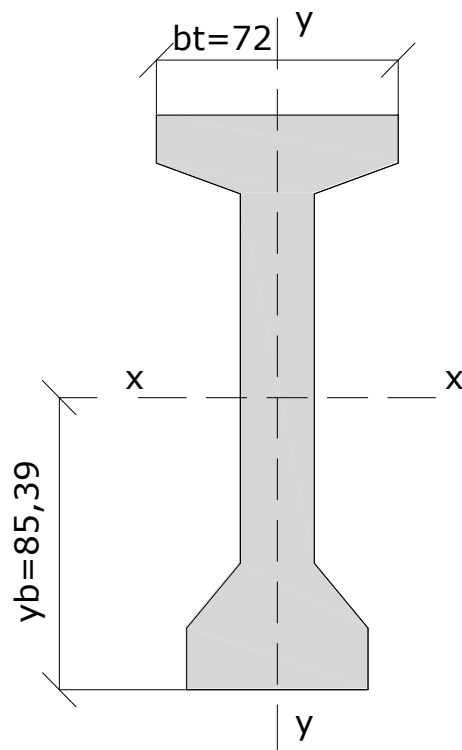


FIGURA 6.8-9 Propiedades de la viga simple

➤ Área de la sección	$A = 5685 \text{ cm}^2$
➤ Altura de la viga	$h = 168 \text{ cm}$
➤ Momento de inercia	$I = 18199196,7 \text{ cm}^4$
➤ Distancia del CG a la fibra superior	$y_b = 85,39 \text{ cm}$
➤ Distancia del CG a la fibra inferior	$y_t = 82,61 \text{ cm}$
➤ Excentricidad	$e = 68,59 \text{ cm}$
➤ Modulo resistente fibra superior	$W_t = 220302,5869 \text{ cm}^3$
➤ Modulo resistente fibra inferior	$W_b = 213130,3045 \text{ cm}^3$

10.1 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION COMPUESTA

Relación de módulos

$$\eta = \frac{\sqrt{f'_{cl}}}{\sqrt{f'_{cv}}} = \frac{\sqrt{250}}{\sqrt{350}} = 0.845$$

Ancho efectivo del patín Viga exterior: $b = 1.75\text{m}$

$$b_e = b * \eta$$

$$b_e = 0.845 * 1.75 = 147.90\text{cm}$$

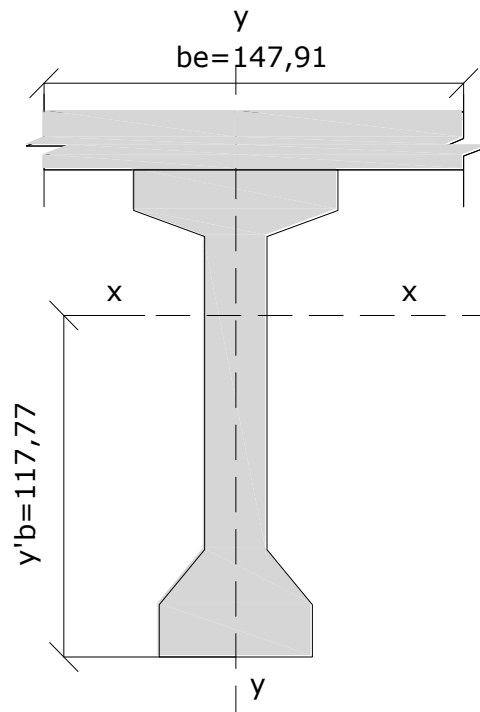


FIGURA 6.8-10 Propiedades de la sección compuesta

- | | |
|--|-----------------------------------|
| ➤ Área de la sección | $A = 8459,039 \text{ cm}^2$ |
| ➤ Altura de la viga | $h = 188 \text{ cm}$ |
| ➤ Momento de inercia | $I = 34796142,49 \text{ cm}^4$ |
| ➤ Distancia del CG a la fibra superior | $y'_b = 117,77 \text{ cm}$ |
| ➤ Distancia del CG a la fibra inferior | $y'_t = 70,22 \text{ cm}$ |
| ➤ Modulo resistente fibra superior | $W'_t = 495493,4752 \text{ cm}^3$ |
| ➤ Modulo resistente fibra inferior | $W'_b = 295446,49 \text{ cm}^3$ |

10.2 CALCULAR LAS SOLICITACIONES DEBIDAS A LA SOBRECARGA**10.2.1 FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE (M) [A3.6.1.1.1]**

Nº de Carriles Cargados	<i>m</i>
1	1.20
2	1.00
3	0.85

10.2.3. CARGA DINÁMICA PERMITIDA

Componente	<i>IM</i>
Juntas de tablero	75%
Fatiga	15%
Otros Estados	33%

10.3 FACTORES DE DISTRIBUCIÓN [A4.6.2.2.1-1]

Elementos de apoyo.- Para secciones de Te o Te con nervio de hormigón prefabricado

Tipo de tablero.- Hormigón integral

Sección transversal típica: *k*

10.3.1 PARÁMETRO DE RIGIDEZ LONGITUDINAL

La rigidez longitudinal *K_g* se deberá tomar como [A4.6.2.2.1]:

$$K_g = n \left(I + A e_g^2 \right)$$

Donde:

$$n = \frac{E_B}{E_D} = \sqrt{\frac{350}{250}} = 1.183$$

n= relación modular

E_D = resistencia característica del hormigón (28 días) *f_c'* = 250 kp/cm²

E_B = resistencia característica del hormigón (28 días) *f_c'* = 360 kp/cm²

e_g = distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero

I= momento de inercia de la viga en (mm⁴)

A= área de la viga (mm²)

$$e_g = yt + \frac{ts}{2} = 926,1 \text{ mm}$$

$$I = 1,81992\text{E}+11 \text{ mm}^4$$

$$A = 550100 \text{ mm}^2$$

$$K_g = 7,73576 \text{ E}+11 \text{ mm}^4$$

10.3.2 DISTRIBUCIÓN DE LAS SOBRECARGAS POR CARRIL PARA MOMENTO EN VIGAS INTERIORES [Tabla 4.6.2.2b-1]:

Rango de aplicabilidad

$S = 1900 \text{ mm}$	$L = 25000 \text{ mm}$	$t_s = 200 \text{ mm}$	$K_g = 7,73576 \text{ E}+11 \text{ mm}^4$
	$1100 \leq 1900 \leq 4900$		Cumple
	$6000 \leq 25000 \leq 73000$		Cumple
	$110 \leq 200 \leq 300$		Cumple
	$N_b \geq 4$		Cumple
	$4 \times 10^9 \leq 7,73576 \text{ E}+11 \leq 3 \times 10^{12}$		Cumple

Factores de distribución

➤ **Un carril de diseño cargado** (mg_M^{SI}):

$$mg_M^{SI} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{10700} \right)^{0.3} \left(\frac{k_g}{L t_s^3} \right)^{0.1} = 0,55167$$

➤ **Dos o más carriles de diseño cargados** (mg_M^{MI}):

$$mg_M^{MI} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{L t_s^3} \right)^{0.1} = 0,6055 \quad \text{Gobierna el diseño}$$

Donde:

S = Separación entre vigas

L = Longitud de tramo de la viga

t_s = Profundidad de la losa de hormigón

10.3.3 DISTRIBUCIÓN DE LAS SOBRECARGAS POR CARRIL PARA MOMENTO EN VIGAS EXTERIORES: [TABLA 4.6.2.2D-1]:

Rango de aplicabilidad

$$-300 \leq 800 \leq 1700 \quad \text{Cumple}$$

Donde:

d_e = Distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm)

$$d_e = 800 \text{ mm}$$

Factores de distribución

- **Un carril de diseño cargado** (mg_M^{SE}): Ley de momentos ver la Figura 6.7-11

$$a = 800 \text{ mm}$$

$$S = 1900 \text{ mm}$$

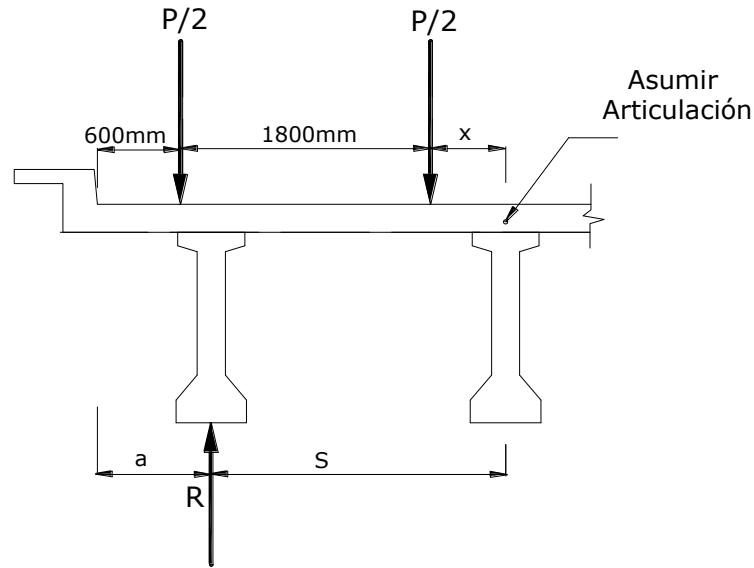


FIGURA 6.8-11 Ley de momentos

$$R \times 1900 - (P/2) \times 2100 - (P/2) \times 300 = 0$$

$$g_M^{SE} = 0,631578947$$

$$mg_M^{SE} = 1.20(0,631578947) = 0,7579 \quad \text{Gobierna el diseño}$$

- **Dos o más carriles de diseño cargados** $mg_M^{ME} = e \cdot mg_M^{MI}$:

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} = 1,055714286$$

$$mg_M^{ME} = 1,055714286(0,595854651) = 0,6393$$

Resumen de factores de distribución para momento

VIGA	UN CARRIL	DOS CARRILES	GOBIERNAN
INTERIOR	0,552	0,606	0,606
EXTERIOR	0,758	0,639	0,758

10.3.4 DISTRIBUCIÓN DE LAS SOBRECARGAS POR CARRIL PARA CORTANTE EN VIGAS INTERIORES: [Tabla 4.6.2.2.3a-1]

➤ **Rango de aplicabilidad**

$$S = 1900 \text{ mm} \quad L = 25000 \text{ mm} \quad t_s = 200 \text{ mm} \quad K_g = 7,73576\text{E}+11 \text{ mm}^4$$

$$1100 \leq 1900 \leq 4900 \quad \text{Cumple}$$

$$6000 \leq 25000 \leq 73000 \quad \text{Cumple}$$

$$110 \leq 200 \leq 300 \quad \text{Cumple}$$

$$N_b \geq 4 \quad \text{Cumple}$$

$$4 \times 10^9 \leq 7,73576\text{E}+11 \leq 3 \times 10^{12} \quad \text{Cumple}$$

➤ **Un carril de diseño cargado (mg_V^{SI}):**

$$mg_V^{SI} = 0.36 + \frac{S}{7600} = 0,6100$$

➤ **Dos o más carriles de diseño cargados (mg_V^{MI}):**

$$mg_V^{MI} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2.0} = 0,6962$$

10.3.5 DISTRIBUCIÓN DE LAS SOBRECARGAS POR CARRIL PARA CORTANTE EN VIGAS EXTERIORES: [Tabla 4.6.2.2.3b-1]:➤ **Rango de aplicabilidad**

$$-300 \leq 800 \leq 1700 \quad \text{Cumple}$$

➤ **Un carril de diseño cargado (mg_V^{SE}):** Ley de momentos ver la figura ver Figura 6.1-11

$$mg_V^{ME} = 0,7580$$

➤ **Dos o más carriles de diseño cargados:** $mg_V^{ME} = e \cdot mg_V^{MI}$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} = 1,056$$

$$mg_V^{ME} = 0,735$$

Resumen de factores de distribución por corte

VIGA	UN CARRIL	DOS CARRILES	GOBIERNAN
INTERIOR	0,610	0,696	0,696
EXTERIOR	0,758	0,735	0,758

11. CALCULO DE MOMENTOS DEBIDO A LA CARGA VIVA:

Según la norma AASHTO LRFD [A.3.6.1.3.1]: *La sollicitación extrema se deberá tomar como el mayor valor de los siguientes valores

$$M_{LL} = M_{(camion+IM)} + M_{carril}$$

$$M_{LL} = M_{(Tandem+IM)} + M_{carril}$$

El cálculo de momentos debido a la carga viva se determinó en el programa FTOOL

➤ Camión de diseño [A.3.6.1.2.2]

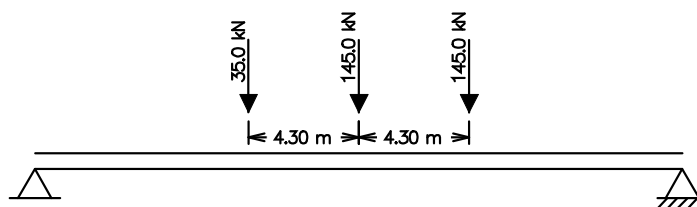


FIGURA 6.8-12 Ubicación del camión de diseño para generar el mayor momento por carga viva

$$M_{Camion+IM} = 1.33(165100) = 219583 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ Tandem de diseño [A.3.6.1.2.3]

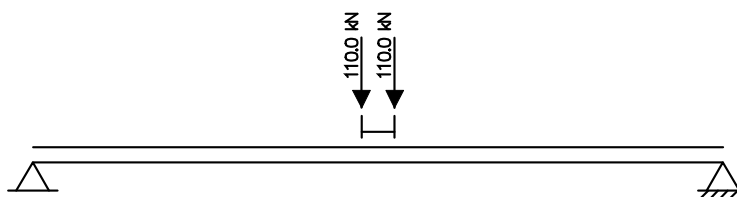


FIGURA 6.8-13 Ubicación del tandem de diseño para generar el mayor momento por carga viva

$$M_{Tandem+IM} = 1.33(130900) = 174097 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ Carga de carril de diseño [A.3.6.1.2.3]

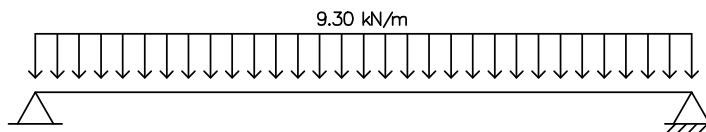


FIGURA 6.8-14 Carga de carril de diseño

$$M_{carril} = 72620 \text{ kp/m}$$

➤ Carga peatonal [A3.6.1.6]

$$q_{PL} = 451(0.55) = 248.05 \text{ kp/m}$$

$$M_{PL} = \frac{1}{8} q_{PL} l^2 = 9689,45 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

11.1 MOMENTO DEBIDO A CARGA VIVA –VIGA EXTERIOR:

$$M_{LL+IM} = m g_M^E * (M_{camion} + M_{carril}) + M_{PL} = 231148,57 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

11.2 CALCULO DE CARGAS Y MOMENTOS POR CARGA MUERTA- VIGA EXTERIOR

➤ **Momento por peso propio de la viga (M_{pp})**

$$q_v = \gamma * A_v = 1364,4 \text{ kp/m}$$

$$M_{pp} = \frac{1}{8} q_v L^2 = 103143,75 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ **Momento por losa húmeda (M_{lh})**

$$q_{lh} = s \times t \times \gamma = 840 \text{ kp/m}$$

$$M_{lh} = \frac{1}{8} q_{lh} L^2 = 65625 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ **Momento por diafragma (M_{diaf})**

$$L = 25 \text{ m}$$

$$R = 414 \text{ kp}$$

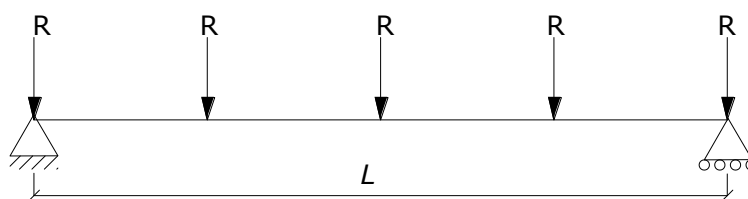


FIGURA 6.8-15 Reacciones para generar el momento por diafragma

De la simulación en el programa SAP2000 el momento máximo es:

$$M_{diaf} = 5175 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ **Momento por estructura superior (M_{DC2})**

$$q_{DC2} = \frac{2q}{\#vigas} = 317,25 \text{ kp/m} \quad \text{donde: } q = \sum P_{CM}$$

$$M_{DC2} = \frac{1}{8} q_{DC2} * L^2 = 24785,16 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ **Momento por capa de rodadura (M_{DW})**

$$q_{DW} = 0.0254 * \gamma_{asf} * S = 88,9 \text{ kp/m}$$

$$M_{DW} = \frac{1}{8} * q_{DW} * L^2 = 6945,3125 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ **Resumen de momentos**

$A =$	5501	cm ²	$M_{LL} =$	231148,569	kp*m
$e =$	68,59	cm	$M_{pp} =$	103143,75	kp*m
$W_t =$	220302,587	cm ³	$M_{lsa} =$	65625	kp*m
$W_b =$	213130,304	cm ³	$M_{diaf} =$	5175	kp*m
$W_t'' =$	495493,475	cm ³	$M_{DC2} =$	24785,1563	kp*m
$W_b'' =$	295446,487	cm ³	$M_{DW} =$	6945,3125	kp*m

12 DETERMINACION DEL PRESFUERZO INICIAL

12.1. CALCULO DEL PREESFUERZO INICIAL

Para determinar el preesfuerzo inicial igualar a cero las cargas de la fibra inferior:

$$f_{cb} = \frac{P_0}{A} + \frac{P_0 \times e}{W_b} + \left(\sum t \right) \geq 0 \quad \text{donde: } \sum t = \left[\begin{array}{l} -\frac{M_{pp}}{W_b} - \frac{M_{lh}}{W_b'} - \frac{M_{diaf}}{W_b'} \\ -\frac{M_{DC}}{W_b'} - \frac{M_{DW}}{W_b'} - \frac{M_{LL+IM}}{W_b'} \end{array} \right]$$

$$P_0 = \frac{-\sum t \times W_b \times A}{W_b + A \times e} = 320359,49 \text{ kp}$$

12.2. DETERMINACIÓN DE ÁREA DE TORONES:

Asumiendo que el esfuerzo en los cables después de todas las pérdidas es $0.6 f_{pu}$:

$$f_{pu} = 18966.80 \text{ kp/cm}^2 \quad A_u = 0.987 \text{ cm}^2 \quad f_s = f_{pu} / A_u$$

Área de torones:

$$A_{s_{torones}} = \frac{P_0}{0.6 * f_s} = 27,79$$

Número de torones:

$$N^{\circ}_{torones} = \frac{A_{s_{torones}}}{A_u} = 29$$

Área real de torones:

$$A_{SR} = N^{\circ}_{torones} * A_u = 28,623 \text{ cm}^2$$

12.3. CÁLCULO DE PÉRDIDAS

La pérdida del pretensado total se puede expresar como:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

Donde:

Δf_{pT} = pérdida total (MPa)

Δf_{pF} = pérdida por fricción (MPa)

Δf_{pA} = pérdida por acunamiento de los anclajes (MPa)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

Δf_{pR2} = pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa)

➤ **PÉRDIDA DEPENDIENTES DEL TIEMPO** (retracción, fluencia y relajación del acero)

- Para Vigas I

$$\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} = 230 \left[1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR - 41$$

$PPR = 1.0$ por ser pretensado total

Para cables de baja relajación se debe reducir en 41 N/mm², en el caso de vigas de sección rectangular, losas macizas y vigas I.

$$\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} = 230 \left[1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR - 41 = 235,049 \text{ N/mm}^2$$

➤ **ACORTAMIENTO ELÁSTICO**

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad \text{donde: } f_{cgp} = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i \times e^2}{I} - \frac{M_{pp} \times e}{I}$$

Asumiendo:

$$P_i = P_0 + (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}) * A_{s\text{torones}} = 3876375,002 \text{ N}$$

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i \times e^2}{I} - \frac{M_{pp} \times e}{I} = 16,67857 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} = 36,6171 \text{ N/mm}^2$$

- Primera iteración:

$$f_{pi}=1390,903915$$

$$P_{i \text{ iterado}} = 3981184,275 \text{ N}$$

$$f_{cgp} = 17,14003875 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{fES} = 37,63028034 \text{ N/mm}^2$$

- Resumen de iteraciones

f_{pi}	$P_{i \text{ iterado}} (N)$	$f_{cgp} (N/mm^2)$	$A_{fES} (N/mm^2)$
1390,9039	3981184,275	17,14003875	37,63028034
1391,917	3984084,153	17,15280663	37,65831173
1391,9451	3984164,388	17,15315989	37,6590873
1391,9459	3984166,608	17,15316967	37,65910876
1391,9459	3984166,669	17,15316994	37,65910935
1391,9459	3984166,671	17,15316995	37,65910937

$$f_{Pi} = 1391,945872 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta f_{pES} = 37,65910937 \text{ N/mm}^2$$

➤ PERDIDA POR FRICCIÓN

$$\Delta f_{pF} = f_{Pi} \left(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)} \right)$$

$$\alpha = \frac{2f}{l/2} = 0,109744 \text{ rad}$$

$$\text{De la [Tabla 5.9.5.2.2b-1]} \quad K = 6.6 \times 10^{-7} \quad \mu = 0.25$$

$$\Delta f_{pF} = 48,79711504 \text{ N/mm}^2$$

➤ PÉRDIDA POR ACUÑAMIENTO DE ANCLAJES:

$$\Delta f_{pA} = \frac{2 \times E_p \times h}{x} - 2\Delta f_{pF} \quad \text{donde: } x = \sqrt{\frac{E_p \times h \times l}{\Delta f_{pF}}}$$

Donde:

h = Acuñaamiento de anclajes 6 mm

x = distancia de acuñaamiento (mm)

$$x = 17400,698 \text{ mm}$$

$$x = 17400,698 > \frac{L}{2} = 12500 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Tesado de un lado:

$$\Delta f_{pA} = \frac{2 \times E_p \times h}{x} - 2\Delta f_{pF} = 38,262 \text{ N/mm}^2$$

- Perdidas totales:

$$\Delta f_T = (\text{perdidas instantaneas}) + (\text{perdidas dependientes del tiempo})$$

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2})$$

$$\Delta f_{pT} = 359,767 \text{ N/mm}^2$$

➤ **DETERMINACIÓN DEL PREESFUERZO FINAL:**

$$P_f = P_0 + \Delta f_{pT} = 423335,71 \text{ kp}$$

13. VERIFICACION DE TENSIONES

$$\text{Preesfuerzo inicial: } P_0 = 320359,49 \text{ kp}$$

$$\text{Preesfuerzo final: } P_f = 423335,71 \text{ kp}$$

$$f_{ci}' = 0.80 * f_c' = 0.80 * 350 = 280 \text{ kp/cm}^2$$

TIEMPO INICIAL $T = 0$

➤ **FIBRA SUPERIOR DE LA VIGA**

$$f_{ct} = \frac{P_f}{A} - \frac{P_f * e}{W_t} + \frac{M_{pp}}{W_t} \geq -0.79 \sqrt{f_{ci}'}$$

$$-8,027 \geq -13,22 \rightarrow \text{Cumple a la tracción}$$

➤ **FIBRA INFERIOR DE LA VIGA**

$$f_{cb} = \frac{P_f}{A} + \frac{P_f * e}{W_b} - \frac{M_{pp}}{W_b} \leq 0.60 * f_{ci}'$$

$$164,80 \leq 168 \rightarrow \text{Cumple a la compresión}$$

TIEMPO INFINITO $T = \infty$

➤ **FIBRA SUPERIOR DE LA VIGA**

$$f_{cb} = \frac{P_0}{A} - \frac{P_0 * e}{W_t} + \frac{M_{pp}}{W_t} + \frac{M_{lh}}{W_t'} + \frac{M_{diaf}}{W_t'} + \frac{M_{DC}}{W_t'} + \frac{M_{DW}}{W_t'} + \frac{M_{LL+IM}}{W_t'} \leq 0.45 f_c'$$

$$72,66 \leq 157,5 \rightarrow \text{Cumple a la tracción}$$

➤ FIBRA INFERIOR DE LA VIGA

$$f_{cb} = \frac{P_0}{A} + \frac{P_0 * e}{W_b} - \frac{M_{pp}}{W_b} - \frac{M_{lh}}{W_b'} - \frac{M_{diaf}}{W_b'} - \frac{M_{DC}}{W_b'} - \frac{M_{DW}}{W_b'} - \frac{M_{LL+IM}}{W_b'} > 0 \geq -1.59\sqrt{f_c'}$$

$$0,00 > 0 \geq -29,74617622 \rightarrow \text{Cumple a la compresión}$$

14. ARMADURA DEL POSTENSADO

- Total Número de torones:

$$N^{\circ}_{torones} = 29$$

- Numero de vainas:

$$N^{\circ}_{vainas} = \frac{N^{\circ}_{torones}}{12} = \frac{29}{12} = 2.41 = 3$$

- Coordenadas de las vainas

$$\text{Vaina N}^{\circ}1 \rightarrow 9 \text{ torones} \rightarrow As_1 = 0.987 \times 9 = 8,883 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vaina N}^{\circ}2 \rightarrow 12 \text{ torones} \rightarrow As_2 = 0.987 \times 12 = 11.844 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vaina N}^{\circ}3 \rightarrow 12 \text{ torones} \rightarrow As_3 = 0.987 \times 12 = 11.844 \text{ cm}^2$$

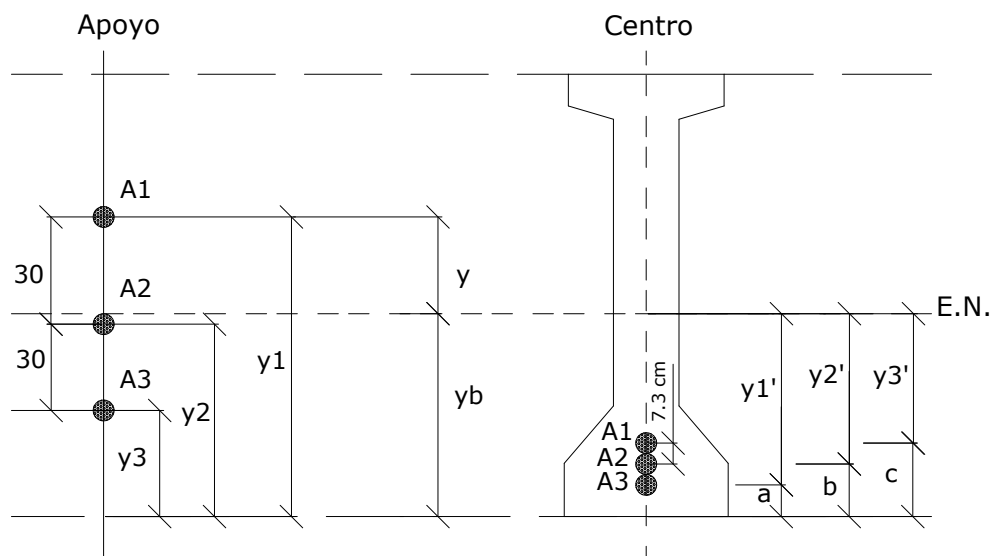


FIGURA 6.8-16 Coordenadas de las vainas

- Determinación de momentos en el eje neutro:

➤ **APOYO**

$$\sum M_{EN} = A_1 \times y - A_2(30 - y) - A_3(60 - y) = 0$$

Donde:

$$y_1 = y_b + y \quad y_2 = y_1 - 30 \quad y_3 = y_2 - 30$$

Despejando y se tiene:

$$y = \frac{30A_2 + 60A_3}{(A_1 + A_2 + A_3)} = 35,172 \text{ cm}$$

$$y_1 = 120,562 \text{ cm} \quad y_2 = 90,562 \text{ cm} \quad y_3 = 60,562 \text{ cm}$$

➤ **CENTRO**

$$A_{SR} = 28,623 \text{ cm}^2 \quad e = 68,59 \text{ cm}$$

$$\sum M_{EN} = e * A_{SR}$$

$$A_1 * y_3' - A_2(y_3' + 7.3) - A_3(y_3' + 14.6) = e \times A_{SR}$$

$$y_3' (A_1 + A_2 + A_3) + 7.3A_2 + 14.6A_3 = e \times A_{SR}$$

$$y_3' = 60,031 \text{ cm}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$y_2' = y_3' + 7.3 \rightarrow y_2' = 67,331 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2' + 14.6 \rightarrow y_1' = 74,631 \text{ cm}$$

$$a = y_b - y_1' = 10,759 \text{ cm}$$

$$b = y_b - y_2' = 18,059 \text{ cm}$$

$$c = y_b - y_3' = 25,359 \text{ cm}$$

➤ **RESUMEN DE DATOS**

	Apoyo (cm)	Centro (cm)	Diferencia (cm)	Ntorones
Vaina 1	120,56	25,36	95,20	7
Vaina 2	90,56	18,06	72,50	10
Vaina 3	60,56	10,76	49,80	12

➤ ECUACIÓN GENERAL DE LA PARÁBOLA

$$Y = \frac{2}{l^2}(Y_A - 2 \cdot Y_B + Y_C) \cdot X^2 + \frac{1}{l}(-3 \cdot Y_A + 4Y_B - Y_C)X + Y_A$$

Vaina 1

A: (0 ; 45,23)

C: (12,5 ; 7,86)

D: (25 ; 45,23)

$$Y = 0,318744276 \cdot X^2 + (-7,968606897)X + 60,56$$

Vaina 2

A: (0 ; 75,23)

C: (12,5 ; 15,16)

D: (25 ; 75,23)

$$Y = 0,464024276 \cdot X^2 + (-11,6006069)X + 90,56$$

Vaina 3

A: (0 ; 105,23)

C: (12,5 ; 22,46)

D: (25 ; 105,23)

$$Y = 0,609304276 \cdot X^2 + (-15,2326069)X + 120,56$$

➤ COORDENADAS DE LAS VAINAS

X	Vaina3	Vaina2	Vaina1	X	Vaina3	Vaina2	Vaina1
0	60,5624138	90,5624138	120,562414	13	10,8383068	18,1746268	25,5109468
0,5	56,6577964	84,8781164	113,098436	13,5	11,077365	18,522645	25,967925
1	52,9125512	79,4258312	105,939111	14	11,4757953	19,1026753	26,7295553
1,5	49,3266781	74,2055581	99,0844381	14,5	12,0335978	19,9147178	27,7958378
2	45,9001771	69,2172971	92,5344171	15	12,7507724	20,9587724	29,1667724
2,5	42,6330483	64,4610483	86,2890483	15,5	13,6273192	22,2348392	30,8423592
3	39,5252916	59,9368116	80,3483316	16	14,6632381	23,7429181	32,8225981
3,5	36,576907	55,644587	74,712267	16,5	15,8585291	25,4830091	35,1074891
4	33,7878946	51,5843746	69,3808546	17	17,2131923	27,4551123	37,6970323
4,5	31,1582543	47,7561743	64,3540943	17,5	18,7272276	29,6592276	40,5912276
5	28,6879862	44,1599862	59,6319862	18	20,400635	32,095355	43,790075
5,5	26,3770902	40,7958102	55,2145302	18,5	22,2334146	34,7634946	47,2935746
6	24,2255663	37,6636463	51,1017263	19	24,2255663	37,6636463	51,1017263
6,5	22,2334146	34,7634946	47,2935746	19,5	26,3770902	40,7958102	55,2145302
7	20,400635	32,095355	43,790075	20	28,6879862	44,1599862	59,6319862
7,5	18,7272276	29,6592276	40,5912276	20,5	31,1582543	47,7561743	64,3540943
8	17,2131923	27,4551123	37,6970323	21	33,7878946	51,5843746	69,3808546
8,5	15,8585291	25,4830091	35,1074891	21,5	36,576907	55,644587	74,712267
9	14,6632381	23,7429181	32,8225981	22	39,5252916	59,9368116	80,3483316
9,5	13,6273192	22,2348392	30,8423592	22,5	42,6330483	64,4610483	86,2890483
10	12,7507724	20,9587724	29,1667724	23	45,9001771	69,2172971	92,5344171
10,5	12,0335978	19,9147178	27,7958378	23,5	49,3266781	74,2055581	99,0844381
11	11,4757953	19,1026753	26,7295553	24	52,9125512	79,4258312	105,939111
11,5	11,077365	18,522645	25,967925	24,5	56,6577964	84,8781164	113,098436
12	10,8383068	18,1746268	25,5109468	25	60,5624138	90,5624138	120,562414
12,5	10,7586207	18,0586207	25,3586207				

POSICION DE LAS VAINAS RESPECTO A LA VIGA

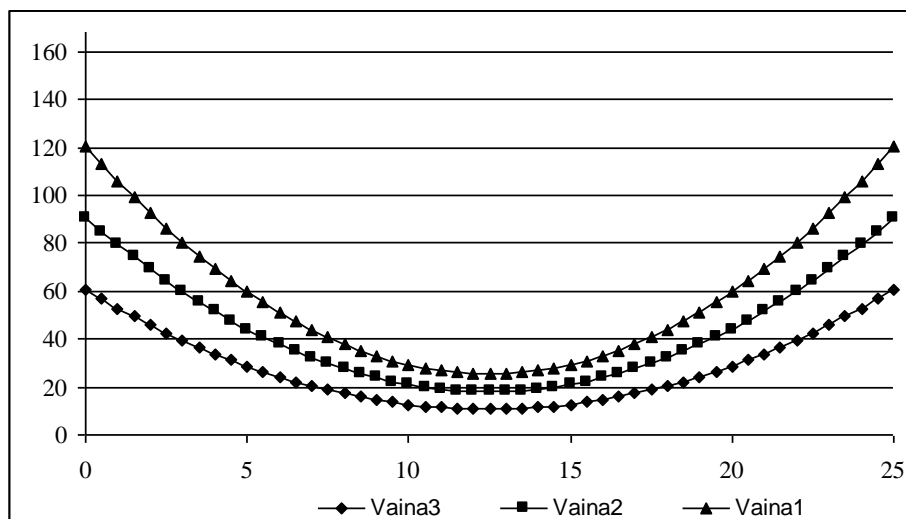


FIGURA 6.8-17 Posición de las vainas respecto a la viga

15. VERIFICACION EN ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

$$\phi Mn > M_U \quad \text{y} \quad \phi Mn > 120M_{cr}$$

Para que la sección cumpla o verifique el estado limite de resistencia debe cumplir las condiciones presentadas en las ecuaciones presentadas arriba.

15.1 FLEXION

- La resistencia nominal para secciones rectangulares es igual a:

$$\phi Mn = \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(\frac{a}{2} - d'_s \right) + 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

Donde:

- Para sección transformada $b_w = \eta b_e = 147,90 \text{ cm}$
- Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm) $d_p = (h_{viga} + t_s) - d = 1,77 \text{ m}$
- Área de la armadura de compresión (mm²) $A_s = A'_s = 0$
- Resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado
 $f_{pu} = 1860 \text{ MPa} = 18966.79 \text{ kp/cm}^2$
- Tensión de fluencia del acero de pretensado (MPa) $f_{py} = 0.9 f_{pu} = 1674 \text{ MPa}$
- Área de acero de pretensado $A_{ps} = 33 * 0.987 = 28,623 \text{ cm}^2$
- Resistencia a la compresión especificada del hormigón a utilizar en el diseño (MPa)
 $f'_c = 350 \text{ kp/cm}^2 \approx 35 \text{ MPa}$
- Relación entre la altura de la zona comprimida equivalente solicitada uniformemente supuesta en el estado límite de resistencia y la altura de la zona comprimida real.

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{f'_c - 28}{7} (0.05) = 0.8$$

- Distancia a l eje neutro para sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 \beta_1 f'_c b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} = 15,056 \text{ cm}$$

- Altura del diafragma de tensiones equivalente $a = c \times \beta_1 = 12,045 \text{ cm}$

- k : Dependen exclusivamente del tipo de tendones utilizados. Tabla C5.7.3.1.1-1 – Valores de k

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 0.28$$

- Tensión en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión con tendones adherentes

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) = 1815,76 \text{ N/mm}^2$$

$$T_p = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$T_p = 29 \times 0.987 \times 1815,76 = 51972,51 \text{ kN}$$

➤ Resistencia a la flexión mayorada es:

- La resistencia a la flexión mayorada M_r se deberá tomar como:

$$M_r = \phi M_n \quad \phi = 1.0 \quad [\text{A5.5.4.2}]$$

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \right] = 889868,52 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ Momento último para el estado limite de resistencia:

$$M_U = \eta \left[1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 (M_{LL} + M_{IM}) \right] = 630172,14 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n > M_U \rightarrow \text{Cumple}$$

15.2 LÍMITES PARA LAS ARMADURAS [A5.7.3.3]

➤ **ARMADURA MÁXIMA:**

- La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}$$

Donde:

d_e = Altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

$$d_e = d_p = 1570 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{15.05}{1771} = 0,085 \leq 0.42 \text{ Cumple viga subarmada}$$

➤ ARMADURA MÍNIMA

- La armadura mínima esta limitada por:
 - 1,2 veces el momento de fisuración, M_{cr} o
 - 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en la Tabla 3.4.1-1.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = S_c (f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \geq S_c f_r$$

Donde:

f_r = módulo de rotura del hormigón

$$f_r = 0.97 \sqrt{f_c'} = 0.97 \sqrt{35} = 5.73 \text{ MPa} \approx 58.52 \text{ kp/cm}^2 \quad [\text{A5.7.3.3.2}]$$

f_{cpe} = Tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (MPa)

$$f_{cpe} = \frac{P_f}{A} + \frac{P_f * e}{W_b} = 213,20 \text{ kp/cm}^2$$

M_{dnc} = Momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (N/mm) (5.7.3.3.2)

$$M_{dnc} = M_{pp} + M_{lh} + M_{diaf} = 17394375 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

S_c = Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³)

$$S_c = W_b' = 295446,49 \text{ cm}^3$$

S_{nc} = Módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³)

$$S_{nc} = W_b = 213130,30 \text{ cm}^3$$

Remplazando los valores se tiene:

$$M_{cr} = 732240,14 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

$$S_c f_r = 295446,49 \times 58,2 = 169544,84 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n \geq 1,2 M_{cr}$$

$$889868,52 \text{ kp} \cdot \text{m} > 1,2 \times 732240,14 = 878688,17 \text{ kp} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\phi M_n \geq 1,33 M_U$$

$$889868,52 \text{ kp} \cdot \text{m} > 1,33 \times 630172,14 = 838128,95 \text{ kp} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Cumple}$$

Los 29 torones de $\phi 1/2"$ de baja relajación satisface el estado límite de resistencia.

D. DISEÑO Y CALCULO DEL PUENTE CON VIGAS BPR BAJO LA NORMA AASHTO STANDAR

DATOS INICIALES PARA EL ANALISIS TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL

1. CONDICIONES DE DISEÑO

Luz simple= 25 m

Ancho de calzada=7.30 m

Carga viva = HS25

Se adopta 4 vigas con una separación de $S=1.90\text{m}$

2. MATERIALES

- Hormigón peso específico normal: $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Peso específico capa de rodadura: $\gamma_{asf} = 2200 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia característica de compresión, viga: $f_c' = 35 \text{ MPa}$
- Resistencia característica de compresión, losa: $f_c' = 25 \text{ MPa}$
- Modulo de rotura del hormigón [A5.4.2.6]:

3. ACERO DE PREESFUERZO

- $\phi 1/2" = 12.70 \text{ mm}$, 7 alambres
- Area del torón $\phi 1/2" = 98.71 \text{ mm}^2$
- Esfuerzo ultimo del acero de preesfuerzo $f_s' = 18729 \text{ kp/cm}^2$

- Modulo de elasticidad del acero de preesfuerzo [A5.4.4.2]

$$E_p = 2008848.4 \text{ kp/cm}^2 = 197000 \text{ MPa}$$

4. DISEÑO DE LA SECCION TRANSVERSAL

4.1. DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL: Ver la siguiente Figura

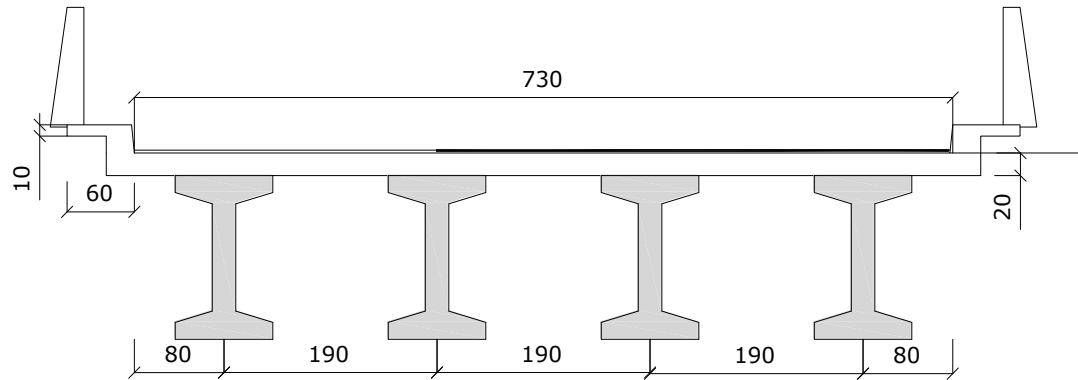
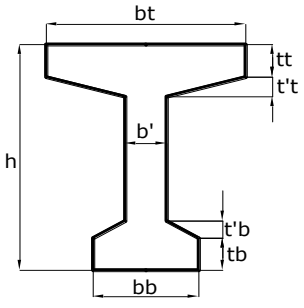


FIGURA 6.8-18 Sección transversal del puente

Dimensiones de la Sección Transversal de la Viga:

	SECCIONES B.P.R							
	Dimensiones de la Sección en (cm)							
	h (cm)	b _t (cm)	t _t (cm)	t' _t (cm)	b _b (cm)	t _b (cm)	t' _b (cm)	b' (cm)
	125	87	15	10	87	15	10	21
	A _v =5265 cm ²		Y _b =62,74 cm		Y _t =62,26 cm		I=10735718 cm ⁴	

Fuente: Compendio de Diseño de Vigas Postensadas para Puentes en Base a las Normas AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD, Oliver Quinteros y Ronal Quispe Mamani, 271, 2009)

4.2. DISEÑO DE LOSA DE TABLERO

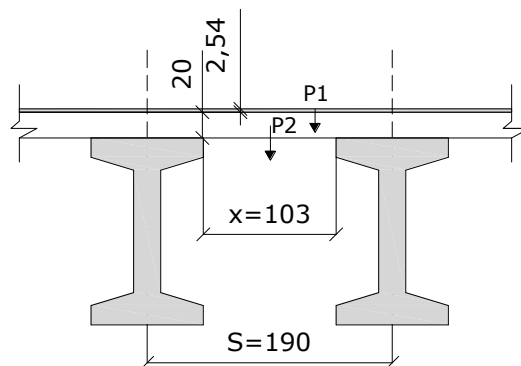


FIGURA 6.8-19 Cargas actuantes en losa interior

4.2.1 CARGA MUERTA

FUERZAS (kp)	P cm(kp)
P1=1,03*0,254*2400=	62,7888
P2=1,03*0,2*2400=	494,4
TOTALES	557,19

4.2.2 DETERMINACION DE MOMENTOS

4.2.1 Carga muerta

$$M_{CM} = \frac{\phi \sum P_{CM} x^2}{8}$$

$$M_{CM} = 0.1(557.19)(1.03)^2 = 59.11 \text{kp} \cdot \text{m}$$

4.2.2 Carga viva

Armadura principal perpendicular al tráfico [A3.23.4.3]:

Para luces de 0.6 a 7.3 m. inclusive el momento por carga viva para tramos simples será determinado por la siguiente fórmula en la que no está incluido el impacto.

$$M_{CV} = \frac{\phi(x+0.61)P}{9.75}$$

Donde:

L_c = Luz de cálculo de la losa en metros.

P = Carga de una rueda trasera en kN .

En losas continuas sobre 3 o más apoyos, se aplicará un factor de continuidad de 0.8 a la fórmula anterior y en este caso se toman los momentos de tramo y los de apoyo (excepto volados) iguales pero con signos diferentes.

Remplazando valores se tiene:

Donde $\phi = 0.8$ $x = 1.03\text{m}$ y $P = 9000\text{kp}$

$$M_{CV} = \frac{\phi(x+0.61)P}{9.75} = 1211.07 \text{kp} \cdot \text{m}$$

4.3 DISEÑO A FLEXION

Momentos de diseño:

Momento por carga muerta $M_{cm} = 59.11 \text{kp} \cdot \text{m}$

Momento por carga viva $M_{cv} = 1211.07 \text{kp} \cdot \text{m}$

Momento por impacto

La cantidad permisible en que se incrementan los esfuerzos para la evaluación del impacto, se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva, y se determina con la formula siguiente:

$$I = \frac{15}{S + 38} = \frac{15}{1.90 + 38} = 0.375 \leq 0.3$$

Donde:

I = Fracción de la carga viva por impacto con un máximo de 30 %

L = Longitud en metros de la porción de la luz que se carga para provocar los máximos esfuerzos en el miembro.

$$\text{Momento por impacto } M_I = 0.3 * 1211.07 = 363.32 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

Momento último de diseño

$$M_u = 1.3 [M_{cm} + 1.67 (M_{cv} + I)]$$

$$M_u = 1.3 [59.11 + 1.67 (1211.07 + 363.32)] = 3494.84 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

Calculo de la armadura

- Recubrimiento para las armaduras

$$\text{Canto útil: } d = h - r$$

$$d = 20 - 2.5 = 17.5 \text{ cm}$$

- Determinación del acero por flexión:

$$M_U = 3494.84 \text{ kp-cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 17.5 \text{ cm}$$

$$k = \frac{M_U}{bd^2} = \frac{3494.84}{100 * 17.5^2} = 11,411 \text{ kp/cm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4200}{0.85 * 250} = 19,76$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right) = \rho = \frac{1}{19.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.76 * 11,411}{0.85 * 4200}} \right) = 0,003304472$$

$$A_s = \rho * b * d = 0,003304472 * 100 * 17.5 = 5,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con } 5\phi 12c / 20 \text{ cm tenemos: } A_s = 6.45 \text{ cm}^2 > A_{s_{cal}} = 5.78 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple}$$

- Acero mínimo:

$$\rho_{\min} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 17.5 = 3.15 \text{ cm}^2$$

- Acero de calculo: $A_{s_{cal}} = 3.15 \text{ cm}^2$

$$\text{Con } \phi 10c / 20 \text{ cm tenemos: } A_s = 3.55 \text{ cm}^2 > A_{s_{cal}} = 3.15 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple}$$

Calculo de armadura de distribución:

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{Lc}} \leq 0.67 \text{ por ciento}$$

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{Lc}} = \frac{1.22}{\sqrt{1.03}} = 1.20 \leq 0.67 \text{ por ciento}$$

$$As_{dist} = 0.67 \times As = 0.67 * 6.45 = 4.32 \text{ cm}^2$$

Con $\phi 12c / 25\text{cm}$ tenemos: $As = 5.16\text{cm}^2 > As_{cal} = 4.32\text{cm}^2$ *cumple*

Resumen de cálculo de la losa interior

Armadura	Acero calculado	Acero de construccion
Armadura principal	$\phi 12c / 20\text{cm}$	$\phi 12c / 20\text{cm}$
Armadura de distribucion	$\phi 12c / 25\text{cm}$	$\phi 12c / 25\text{cm}$
Armadura por temperatura	$\phi 10c / 25\text{cm}$	$\phi 10c / 25\text{cm}$
Armadura por temperatura	$\phi 10c / 25\text{cm}$	$\phi 10c / 25\text{cm}$

5. DISEÑO DEL VOLADO

5.1. DETERMINACIÓN DE CARGAS

Para losas en voladizo dichas losas se diseñaran con las siguientes formulas que incluyen el efecto sobre elementos paralelos.

Armadura perpendicular al tráfico:

La carga de la rueda en el elemento perpendicular al tráfico será distribuida por la siguiente expresión:

$$E = 0.8X + 1.14 \text{ (en metros)}$$

$$\text{Momento por carga viva} = \frac{PX}{E}$$

Donde:

X = Distancia de la carga al punto de apoyo en metros

Para este ejemplo:

$$\text{Donde: } E = 1.140 + 0.8X = 1.140 + 0.8(0.065) = 1.192 \text{ mm} \quad P = 9000 \text{ kp}$$

$$P_9 = P/E \rightarrow P_9 = 9000 / 1.192 = 7550.33 \text{ kp/m}$$

CARGAS DEBIDO A LA SUPERESTRUCTURA DC

FUERZAS (kp)		BRAZO (m)	M (kp*m)
P1=300=	300	0,915	274,5
P4=0,10*0,35*2400=	84,00	0,790	66,36
P5=0,225*0,25*2400=	135,00	0,503	67,84
P6=0,5*0,025*0,25*2400=	7,50	0,382	2,86
P7=0,25*0,2*2400=	120,00	0,490	58,80
P8=0,365*0,2*2400=	175,20	0,183	31,97
TOTALES	821,70		502,33

CARGAS CAPA DE RODADURA DW

FUERZAS (kp)	BRAZO (m)	M (kp*m)
P10=0,0254*0,365*2000= 18,25	0,1825	3,330625
TOTALES	18,25	3,33

CARGA VIVA LL

FUERZAS (kp)	BRAZO (m)	M (kp*m)
P2=236,78= 236,78	0,640	151,54
P3=750= 750,00	0,450	337,50
P9=7550,33 7550,33	0,065	490,77
TOTALES	8537,11	979,81

5.2 DISEÑO A FLEXION**Momentos de diseño:**

Momento por carga muerta $M_{cm} = 502.33 + 3.33 = 505.66 \text{ kp} \cdot \text{m}$

Momento por carga viva $M_{cv} = 979.81 \text{ kp} \cdot \text{m}$

Momento por impacto

$$I = \frac{15}{S + 38} = \frac{15}{1.90 + 38} = 0.375 \leq 0.3$$

Momento por impacto $M_I = 0.3 * 979.81 = 293.94 \text{ kp} \cdot \text{m}$

Momento último de diseño

$$M_u = 1.3 [M_{cm} + 1.67 (M_{cv} + I)] = 3422.67 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

Calculo de la armadura

- Recubrimiento para las armaduras

$$\text{Canto útil: } d = h - r$$

$$d = 20 - 2.5 = 17.5 \text{ cm}$$

- Determinación del acero por flexión:

$$M_U = 3422.67 \text{ kp-cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 17.5 \text{ cm}$$

$$k = \frac{M_U}{bd^2} = \frac{349484}{100 * 17.5^2} = 11.18 \text{ kp/cm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{4200}{0.85 * 250} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right) = \rho = \frac{1}{19.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.76 * 11.18}{0.85 * 4200}} \right) = 0.003233901$$

$$A_s = \rho * b * d = 0,003233901 * 100 * 17.5 = 5,66 \text{ cm}^2 \text{ Con } 5\phi 12c / 20\text{cm} \text{ tenemos:}$$

$$A_s = 6,45 \text{ cm}^2 > A_{s_{cal}} = 5,66 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple}$$

- Acero mínimo:

$$\rho_{\min} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 17.5 = 3.15 \text{ cm}^2$$

- Acero de calculo: $A_{s_{cal}} = 3.15 \text{ cm}^2$

$$\text{Con } \phi 10c / 20\text{cm} \text{ tenemos: } A_s = 3.55 \text{ cm}^2 > A_{s_{cal}} = 3.15 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple}$$

Calculo de armadura de distribución:

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{Lc}} \leq 0.67 \text{ por ciento}$$

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{Lc}} = \frac{1.22}{\sqrt{1.03}} = 1.20 \leq 0.67 \text{ por ciento}$$

$$A_{s_{dist}} = 0.67 \times A_s = 0.67 * 6.45 = 4.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con } \phi 12c / 25\text{cm} \text{ tenemos: } A_s = 5.16 \text{ cm}^2 > A_{s_{cal}} = 4.32 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple}$$

Resumen de cálculo de la losa del volado

Armadura	Acero calculado	Acero de construccion
Armadura principal	$\phi 12c / 20\text{cm}$	$\phi 12c / 20\text{cm}$
Armadura de distribucion	$\phi 12c / 25\text{cm}$	$\phi 12c / 25\text{cm}$
Armadura por temperatura	$\phi 10c / 25\text{cm}$	$\phi 10c / 25\text{cm}$
Armadura por temperatura	$\phi 10c / 25\text{cm}$	$\phi 10c / 25\text{cm}$

5.4 ANALISIS LONGITUDINAL

5.4.1 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION VIGA SIMPLE

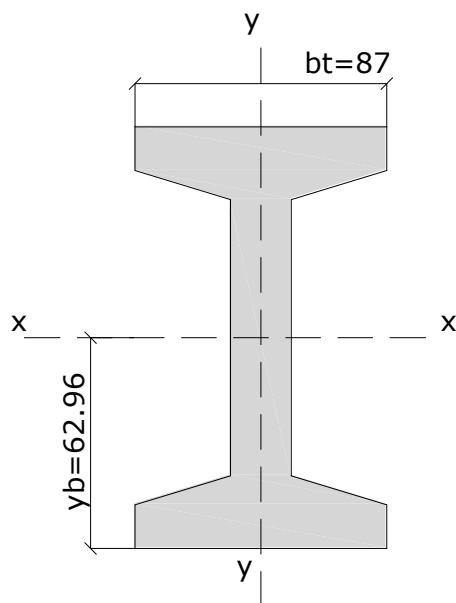


FIGURA 6.8-20 Sección viga simple

- Área de la sección $A = 5286 \text{ cm}^2$
- Altura de la viga $h = 126 \text{ cm}$
- Momento de inercia $I = 10957118 \text{ cm}^4$
- Distancia del CG a la fibra superior $y_b = 62,96 \text{ cm}$
- Distancia del CG a la fibra inferior $y_t = 63,04 \text{ cm}$
- Modulo resistente fibra superior $W_t = 173812,151 \text{ cm}^3$
- Modulo resistente fibra inferior $W_b = 174033,0051 \text{ cm}^3$

5.4.2 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION COMPUESTA

Relación de módulos

$$\eta = \frac{\sqrt{f'_{cl}}}{\sqrt{f'_{cv}}} = \frac{\sqrt{250}}{\sqrt{350}} = 0.845$$

Ancho efectivo del patín Viga exterior: $b = 1.75 \text{ m}$

$$b_e = b * \eta$$

$$b_e = 0.845 * 1.90 = 160,57 \text{ cm}$$

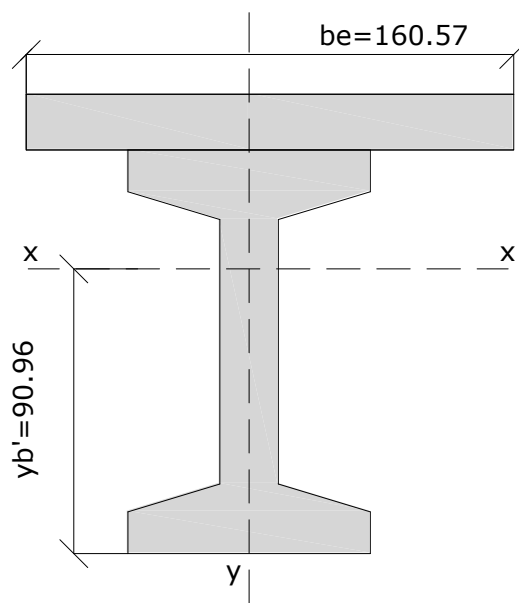


FIGURA 6.8-21 Sección compuesta

- Área de la sección $A = 8497,59 \text{ cm}^2$
- Altura de la viga $h = 126 \text{ cm}$
- Momento de inercia $I = 21722096,6 \text{ cm}^4$
- Distancia del CG a la fibra superior $y'_b = 90,56 \text{ cm}$
- Distancia del CG a la fibra inferior $y'_t = 55,43 \text{ cm}$
- Modulo resistente fibra superior $W'_t = 391846,71 \text{ cm}^3$
- Módulo resistente fibra inferior $W'_b = 239851,40 \text{ cm}^3$

5.4.3 CALCULO DE MOMENTOS DEBIDO A LA CARGA VIVA:

Según el reglamento **AASHTO ESTANDAR**, la carga viva a considerar en el diseño de puentes debe ser:

- El camión de diseño.
- La carga equivalente.
- La carga de ejes tándem
- Otras cargas mayores (sobrecargas)

➤ Camión de diseño

Al camión más pesado de las normas **AASHTO**, se le denomina HS20 y tiene un peso total de 36 toneladas americanas que equivale a 32.67 toneladas métricas. En nuestro país se incremento un 25% de peso convirtiéndose en la carga HS25.

El resultado es de la simulación del programa FTOOL.

$$f_i = 0.596 \times S \quad L = 25\text{m} \quad S = 1.90\text{m}$$

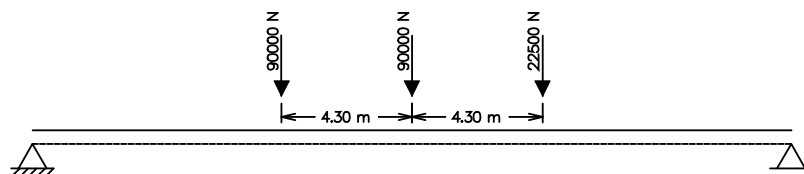


FIGURA 6.8-22 Ubicación del camión de diseño para generar el mayor momento por carga viva

$$M = 103022 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

$$M_{Camion} = f_i * M = 116662,611 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ Carga equivalente

La carga equivalente esta constituida por una carga distribuida, que se puede aplicar por tramos o sectores acompañada de una sola carga puntual, que tiene valores diferentes según sea para corte o para momento flector. Esta carga abarca el ancho de una faja de tráfico mínima de 3 metros, en consecuencia se trata de una carga distribuida en superficie y una carga tipo borde de cuchillo ver la siguiente Figura.

Para este ejemplo se tiene:

$$f_i = 0.596 \times S \quad L = 25\text{m} \quad S = 1.90\text{m}$$

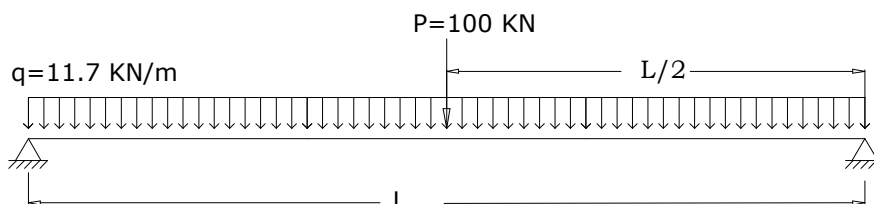


FIGURA 6.8-23 Carga equivalente

$$M = \frac{q \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4} = 153906,25 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

$$M_{CV} = f_i * M * 0.5$$

$$M_{CV} = 87141,72 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ **Momento por impacto**

$$I = \frac{15}{S + 38} = \frac{15}{1.90 + 38} = 0.375 \leq 0.3$$

Momento por impacto $M_I = 0.239 \times 116662,611 = 27776,81 \text{ kp} \cdot \text{m}$

Se trabajara con el mayor momento por carga viva: $M_{CV} = 116662,611 \text{ kp} \cdot \text{m}$

➤ **Momento por peso propio de la viga (M_{pp})**

$$q_v = \gamma * A_v = 1268,64 \text{ kp/m}$$

$$M_{pp} = \frac{1}{8} q_v L^2 = 99112,5 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ **Momento por losa húmeda (M_{lh})**

$$q_{lh} = s \times t \times \gamma = 912 \text{ kp/m}$$

$$M_{lh} = \frac{1}{8} q_{lh} L^2 = 71250 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ **Momento por diafragma (M_{diaf})**

$$L = 25 \text{ m}$$

$$R = 850 \text{ kp}$$

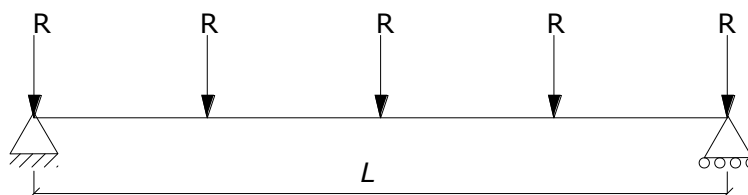


FIGURA 6.8-24 Reacciones para generar el momento por diafragma

De la simulación en el programa SAP2000 el momento máximo es:

$$M_{diaf} = 10750 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ **Momento por estructura superior (M_{Sup})**

$$q_{Sup} = \frac{2q}{\#vigas} = 435,6375 \text{ kp/m} \quad \text{donde: } q = \sum P_{CM}$$

$$M_{Sup} = \frac{1}{8} q_{DC2} * L^2 = 34034,18 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ **Momento por capa de rodadura (M_{DW})**

$$q_{DW} = 0.0254 * \gamma_{asf} * S = 96,52 \text{ kp/m}$$

$$M_{DW} = \frac{1}{8} * q_{DW} * L^2 = 7540,625 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ **Resumen de momentos**

$A = 5286$	cm ²	$M_{LL} = 116662,61$	kp*m
$WT = 173812,15$	cm ³	$M_{pp} = 99112,5$	kp*m
$WB = 174033,01$	cm ³	$M_{lsa} = 71250$	kp*m
$WT'' = 391846,71$	cm ³	$M_{diaf} = 10750$	kp*m
$WB'' = 239851,4$	cm ³	$M_{sup} = 34034,18$	kp*m
$e = 50,36$	cm	$M_{DW} = 7540,625$	kp*m
		$M_I = 27776,812$	kp*m

6. DETERMINACION DEL PRESFUERZO INICIAL

6.1 CALCULO DEL PREESFUERZO INICIAL

Para determinar el preesfuerzo inicial igualar a cero las cargas de la fibra inferior:

$$f_{cb} = \frac{P_0}{A} + \frac{P_0 \times e}{W_b} + \left(\sum t \right) \geq 0 \quad \text{donde: } \sum t = \left[\begin{array}{c} -\frac{M_{pp}}{W_b} - \frac{M_{lh}}{W_b'} - \frac{M_{diaf}}{W_b'} \\ -\frac{M_{sup}}{W_b'} - \frac{M_{DW}}{W_b'} - \frac{M_{LL+IM}}{W_b'} \end{array} \right]$$

$$P_0 = \frac{-\sum t \times W_b \times A}{W_b + A \times e} = 352507,3884 \text{ kp}$$

6.2 DETERMINACIÓN DE ÁREA DE TORONES:

Asumiendo que el esfuerzo en los cables después de todas las pérdidas es $0.6 f_{pu}$:

$$f_{pu} = 18729 \text{ kp/cm}^2 \quad A_u = 0.987 \text{ cm}^2 \quad f_s = f_{pu} / A_u$$

Área de torones:

$$A_{s_{torones}} = \frac{P_0}{0.6 * f_s} = 31,37$$

Número de torones:

$$N^{\circ}_{torones} = \frac{A_{s_{torones}}}{A_u} = 32$$

Área real de torones:

$$A_{SR} = N^{\circ}_{torones} \times A_u = 31,584 \text{ cm}^2$$

6.3. CÁLCULO DE PÉRDIDAS**➤ PERDIDA POR CONTRACCIÓN ELÁSTICA DEL HORMIGÓN**

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kp/cm}^2 \quad f_c' = 350 \text{ kp/cm}^2 \quad A_{SR} = 33,558 \text{ cm}^2$$

$$\eta = \frac{E_s}{\gamma^{1.5} * 4280 \sqrt{f_c'}} = 7,054$$

$$\Delta f_e = \frac{\eta * P_0 * A_{SR}}{A_v + \eta A_{SR}} = 14256,20$$

$$\% \Delta f_e = \frac{\Delta f_e * 100}{P_0} = 4,044 \%$$

➤ PERDIDA POR PLÁSTICA DEL HORMIGÓN

$$\Delta f_p = C_c * \Delta f_e = 28512,410 \quad \text{donde: } C_c = 2$$

$$\% \Delta f_p = \frac{\Delta f_p * 100}{P_0} = 8,09 \%$$

➤ PERDIDA POR CONTRACCIÓN DEL ACERO

$$\Delta f_s = 0.003 * E_s = 6,30 \text{ E}+03$$

$$\% \Delta f_s = \frac{\Delta f_s * 100}{P_0} = 1,79 \%$$

➤ PERDIDA POR FLUENCIA DEL ACERO

$$f_{ci} = 0.8 f_c' \quad \% f_{ci} = \frac{f_{ci} * 100 * A_{SR}}{P_0} = 2,50\%$$

➤ PERDIDA POR FRICION

$$T_0 = T_v \times e^{(kL + \mu\alpha)}$$

Donde:

T_0 = Esfuerzo del acero en el extremo del gato

T_v = Esfuerzo en cualquier punto del cable

α = Variación angular del trayecto de cable en radianes

L = Luz de la viga

k = Coeficiente de plasticidad del acero

μ = Coeficiente de fricción por curvatura

$$\Delta T_0 = T_0 - T_v = 876,70$$

$$\% \Delta T_0 = \frac{\Delta T_0 \times 100}{P_0 / A_{SR}} = 7,85$$

➤ **PERDIDAS TOTAL**

$$\sum \Delta f_T = 24\%$$

➤ **PREESFUERZO FINAL:**

$$P_f = 1.24 \times P_0$$

$$P_f = 1.24(352507,40) = 438109,35 \text{ kp}$$

7. VERIFICACION DE TENSIONES

Preesfuerzo inicial: $P_0 = 352507,40 \text{ kp}$

Preesfuerzo final: $P_f = 438109,35 \text{ kp}$

$$f_{ci}' = 0.80 * f_c' = 0.80 * 350 = 280 \text{ kp/cm}^2$$

TIEMPO INICIAL $T = 0$

➤ **FIBRA SUPERIOR DE LA VIGA**

$$f_{ct} = \frac{P_f}{A} - \frac{P_f * e}{W_t} + \frac{M_{pp}}{W_t} \geq -0.79 \sqrt{f_{ci}'}$$

$$12,967 \geq -13,22 \rightarrow \text{Cumple a la tracción}$$

➤ **FIBRA INFERIOR DE LA VIGA**

$$f_{cb} = \frac{P_f}{A} + \frac{P_f * e}{W_b} - \frac{M_{pp}}{W_b} \leq 0.55 * f_{ci}'$$

$$152,71 \leq 154 \rightarrow \text{Cumple a la compresión}$$

TIEMPO INFINITO $T = \infty$

➤ **FIBRA SUPERIOR DE LA VIGA**

$$f_{cb} = \frac{P_0}{A} - \frac{P_0 * e}{W_t} + \frac{M_{pp}}{W_t} + \frac{M_{lh}}{W_t'} + \frac{M_{diaf}}{W_t'} + \frac{M_{Sup}}{W_t'} + \frac{M_{DW}}{W_t'} + \frac{M_{LL+IM}}{W_t'} \leq 0.45 f_c'$$

$$82,88 \leq 157,5 \rightarrow \text{Cumple a la tracción}$$

➤ **FIBRA INFERIOR DE LA VIGA**

$$f_{cb} = \frac{P_0}{A} + \frac{P_0 * e}{W_b} - \frac{M_{pp}}{W_b} - \frac{M_{lh}}{W_b'} - \frac{M_{diaf}}{W_b'} - \frac{M_{Sup}}{W_b'} - \frac{M_{DW}}{W_b'} - \frac{M_{LL+IM}}{W_b'} > 0 \geq -1.59\sqrt{f_c'}$$

$$11,60 > 0 \geq -29,74617622 \rightarrow \text{Cumple a la compresión}$$

8. ARMADURA DEL POSTENSADO

- Total Número de torones:

$$N^{\circ}_{torones} = 32$$

- Numero de vainas:

$$N^{\circ}_{vainas} = \frac{N^{\circ}_{torones}}{12} = \frac{32}{12} = 2.67 = 3$$

- Coordenadas de las vainas

$$\text{Vaina N}^{\circ}1 \rightarrow 8 \text{ torones} \rightarrow As_1 = 0.987 \times 8 = 7,896 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vaina N}^{\circ}2 \rightarrow 12 \text{ torones} \rightarrow As_2 = 0.987 \times 12 = 11.844 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vaina N}^{\circ}3 \rightarrow 12 \text{ torones} \rightarrow As_3 = 0.987 \times 12 = 11.844 \text{ cm}^2$$

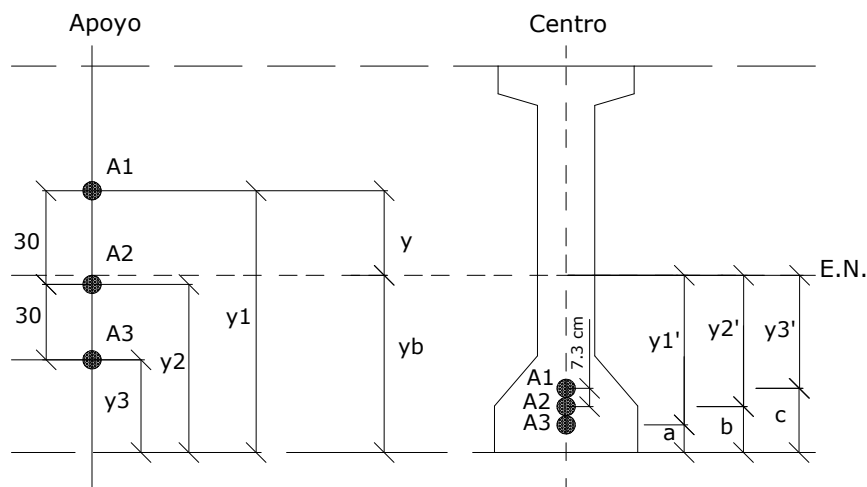


FIGURA 6.8-25 Coordenadas de las vainas

- Determinación de momentos en el eje neutro:

➤ **APOYO**

$$\sum M_{EN} = A_1 \times y - A_2(30 - y) - A_3(60 - y) = 0$$

Donde:

$$y_1 = y_b + y \quad y_2 = y_1 - 30 \quad y_3 = y_2 - 30$$

Despejando y se tiene:

$$y = \frac{30A_2 + 60A_3}{(A_1 + A_2 + A_3)} = 33,75 \text{ cm}$$

$$y_1 = 96,71 \text{ cm} \quad y_2 = 66,71 \text{ cm} \quad y_3 = 36,71 \text{ cm}$$

➤ **CENTRO**

$$A_{SR} = 31,584 \text{ cm}^2 \quad e = 50,36 \text{ cm}$$

$$\sum M_{EN} = e \times A_{SR}$$

$$A_1 \times y_3' - A_2(y_3' + 7.3) - A_3(y_3' + 14.6) = e \times A_{SR}$$

$$y_3'(A_1 + A_2 + A_3) + 7.3A_2 + 14.6A_3 = e \times A_{SR}$$

$$y_3' = 42,15 \text{ cm}$$

Remplazando valores se tiene:

$$y_2' = y_3' + 7.3 \rightarrow y_2' = 49,45 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2' + 14.6 \rightarrow y_1' = 56,75 \text{ cm}$$

$$a = y_b - y_1' = 6,21 \text{ cm}$$

$$b = y_b - y_2' = 13,51 \text{ cm}$$

$$c = y_b - y_3' = 20,81 \text{ cm}$$

➤ **RESUMEN DE DATOS**

	Apoyo (cm)	Centro (cm)	Diferencia (cm)	Ntorones
Vaina 1	96,71	20,81	75,90	8
Vaina 2	66,71	13,51	53,20	12
Vaina 3	36,71	6,21	30,50	12

➤ **ECUACIÓN GENERAL DE LA PARÁBOLA**

$$Y = \frac{2}{l^2}(Y_A - 2 \cdot Y_B + Y_C) \cdot X^2 + \frac{1}{l}(-3 \cdot Y_A + 4Y_B - Y_C)X + Y_A$$

Vaina 1

A: (0 ; 36,71)

B: (12,5 ; 6,21)

C: (25 ; 36,71)

$$Y=0,195184 \cdot X^2 + (-4,8796)X + 36,71$$

Vaina 2

A: (0 ; 66,71)

B: (12,5 ; 13,51)

C: (25 ; 66,71)

$$Y = 0,340464 \cdot X^2 + (-8,5116)X + 66,71$$

Vaina 3

A: (0 ; 96,71)

C: (12,5 ; 20,81)

D: (25 ; 96,71)

$$Y= 0,485744 \cdot X^2 + (-12,1436)X + 96,71$$

➤ COORDENADAS DE LAS VAINAS

X	Vaina3	Vaina2	Vaina1	X	Vaina3	Vaina2	Vaina1
0	36,71	66,71	96,71	13	6,261296	13,597616	20,933936
0,5	34,318996	62,539316	90,759636	13,5	6,407684	13,852964	21,298244
1	32,025584	58,538864	85,052144	14	6,651664	14,278544	21,905424
1,5	29,829764	54,708644	79,587524	14,5	6,993236	14,874356	22,755476
2	27,731536	51,048656	74,365776	15	7,4324	15,6404	23,8484
2,5	25,7309	47,5589	69,3869	15,5	7,969156	16,576676	25,184196
3	23,827856	44,239376	64,650896	16	8,603504	17,683184	26,762864
3,5	22,022404	41,090084	60,157764	16,5	9,335444	18,959924	28,584404
4	20,314544	38,111024	55,907504	17	10,164976	20,406896	30,648816
4,5	18,704276	35,302196	51,900116	17,5	11,0921	22,0241	32,9561
5	17,1916	32,6636	48,1356	18	12,116816	23,811536	35,506256
5,5	15,776516	30,195236	44,613956	18,5	13,239124	25,769204	38,299284
6	14,459024	27,897104	41,335184	19	14,459024	27,897104	41,335184
6,5	13,239124	25,769204	38,299284	19,5	15,776516	30,195236	44,613956
7	12,116816	23,811536	35,506256	20	17,1916	32,6636	48,1356
7,5	11,0921	22,0241	32,9561	20,5	18,704276	35,302196	51,900116
8	10,164976	20,406896	30,648816	21	20,314544	38,111024	55,907504
8,5	9,335444	18,959924	28,584404	21,5	22,022404	41,090084	60,157764
9	8,603504	17,683184	26,762864	22	23,827856	44,239376	64,650896
9,5	7,969156	16,576676	25,184196	22,5	25,7309	47,5589	69,3869
10	7,4324	15,6404	23,8484	23	27,731536	51,048656	74,365776
10,5	6,993236	14,874356	22,755476	23,5	29,829764	54,708644	79,587524
11	6,651664	14,278544	21,905424	24	32,025584	58,538864	85,052144
11,5	6,407684	13,852964	21,298244	24,5	34,318996	62,539316	90,759636
12	6,261296	13,597616	20,933936	25	36,71	66,71	96,71
12,5	6,2125	13,5125	20,8125				

➤ POSICION DE LAS VAINAS RESPECTO A LA VIGA

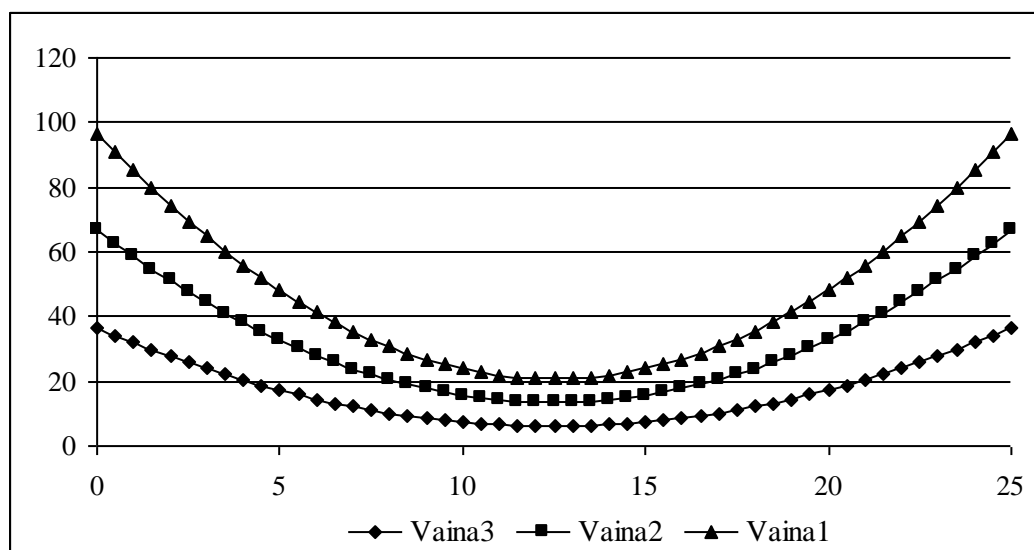


FIGURA 6.8-26 Posición de las vainas respecto a la viga

9. VERIFICACION A LA ROTURA

$$M_{UR} > M_{UA}$$

Para que la sección cumpla o verifique el estado límite último se debe considerar el momento último resistente (M_{UR}) mayor o igual al momento último solicitante o actuante o de rotura probable (M_{UA}).

➤ **MOMENTO ULTIMO ACTUANTE (M_{UA})**

De acuerdo a la norma AASHTO, el momento último actuante para vigas de puentes se calcula con:

$$M_{UA} = 1.3(M_{CM} + 1.67M_{CV+I})$$

- Momentos de diseño:

Momento por carga muerta $M_{cm} = 222687,30 \text{ kp} \cdot \text{m}$

Momento por carga viva $M_{cv} = 116662,61 \text{ kp} \cdot \text{m}$

- Momento por impacto

$$I = \frac{15}{L + 38} = \frac{15}{25 + 38} = 0,238 \leq 0.3$$

Momento por impacto $M_I = 0.238 * 116662.61 = 27776,81 \text{ kp} \cdot \text{m}$

- Momento último de diseño

$$M_{UA} = 1.3[M_{cm} + 1.67(M_{cv} + I)] = 603071,48 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

➤ **MOMENTO ULTIMO RESULTANTE (M_{UR})**

$$M_{UR} = A_{SR} * f_{su}' * d \left(1 - 0.6\rho \frac{f_{su}'}{f_{cv}'} \right)$$

Donde:

f_s' = Tensión a la rotura

f_{su}' = Tensión unitaria o tensión de corte

d = Altura de la sección compuesta respecto a la fibra superior de la losa

ρ = Cuantía

s = Separación entre ejes de vigas

- Tensión de corte

$$f_{su}' = f_s' \left(1 - 0.5 \rho \frac{f_s'}{f_{cv}'} \right)$$

$$f_s' = 18729 \text{ kp/cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{SR}}{b_e * d} = 0,001474422$$

$$b_e = \eta * b = 160,58 \text{ cm}^2$$

$$d = y_t + t + e = 133,4 \text{ cm}^2$$

- Remplazando datos se tiene una tensión de corte:

$$f_{su}' = f_s' \left(1 - 0.5 \rho \frac{f_s'}{f_{cv}'} \right) = 17990,15 \text{ kp/cm}$$

- Momento ultimo resultante

$$M_{UR} = 723513.70 \text{ kp} \cdot \text{m}$$

$$M_{UR} = 723513.70 > M_{UA} = 603071,48 \text{ kp} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Cumple}$$

Los 32 torones de $\phi \frac{1}{2}$ " de baja relajación verifican a la seguridad en estado limite ultimo.

10. VERIFICACION A LA CORTANTE

De acuerdo a la norma AASHTO, el cortante último para viga de puentes deberá calcularse en función a las siguientes formulas:

$$Q_U = 1.3(Q_{CM} + 1.67Q_{CV+I})$$

Donde:

Q_U = Cortante ultimo actuante

Q_{CM} = Cortante debido a la carga muerta

Q_{CV} = Cortante debido a la carga viva

Q_I = Cortante debido al impacto

DETERMINACIÓN DE CORTANTE POR CARGA MUERTA

- **Peso propio**

$$Q_{pp} = \frac{q_{pp} * L}{2} = 15858 \text{ kp}$$

- **Losa húmeda**

$$Q_{lh} = \frac{q_{pp} * L}{2} = 11400 \text{ kp}$$

- **Diafragma**

$$Q_{diaf} = \frac{\sum R}{2} = 2100 \text{ kp} \quad R = \text{reaccion}$$

- **Carga viva**

- Teorema de barre

$$Q_{CV} = f_i \times R_B \quad f_i = 0.596 * S = 1.1324 \quad P = 9000 \text{ kp}$$

$$R_B * L = (L - 4.3) * P / 4 + (L - 8.6) * P + L * P$$

$$R_B = 17955 \text{ kp}$$

$$Q_{CV} = 20332,24 \text{ kp}$$

- Carga equivalente

$$f_i = 0.596 * S = 1.1324 \quad P = 14400 \text{ kp} \quad q = 1170 \text{ kp/m}$$

$$Q_{CV} = 0.5 * f_i * \left(P + \frac{q * L}{2} \right) = 16433,955 \text{ kp}$$

- **Carga de impacto**

$$Q_I = 4841,01 \text{ kp}$$

- **Estructura superior**

$$Q_{sup} = \frac{q_{sup} * L}{2} = 5445,47 \text{ kp}$$

- **Cortante total por carga muerta**

$$Q_{CM} = 39644,49 \text{ kp}$$

- **Cortante total por carga viva**

$$Q_{CV} = 20332,242 \text{ kp}$$

➤ **CORTANTE ULTIMO**

$$Q_U = 1.3(Q_{CM} + 1.67Q_{CV+I}) = 106188,95 \text{ kp}$$

➤ **CORTANTE DEBIDO AL PRESFUERZO**

- **Determinación de la componente vertical del presfuerzo**

$$Q_P = P_f \sin \alpha$$

$$\alpha = \arctg \left(\frac{8 * e * x}{L^2} \right) = 0,159778305 \quad x = L = 25 \text{ m}$$

$$Q_P = P_f \times \text{sen} \alpha = 69702,91 \text{ kp}$$

- **Corte**

$$V_U = Q_U - Q_P = 36486,045 \text{ kp}$$

- **Cortante absorbida por el hormigón**

$$V_c > V_{cu}$$

$$V_{cu} = 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{350} = 9,91 \text{ kp/cm}^2$$

$$V_c = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{36486,045}{21 \times 110,25} = 15,76 \text{ kp/cm}^2$$

$$15,76 > 9,91 \text{ kp/cm}^2 \rightarrow \text{cumple}$$

- **Separación de estribos**

$$S = \frac{2 \times A_s \times f_y}{(V_c - V_{cu}) \times b} = 54,07 \text{ cm}$$

Se escogen barras 1φ10 C/33 cm

- **Determinación de armadura de piel**

$$\frac{100 \times A_s}{b(2 \times d' - h)} \geq 0.05$$

$$A_s = \frac{0.05 \times b(2 \times d' - h)}{100} = 1.49 \text{ cm}^2$$

Se escogen barras \rightarrow 4φ8 C/33 cm

11. CALCULO DE DEFLEXIONES

➤ DEFLEXIÓN POR CARGA MUERTA

$$\delta_g = \frac{5 \times q_{CM} \times L^4}{384 \times E_c \times I}$$

$$I = 7975310.052 \text{ cm}^4 \quad L = 25 \text{ m} \quad E_c = 301933.903 \text{ kp/cm}^2$$

- Carga muerta por metro de ancho $q_m = 35,53 \text{ kp/m}$
- Remplazando valores se tiene:

$$\delta_{CM} = 5,46 \text{ cm}$$

➤ DEFLEXIONES POR CARGA VIVA

$$\delta_{CV} = \frac{5 \times q_{CV} \times L^4}{384 \times E_c \times I}$$

- Carga muerta por metro de ancho $q_{CV} = 15,093 \text{ kp/m}$

- Reemplazando valores se tiene:

$$\delta_{CV} = 2,32 \text{ cm}$$

➤ **DEFLEXIÓN POR PREESFUERZO**

$$\delta_{\Delta P} = \frac{P_f \times e \times L^2}{8 \times E_c \times I} =$$

$$P_f = 438109,35 \text{ kp} \quad e = 50,36 \text{ cm}$$

$$\delta_{\Delta P} = -5,21 \text{ cm}$$

➤ **DEFLEXIÓN TOTAL**

$$\delta_f = \delta_{CM} + \delta_{CV} + \delta_{\Delta P} \leq L/380$$

$$2,57 \leq 6,58 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

CAPITULO 7

ESTRIBOS Y PILAS

7.1 ESTRIBOS

7.1.1 DEFINICION

Los estribos son estructuras que soportan un tramo del puente y proporcionan un apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente, en la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de estribos.

Componentes de un estribo:

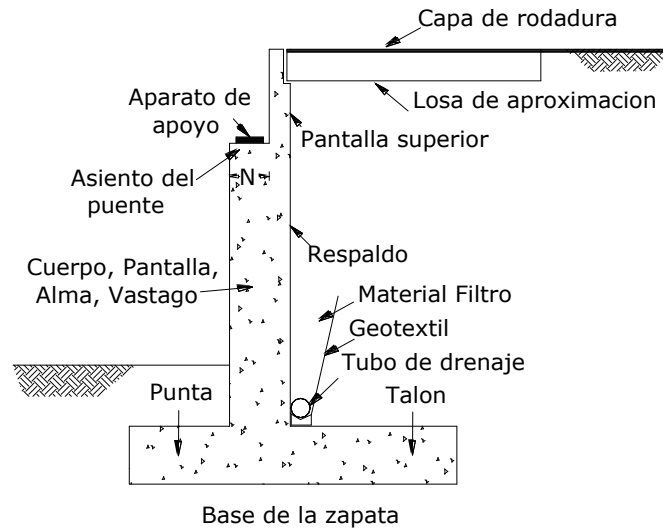


FIGURA 7.1 Componentes de un estribo.

7.1.2 TIPOS DE ESTRIBOS

La variedad de tipos de estribos es muy amplia por lo cual se los puede dividir de diferentes maneras:

Estribo tipo gravedad.- Se construyen con concreto simple o con mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad, apenas se coloca cuantía nominal de acero cerca de las caras expuestas para evitar fisuración superficial provocada por los cambios de temperatura. Ver Figura 7.2

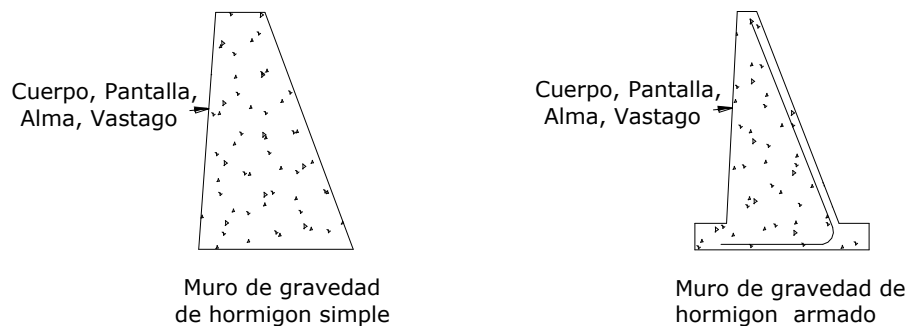


FIGURA 7.2 Estribo tipo gravedad

Estribo tipo semigravedad en voladizo.- Este estribo también conocido como estribo tipo pantalla consiste en una alma, cuerpo o vástago de hormigón y una losa base de hormigón, siendo ambos elementos relativamente esbeltos y totalmente armados para resistir los momentos y cortantes a los cuales están sujetos. Como se puede observar en la Figura 7.3, estos estribos pueden tener alas o

aleros para retener el terraplén de la carretera. En la Figura 7.3, podemos observar un estribo con las alas perpendiculares al asiento del puente, este es conocido como estribo U.

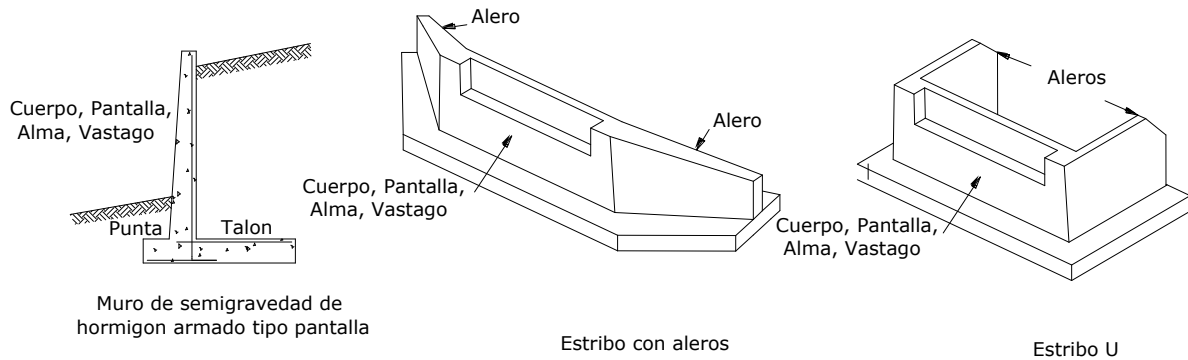


FIGURA 7.3 Estribo tipo semigravedad en voladizo

Estribo con contrafuertes.- Este estribo consiste en una delgada losa de hormigón (generalmente vertical) que sirve como paramento, soportada del lado interno mediante losas o contrafuertes verticales que forman ángulos rectos respecto del paramento. Tanto el paramento como los contrafuertes están conectados a una losa de base, y el espacio por encima de la losa de base y entre los contrafuertes se rellena con suelo. Todas las losas están totalmente armadas. Ver Figura 7.4.

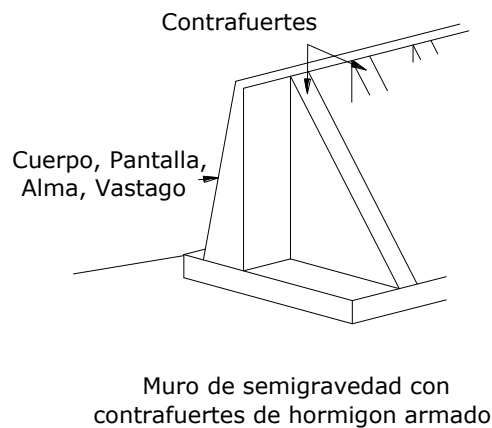


FIGURA 7.4 Estribo con contrafuertes

Un estribo de caballete sobre pilotes con aleros cortos.- En este estribo los asientos del puente se apoyan sobre una viga la cual es soportada por una fila de pilotes. Ver Figura 7.5.

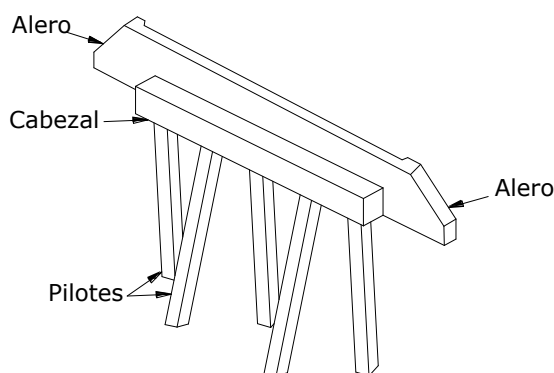


FIGURA 7.5 Estribo de caballete sobre pilotes con aleros cortos

7.1.2.1 SELECCIÓN DEL ESTRIBO

El procedimiento para seleccionar el tipo más apropiado de estribo se puede basar en las siguientes consideraciones:

1. Costo de construcción y mantenimiento.
2. Situación del movimiento de tierra, corte o relleno.
3. Tráfico durante la construcción.
4. Periodo de construcción.
5. Seguridad de los trabajadores.
6. Disponibilidad del costo del material de relleno.
7. Profundidad de la superestructura.
8. Medidas del estribo.
9. Área de excavación.
10. Estética con las estructuras adyacentes.
11. Experiencias previas con el tipo de estribo.

7.1.3 ESTADOS LÍMITES

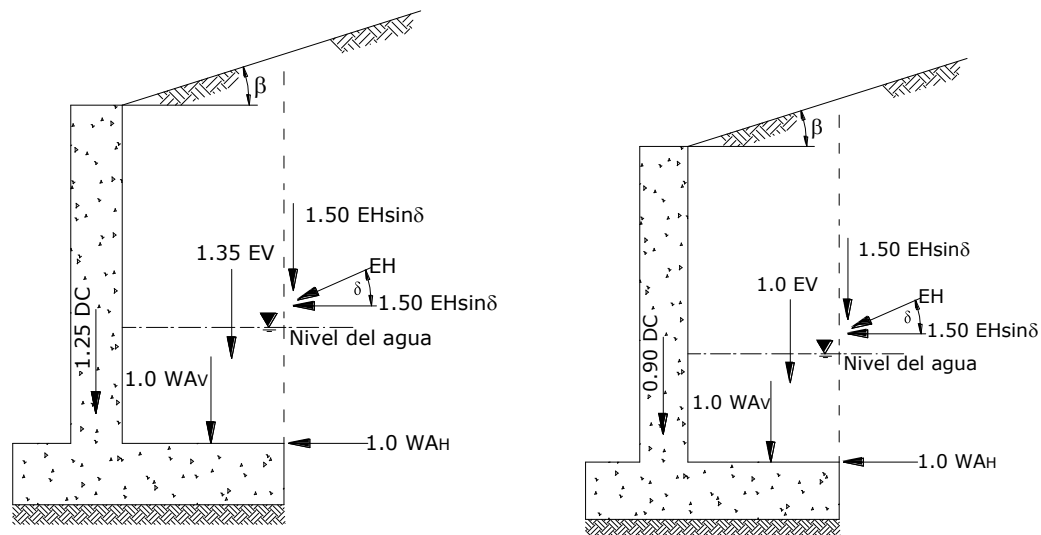
Se considera que se ha alcanzado un estado límite cuando un estribo falla para satisfacer su diseño. Los estados límites para el diseño de estribos pueden ser categorizados en: estados límites últimos o de resistencia, estados límites de servicio y estados límites de evento extremo, en el presente trabajo solo se desarrollaran los dos primeros.

Estados límites últimos.- Un estribo alcanza un estado limite ultimo cuando la estructura de vuelve inestable. En el estado límite ultimo, un estribo puede experimentar severos esfuerzos y daños estructurales, local y globalmente. También se pueden identificar varios modos de falla en el suelo

que soporta el estribo, estos también son llamados estados límites últimos: incluyen la falla por capacidad de carga, falla por deslizamiento o resbalamiento, falla por volteo o vuelco.

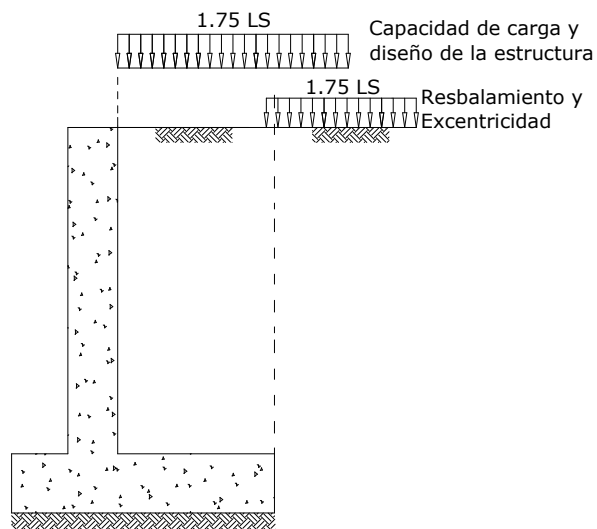
Estados límites de servicio.- Un estribo puede experimentar un estado límite de servicio debido a un excesivo deterioro o deformación. Los estados límites de servicio incluyen excesivos asentamientos totales o diferenciales, movimiento lateral, fatiga, fisuración.

7.1.4 FACTORES DE CARGA Y DE RESISTENCIA



Tipica aplicacion de los factores de carga para determinar la capacidad de carga

Tipica aplicacion de los factores de carga para determinar el resbalamiento y la excentricidad



Tipica aplicacion de los factores de carga para sobrecarga viva

FIGURA 7.6 Tipicas aplicaciones de factores de carga.

El método de diseño para las subestructuras se encuentra en las Especificaciones LRFD, el cual puede ser expresado con la condición matemática:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

ϕ = factor de resistencia

R_n = resistencia nominal

η_i = modificador de cargas

γ_i = factor de carga para el componente i

Q_i = componente de carga i

TABLA 7.1 Factores de resistencia para el estado limite de resistencia de las fundaciones superficiales

METODO/SUELO/CONDICION	FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga y empuje pasivo	
Arena	
• Procedimiento semiempirico (SPT)	0,45
• Procedimiento semiempirico (CPT)	0,55
• Metodo racional	
usando ϕ estimado a partir del ensayo SPT	0,35
usando ϕ estimado a partir del ensayo CPT	0,45
Arcilla	
• Procedimiento semiempirico utilizando datos del ensayo (CPT)	0,50
• Metodo racional	
usando la resistencia al corte medida en ensayos de laboratorio	0,60
usando la resistencia al corte medida en ensayos de molinte in situ	0,60
usando la resistencia al corte estimada a partir del ensayo CPT	0,50
Roca	
Procedimiento semiempirico , Carter y Kulhawy (1988)	0,60
Ensayo con placa de carga	0,55
Resbalamiento	
Hormigon prefabricado colocado sobre arena	
usando ϕ estimado a partir del ensayo SPT	0,90
usando ϕ estimado a partir del ensayo CPT	0,90
Hormigon colocado en obra sobre arena	
usando ϕ estimado a partir del ensayo SPT	0,80
usando ϕ estimado a partir del ensayo CPT	0,80
Arcilla (cuando la resistencia al corte es menor que 0,5 veces la presion normal)	
usando la resistencia al corte medida en ensayos en laboratorio	0,85
usando la resistencia al corte medida en ensayos in situ	0,85
usando la resistencia al corte estimada a partir de ensayos CPT	0,80
Arcilla (cuando la resistencia es mayor que 0,5 veces la presion normal)	0,85
Suelo sobre suelo	1,00
Componente de empuje pasivo del suelo de la resistencia al resbalamiento	0,50

Fuente:

Tabla 10.5.5-1 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

Factores de carga.- Los factores de carga son aplicados a las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres de las cargas y las solicitaciones. Los factores de carga se pueden apreciar en la

Sección 2.4.1.4 o en las Tablas 2.3 y 2.4. En la Figura 7.6 se pueden observar típicas aplicaciones de los factores de carga para determinar la capacidad de carga, resvalamiento y excentricidad.

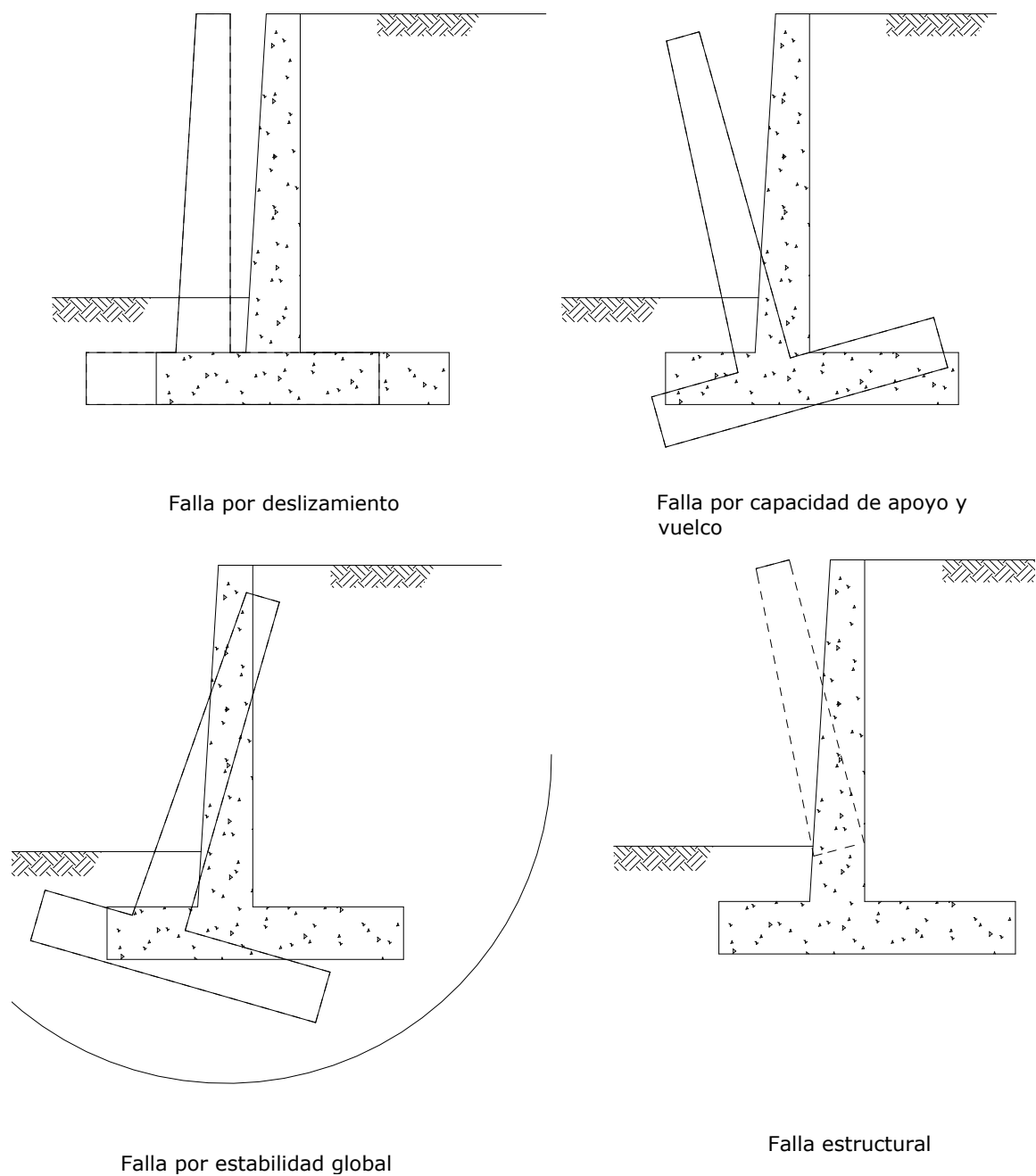
Factores de resistencia.- Los factores de resistencia son usados para tomar en cuenta las incertidumbres de las propiedades estructurales, propiedades del suelo, variabilidad de la mano de obra, inexactitudes en las ecuaciones de diseño para estimar la resistencia. Estos factores son usados para el diseño en el estado límite último y se los puede apreciar en la Tabla 7.1

7.1.5 FUERZAS EN UN ESTRIBO

Las presiones de tierra ejercidas sobre un estribo pueden ser clasificadas en: reposo, activo, pasivo. Cada una de estas presiones de tierra corresponde a diferentes condiciones con respecto a la dirección y magnitud del movimiento del estribo. Cuando el muro se mueve alejándose del relleno de tierra, la presión de tierra disminuye (presión activa), cuando el muro se mueve hacia el relleno de tierra, la presión de tierra aumenta (presión pasiva). En la Sección 5.6 se amplía las fuerzas que actúan sobre un estribo.

7.1.6 REQUISITOS DE DISEÑO PARA ESTRIBOS

Modos de falla para estribos.- los estribos están sujetos a varios estados límites o tipos de falla como es ilustrado en la Figura 7.7, la falla puede ocurrir dentro del suelo o en los elementos estructurales. La falla por deslizamiento ocurre cuando la presión lateral de tierra ejercida sobre el estribo excede la capacidad de fricción de la fundación. Si la presión de apoyo es mayor que la presión del suelo, entonces ocurre una falla por capacidad de apoyo en la base, la falla por cortante ocurre en suelos arcillosos. La falla estructural también debe ser revisada

**FIGURA 7.7** Modos de falla.

Procedimientos de diseño para estribos.

Paso 1.- Seleccionar las dimensiones del muro.

Paso 2.- Determinar las cargas y las presiones de tierra.

Paso 3.- Calcular las fuerzas de reacción en la base

Paso 4.- Revisar los criterios de seguridad y estabilidad.

a) Ubicación de la componente normal de la reacción

- b) Capacidad de apoyo en la base
- c) Seguridad frente al deslizamiento

Paso 5.- Revisar las dimensiones del muro y repetir los pasos 2-4 hasta satisfacer el criterio de estabilidad.

- a) Asentamiento dentro los límites tolerables
- b) Seguridad frente a la falla por cortante profunda.

Paso 6.- Si las dimensiones no llegan a ser razonables, se debe considerar el uso de pilotes.

PASO 1. Dimensiones preliminares.- La Figura 7.8 muestra dimensiones usadas comúnmente para muros de semigravedad tipo pantalla, estas dimensiones pueden ser usadas para una primera prueba del estribo.

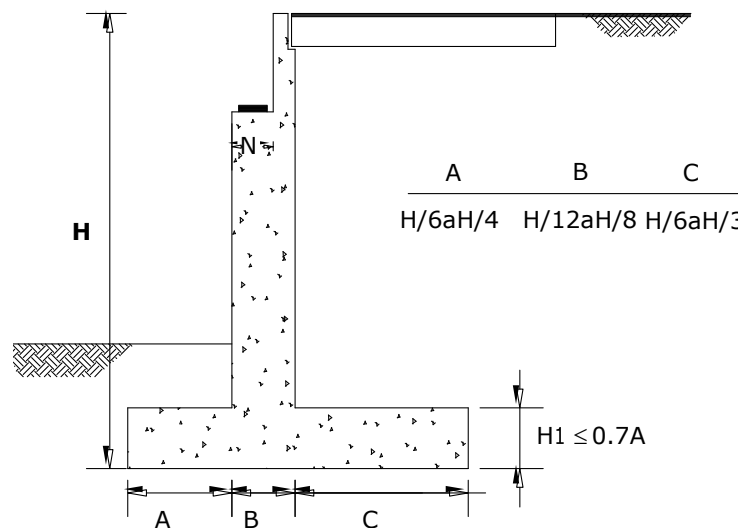
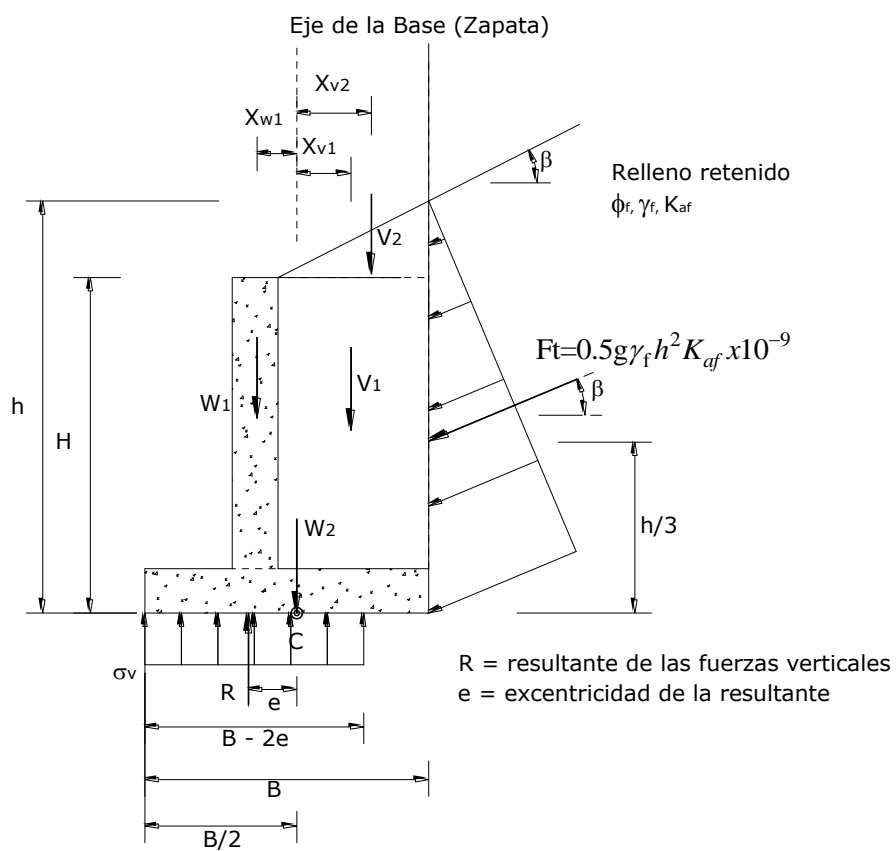


FIGURA 7.8 Dimensiones preliminares de un estribo.

PASO 2. Cargas y presiones de tierra.- Las cargas de diseño para un estribo se obtienen usando las combinaciones de carga de las Tablas 2.3 y 2.4. Los métodos para calcular el empuje de presión de tierra sobre el muro se discuten en la Sección 5.6.

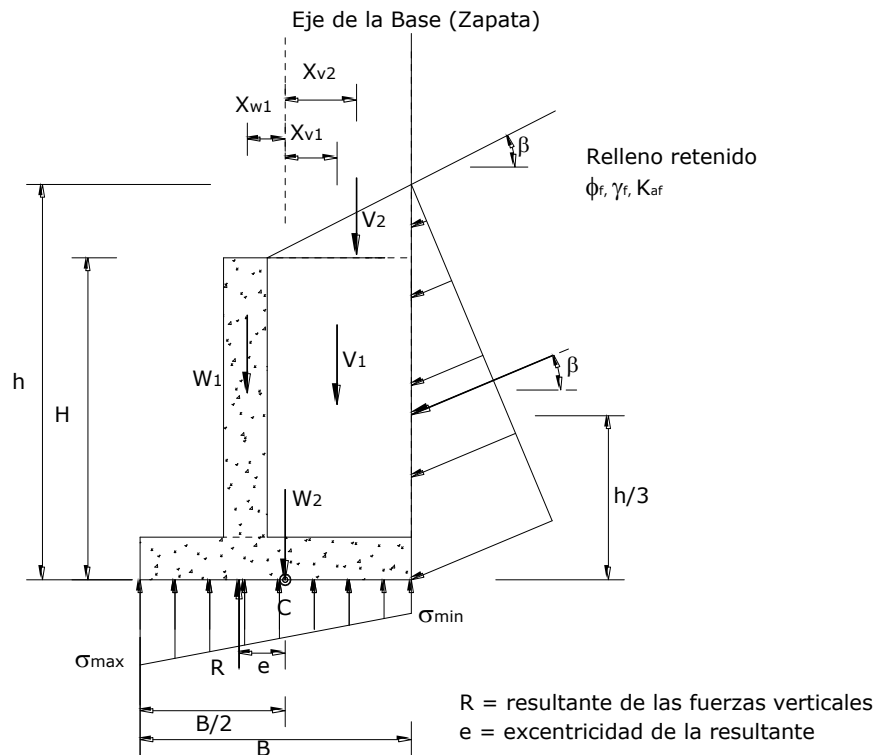
PASO 3. Fuerzas de reacción en la base.- La Figura 7.9 muestra un típico muro tipo pantalla sujeto a varios tipos de carga que causan fuerzas de reacción las cuales son normales a la base (N) y tangentes a la base (Fr). Estas fuerzas de reacción se determinan para las combinaciones de carga en investigación.



sumando momentos respecto del punto C

$$e = \frac{(F_t \cos \beta) h / 3 - (F_t \sin \beta) B / 2 - V_1 X_{v1} - V_2 X_{v2} + W_1 X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_t \sin \beta}$$

a) Fundación en suelo



si $e > B/6$, σ_{min} bajara a cero, y a medida de " e " aumenta tambien aumenta la porcion del talon de la zapata con tension vertical nula.
 sumando momentos resoecto del punto C:

$$e = \frac{(F_t \cos \beta) h/3 - (F_t \sin \beta) B/2 - V_1 X_{v1} - V_2 X_{v2} + W_1 X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_t \sin \beta}$$

b) Fundación en roca

FIGURA 7.9 Criterios para determinar la presión de contacto en fundaciones en suelo y roca.

PASO 4. Criterio de estabilidad

1. La localización de la resultante en la base (revisión al volteo o vuelco), se determina equilibrando los momentos alrededor del punto C como muestra la figura 7.9. El criterio para la localización de la resultante es que esta deba caer dentro el medio central de la base para fundaciones en suelo, ver Figura 7.9a y dentro los tres cuartos centrales de la base para fundaciones en roca, ver Figura 7.9b. Este criterio reemplaza la revisión de la relación de momentos estabilizantes sobre momentos de vuelco.

Para fundación en suelo

$$e \leq \frac{B}{4}$$

Para fundación en roca

$$e \leq \frac{3B}{8}$$

Donde:

e = excentricidad de la resultante, con respecto a la línea central de la base,

B = base de la fundación.

2. La seguridad del estribo frente a la falla por capacidad de carga en la base se obtiene aplicando los factores de resistencia a la capacidad de apoyo última.

- Si el muro es soportado por una fundación en suelo:

La tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la Figura 7.9a.

La tensión vertical se deberá calcular de la siguiente manera:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e}$$

Donde:

$\sum V$ = sumatoria de fuerzas verticales y las demás variables son como se define en la Figura 7.9a.

- Si el muro es soportado por una fundación en roca:

La tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión distribuida linealmente sobre el área de una base efectiva como se ilustra en Figura 7.9b. si la resultante cae dentro del tercio central de la base:

$$\sigma_{v \max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right)$$

$$\sigma_{v \min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B} \right)$$

Si la resultante cae fuera del tercio central de la base:

$$\sigma_{v\max} = \frac{2 \sum V}{3 \left[(B/2) - e \right]}$$

$$\sigma_{v\min} = 0$$

3. La seguridad frente al deslizamiento (falla por resbalamiento).

La resistencia mayorada se tomara como

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau$$

Donde:

ϕ_τ = factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación especificado en la Tabla 7.1

Q_τ = resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación (N)

Si el suelo debajo de la zapata es no cohesivo:

$$Q_\tau = V \tan \delta$$

Para lo cual:

$$\tan \delta = \tan \phi_f \text{ para hormigón colocado contra suelo}$$

$$= 0.8 \tan \phi_f \text{ para zapatas de hormigón prefabricado}$$

Donde:

ϕ_f = ángulo de fricción interna del suelo (°)

V = esfuerzo vertical total (N)

Para zapatas apoyadas sobre arcilla la resistencia al resbalamiento se puede tomar como la cohesión de la arcilla.

PASO 5. Revisión de dimensiones.- Cuando las dimensiones preliminares del estribo resultan inadecuadas, estas dimensiones se deben cambiar hasta encontrar las dimensiones adecuadas. Por ejemplo se puede mejorar la estabilidad variando la posición del cuerpo del estribo, el ancho de base y la altura del estribo.

Ejemplo 7.1**DISEÑO DE ESTRIBO TIPO PANTALLA**

Diseñar el estribo mostrado en la Figura 7.1-1, este estribo corresponde al puente vehicular sobre vigas postesadas de hormigón armado diseñadas por el método LRFD del Ejemplo 6.8.

Datos del puente.

Longitud del tramo = 25.5 m.

Longitud de cálculo = 25.0 m.

Ancho de calzada = 7.3 m.

Sobrecarga vehicular = *HL-93*

Separación entre vigas = 1.9 m.

Viga =

Geometría del puente.

Según la concepción del modelo estructural, el puente será de dos tramos, los apoyos extremos serán articulados y el apoyo central será fijo.

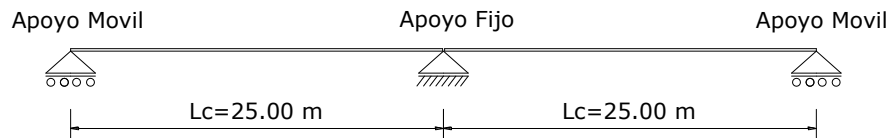


FIGURA 7.1-1 Geometría del puente

Datos del estribo.

- Propiedades de los materiales

Densidad del concreto [A3.5.1]

$$W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días [A5.4.2.11] $f'_c = 28 \text{ MPa}$

Resistencia del refuerzo de acero [A5.4.3]

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Recubrimiento de los refuerzos de acero [A5.12.3-1]

Recubrimiento de la pantalla superior = 50 mm

Recubrimiento del alma o cuerpo = 75 mm

Recubrimiento de la cara superior de la fundación = 75 mm

Recubrimiento de la cara inferior de la fundación = 75 mm

- Propiedades del suelo de fundación y suelo de relleno

Capacidad ultima del suelo $q_{ult} = 0.78 \text{ N/mm}^2$

Densidad del suelo $\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$

Angulo de fricción $\phi = 30^\circ$

Cohesión $c = 0$

Geometría del estribo.

Longitud del estribo $L_{estr} = 7.3 \text{ m}$

Altura del estribo $H = 6 \text{ m}$

Base de la fundación $B_f = 3.55 \text{ m}$

Longitud de la puntera $L_p = 1.3 \text{ m}$

Espesor del alma $t_a = 0.75 \text{ m}$

Longitud del talón $L_t = 1.5 \text{ m}$

Espesor de la base de fundación $t_{bf} = 0.7 \text{ m}$

Longitud de soporte $2f = 0.50 \text{ m}$

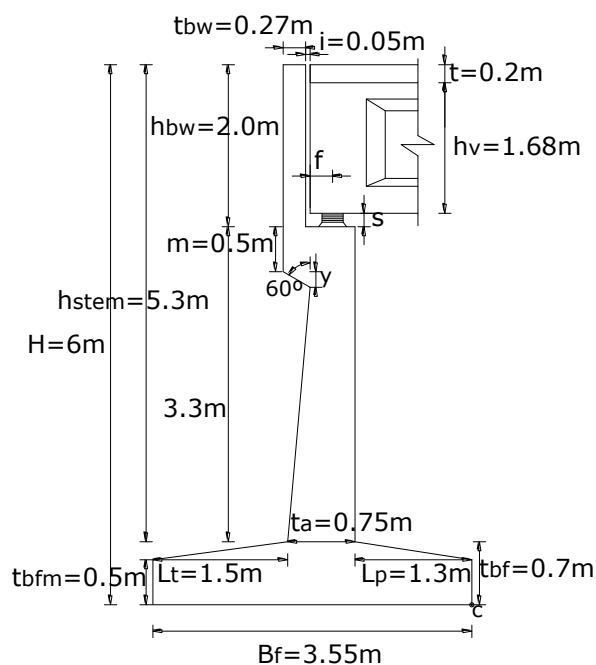


FIGURA 7.1-2 Geometría del estribo

PASO 1. DIMENSIONES PRELIMINARES

Altura del estribo $H = 6 \text{ m}$

Longitud de la puntera, puede ser de $H/6$ a $H/4$, 1 a 1.5 m, para el ejemplo tomaremos

$$L_p = 1.3 \text{ m}$$

Espesor del alma, puede ser de $H/12$ a $H/8$, 0.5 a 0.75 m, para el ejemplo tomaremos

$$t_a = 0.75 \text{ m}$$

Longitud del talón, puede ser de $H/6$ a $H/3$, 1 a 2 m, para este ejemplo tomaremos $L_t = 1.5 \text{ m}$

Base de la fundación, es la suma de la puntera, alma y talón, $B_f = 3.55 \text{ m}$

Espesor de la base de fundación, puede ser $< 0.7 L_p$, para este ejemplo tomaremos $t_{bf} = 0.7 \text{ m}$

Longitud de entrega $f = 0.15 h_v - 0.2 h_v$; $f = 0.25 \text{ m}$

Estas dimensiones pueden ser apreciadas en la Figura 7.6

PASO 2. CARGAS Y PRESIONES DE TIERRA**A. CALCULO DE LOS EFECTOS DE CARGA MUERTA (DC)**

En esta sección se calculara las cargas muertas tanto del estribo como de la superestructura. Las cargas muertas se calcularan por mm lineal.

1. Las reacciones de la carga muerta de la superestructura por apoyo se obtiene del

Ejemplo 6.8

Viga exterior

$$R_{DC_{ext}} = 322917 \text{ N} ; R_{DW_{ext}} = 21888.6 \text{ N}$$

Viga interior

$$R_{DC_{int}} = 344224 \text{ N} ; R_{DW_{int}} = 23764.7 \text{ N}$$

Estas cargas se deben convertir en cargas distribuidas, esto se logra dividiendo las cuatro reacciones de apoyo entre la longitud del estribo.

$$R_{DCTOT} = \frac{2(322917) + 2(344224)}{7300} = 182.8 \text{ N/mm}$$

$$R_{DWTOT} = \frac{2(21888.6) + 2(23764.7)}{7300} = 12.5 \text{ N/mm}$$

- Carga muerta de la pantalla superior

$$DL_{bw} = 270 \cdot 2000 \cdot W_c \cdot g \cdot 10^{-9}$$

$$DL_{bw} = 12.7 \text{ N/mm}$$

- Carga muerta del cuerpo o alma del estribo

$$DL_{stem} \approx 770 \cdot 3300 \cdot W_c \cdot g \cdot 10^{-9}$$

$$DL_{stem} = 50.2 \text{ N/mm}$$

- Carga muerta de la fundación

$$DL_{ftg} \approx 3550 \cdot 600 \cdot W_c \cdot g \cdot 10^{-9}$$

$$DL_{ftg} = 51.9 \text{ N/mm}$$

- Carga muerta de la tierra sobre el talón

$$DL_{earth} \approx 1500 \cdot 5300 \cdot \gamma_s \cdot g \cdot 10^{-9}$$

$$DL_{earth} = 156.8 \text{ N/mm}$$

B. CALCULO DE LOS EFECTOS DE CARGA VIVA (LL)

Las reacciones para una viga están dadas sin factorar, sin impacto, y sin factores de distribución. Para este ejemplo la carga viva de la pantalla superior es calculada colocando dos ejes de camiones de diseño sobre el estribo y calculando la carga por mm lineal incluyendo el impacto y el factor de presencia múltiple. Esta carga es aplicada a la longitud entera de la pantalla superior y se asume que actúa en la esquina frontal superior. Esta carga no es aplicada cuando se diseña el cuerpo o alma del estribo, tampoco cuando se diseña la fundación.

$$R_{LLbw} = \frac{[4(72500)(1 + IM) + 2(9.3) \cdot 270]}{7300} = 53.5 \text{ N/mm}$$

$$R_{LLbw} = 53.5 \text{ N/mm}$$

Carga viva vehicular:

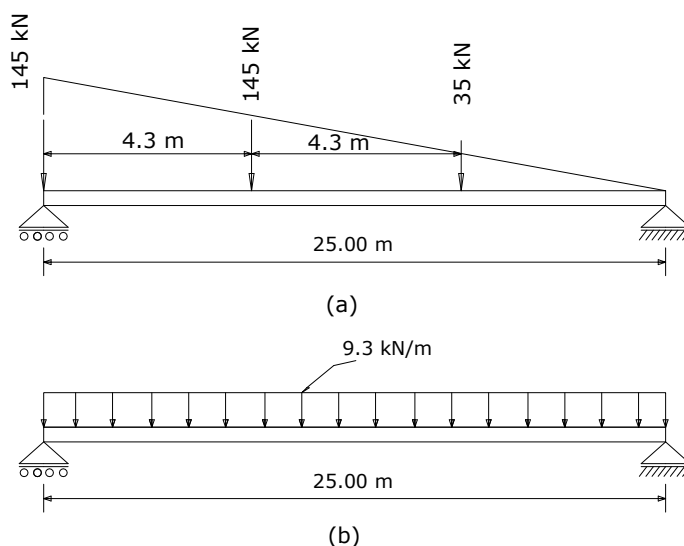


FIGURA 7.1-3 Ubicación de la carga viva para la máxima reacción en el apoyo

(a) Camión de diseño, (b) Carga de carril.

$$V^{\text{truck}} = 145000 \left(1 + \frac{20.95}{25.00} \right) + 35000 \left(\frac{16.65}{25.00} \right) = 288020 \text{ N}$$

$$V^{\text{Lane}} = \frac{1}{2} (9.3) (25000) = 116250 \text{ N}$$

Las cargas son multiplicadas por el incremento por carga dinámica y el factor de presencia múltiple. La carga viva máxima sin factorar para el diseño del cuerpo del estribo es:

$$r_{LL\max} = V^{\text{truck}} (1 + IM) + V^{\text{lane}}$$

$$r_{LL\max} = 499317 \text{ N para un carril}$$

$$R_{LL\max} = \frac{2 \cdot MPF \cdot r_{LL\max}}{7300}$$

$$R_{LL\max} = 136.8 \text{ N/mm}$$

La siguiente carga será aplicada al asiento de la viga o la parte superior del cuerpo del estribo para el diseño de la fundación. Las cargas no incluyen incremento por carga dinámica, pero si incluye el factor de presencia múltiple.

La carga viva máxima sin factorar para el diseño de la fundación es:

$$r_{LL\max 1} = V^{truck} + V^{lane}$$

$$r_{LL\max 1} = 404270 \text{ N para un carril}$$

$$R_{LL\max 1} = \frac{2 \cdot MPF \cdot r_{LL\max 1}}{7300}$$

$$R_{LL\max 1} = 110.8 \text{ N/mm}$$

C. CALCULO DE LA FUERZA DE FRENADO (BR)

$$BR = 11.13 \text{ N/mm}$$

D. CARGA DE VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA (WS)

$$PD = \text{Presión de viento de diseño} = 0.0009 \text{ MPa}$$

$$\text{Área total unitaria} = 3.19 \text{ m}$$

$$\text{Fuerza de viento} = 36605.3 \text{ N}$$

$$WS = 5.01 \text{ N/mm}$$

E. CARGA DE VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA (WL)

$$PD = \text{Presión de viento de diseño} = 0.55 \text{ N/mm}$$

$$WL = 0.94 \text{ N/mm}$$

F. CARGAS DE SUELO[A3.11.5] (EH) (LS)

Las cargas de suelo que necesitan ser investigadas para este ejemplo de diseño, incluyen las cargas debido a la presión lateral básica del suelo, cargas debido a la sobrecarga uniforme y sobrecarga viva.

1. Cargas debido a la presión lateral básica del suelo[A3.11.5.1]

Para obtener la carga lateral debido a la presión básica de suelo, la presión de suelo (p) se debe calcular con la siguiente ecuación:

$$p = k\gamma_s gz (10^{-9})$$

El coeficiente de empuje lateral activo se lo encuentra en la Sección 5.6.1.3 o [A3.11.5.3], se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f)}{\Gamma [\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]}$$

Donde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f - \delta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \delta)}} \right]^2$$

Y además:

$$\delta = 0$$

$$\beta = 0$$

$$\theta = 90^\circ$$

$$\phi_f = 30^\circ$$

- Carga lateral de suelo en la parte inferior de la pantalla superior.

$$k_a = 0.33$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$z = 2000 \text{ mm}$$

$$p = k \gamma_s g z (10^{-9})$$

$$p = 0.01259 \text{ Mpa}$$

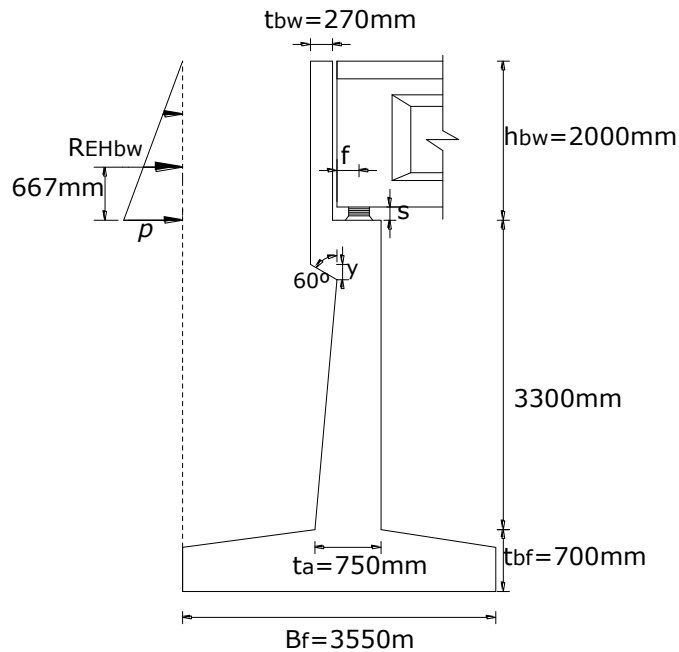


FIGURA 7.1-4 Carga lateral de suelo en la parte inferior de la pantalla superior

Una vez que la presión lateral de suelo ha sido calculada, se podrá calcular el empuje del suelo. Esta carga actúa a una distancia $h/3$ de la sección en estudio.[A3.11.5.1]

$$h_{bw} = 2000 \text{ mm}$$

$$R_{EHbw} = \frac{1}{2} \cdot p \cdot h_{bw}$$

$$R_{EHbw} = 12.6 \text{ N/mm}$$

- Carga lateral de suelo en la parte inferior del cuerpo o alma del estribo.

$$k_a = 0.33$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$z = 5300 \text{ mm}$$

$$p = k \gamma_s g z (10^{-9})$$

$$p = 0.033 \text{ Mpa}$$

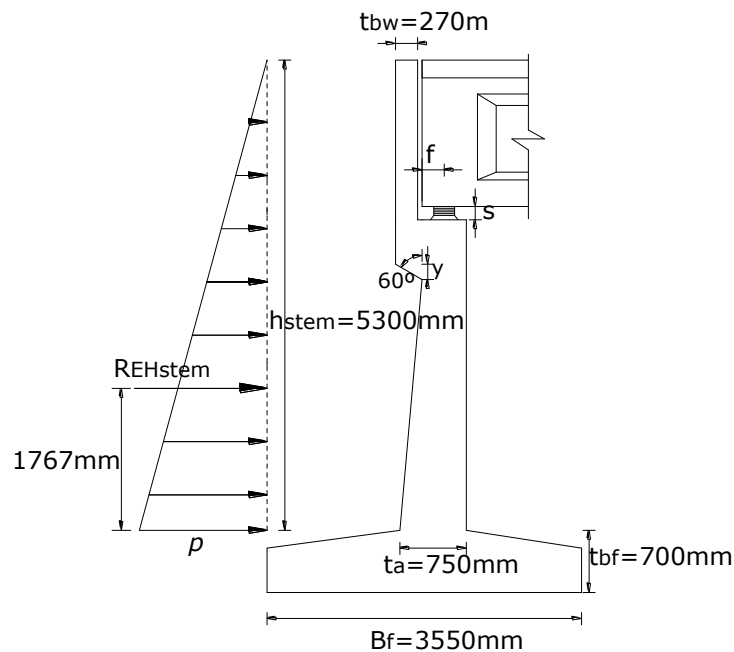


FIGURA 7.1-5 Carga lateral de suelo en la parte inferior del cuerpo o alma del estribo

Una vez que la presión lateral de suelo ha sido calculada, se podrá calcular el empuje del suelo. Esta carga actúa a una distancia $h/3$ de la sección en

estudio.[A3.11.5.1]

$$h_{stem} = 5300 \text{ mm}$$

$$R_{EHstem} = \frac{1}{2} \cdot p \cdot h_{stem}$$

$$R_{EHsten} = 88.4 \text{ N/mm}$$

- Carga lateral de suelo en la parte inferior de la fundación.

$$k_a = 0.33$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$z = 6000 \text{ mm}$$

$$p = k \gamma_s g z (10^{-9})$$

$$p = 0.037 \text{ Mpa}$$

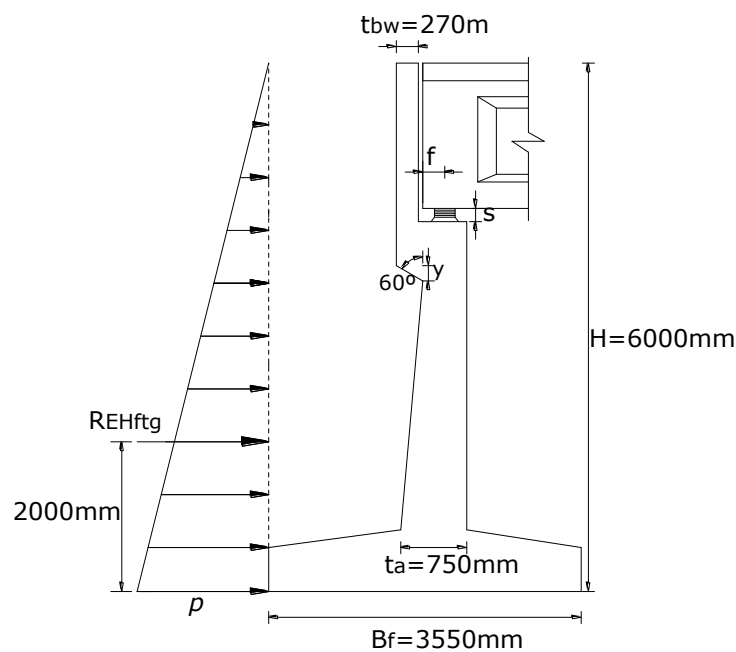


FIGURA 7.1-6 Carga lateral de suelo en la parte inferior de la fundación.

Una vez que la presión lateral de suelo ha sido calculada, se podrá calcular el empuje del suelo. Esta carga actúa a una distancia $h/3$ de la sección en estudio.[A3.11.5.1]

$$h_{ftg} = 6000 \text{ mm}$$

$$R_{EHftg} = \frac{1}{2} \cdot p \cdot h_{ftg}$$

$$R_{EHftg} = 113.3 \text{ N/mm}$$

2. Cargas debido a sobrecarga uniforme, (ES), Sección 5.6.2.1 o [A3.11.6.1]

No se aplicara sobrecarga uniforme.

3. Cargas debido a sobrecarga viva, (LS), Sección 5.6.2.2 o [A3.11.6.4]

Las cargas debido a sobrecarga viva se deben aplicar cuando una carga viva vehicular actua en la superficie posterior del estribo. La presión horizontal de suelo incrementada debido a la sobrecarga viva, se calcula con la siguiente ecuación:

$$\Delta_p = k\gamma_s g h_{eq} 10^{-9}$$

- Sobrecarga viva de la parte inferior de la pantalla superior.

$$k = k_a$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$h_{eq} = 1100 \text{ mm, Seccion 5.6.2.2 o [A3.11.6.4-1]}$$

$$\Delta_p = k\gamma_s g h_{eq} 10^{-9}$$

$$\Delta_p = 0.00692 \text{ Mpa}$$

La carga lateral debido a la sobrecarga viva es:

$$R_{LSbw} = \Delta_p \cdot h_{bw}$$

$$R_{LSbw} = 13.8 \text{ N/mm}$$

- Sobrecarga viva de la parte inferior del cuerpo del alma del estribo.

$$k = k_a$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$h_{eq} = 670 \text{ mm, Seccion 5.6.2.2 o [A3.11.6.4-1]}$$

$$\Delta_p = k\gamma_s g h_{eq} 10^{-9}$$

$$\Delta_p = 0.00422 \text{ Mpa}$$

La carga lateral debido a la sobrecarga viva es:

$$R_{LSstem} = \Delta_p \cdot h_{stem}$$

$$R_{LSstem} = 22.35 \text{ N/mm}$$

- Sobrecarga viva de la parte inferior de la fundación.

$$k = k_a$$

$$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$$

$$h_{eq} = 600 \text{ mm, Seccion 5.6.2.2 o [A3.11.6.4-1]}$$

$$\Delta_p = k\gamma_s g h_{eq} 10^{-9}$$

$$\Delta_p = 0.0378 \text{ Mpa}$$

La carga horizontal debido a la sobrecarga viva p/excentricidad y resbalamiento es:

$$R_{LSfig} = \Delta_p \cdot H$$

$$R_{LSfig} = 22.7 \text{ N/mm}$$

La carga vertical debido a la sobrecarga viva p/capacidad de apoyo es:

$$V_{LSfig} = \Delta_p \cdot H$$

$$V_{LSfig} = 16.2 \text{ N/mm}$$

G. ANÁLISIS Y COMBINACIONES DE LAS SOLICITACIONES.

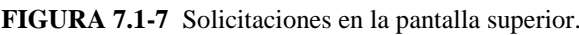
Hay tres lugares críticos donde las solicitaciones son combinadas y analizadas para el diseño del estribo. Estos son la parte inferior de la pantalla superior, la parte inferior del cuerpo o alma del estribo y la parte inferior de la fundación.

El modificador de cargas $\eta = \eta_i = 1$

	Resistencia	Servicio	Fatiga	
Ductilidad η_D	1	1	1	[A1.3.3]
Redundancia η_R	1	1	1	[A1.3.4]
Importancia η_I	1	—	—	[A1.3.5]
$\eta_i = \eta_D = \eta_R = \eta_I$	1	1	1	

- Parte inferior de la pantalla superior.

Para analizar y combinar las solicitaciones, se necesitan las dimensiones correctas, las cargas apropiadas, el lugar de aplicación de las cargas en la pantalla superior.



$$DL_{bw} = 12.71 \text{ N/mm} \quad R_{EHBw} = 12.59 \text{ N/mm}$$

$$R_{LLbw} = 53.5 \text{ N/mm} \quad R_{LSbw} = 13.85 \text{ N/mm}$$

$$F_{VbwstrImax} = \eta [\gamma_{DC} \cdot DL_{bw} + \gamma_{LL} \cdot R_{LLbw}]$$

$$F_{VbwstrI\max} = 109.6 \text{ N}$$

$$V_{UbwstrImax} = \eta [\gamma_{EH} \cdot R_{EHbw} + \gamma_{LS} \cdot R_{LSbw}]$$

$$V_{UbwstrI_{max}} = 43.1 \text{ N}$$

El momento factorado en la base de la pantalla superior es:

$$M_{UbwstrI\max} = \eta[\gamma_{LL} \cdot R_{LLbw} \cdot 230 + \gamma_{EH} \cdot R_{EHbw} \cdot 567 + \gamma_{LS} \cdot R_{LSbw} \cdot 850]$$

$$M_{UbwstrI\max} = 49469 \text{ Nmm/mm}$$

Resistencia III max.

La fuerza vertical factorada en la base de la pantalla superior es:

$$F_{VbwstrIII\max} = \eta[\gamma_{DC} \cdot DL_{bw} + \gamma_{LL} \cdot R_{LLbw}]$$

$$F_{VbwstrIII\max} = 15.9 \text{ N}$$

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base de la pantalla superior es:

$$V_{UbwstrIII\max} = \eta[\gamma_{EH} \cdot R_{EHbw} + \gamma_{LS} \cdot R_{LSbw}]$$

$$V_{UbwstrIII\max} = 18.9 \text{ N}$$

El momento factorado en la base de la pantalla superior es:

$$M_{UbwstrIII\max} = \eta[\gamma_{LL} \cdot R_{LLbw} \cdot 230 + \gamma_{EH} \cdot R_{EHbw} \cdot 567 + \gamma_{LS} \cdot R_{LSbw} \cdot 850]$$

$$M_{UbwstrIII\max} = 12589 \text{ Nmm/mm}$$

Resistencia V max.

La fuerza vertical factorada en la base de la pantalla superior es:

$$F_{VbwstrV\max} = \eta[\gamma_{DC} \cdot DL_{bw} + \gamma_{LL} \cdot R_{LLbw}]$$

$$F_{VbwstrV\max} = 88.15 \text{ N}$$

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base de la pantalla superior es:

$$V_{UbwstrV\max} = \eta[\gamma_{EH} \cdot R_{EHbw} + \gamma_{LS} \cdot R_{LSbw}]$$

$$V_{UbwstrV\max} = 37.6 \text{ N}$$

El momento factorado en la base de la pantalla superior es:

$$M_{UbwstrV\max} = \eta[\gamma_{LL} \cdot R_{LLbw} \cdot 230 + \gamma_{EH} \cdot R_{EHbw} \cdot 567 + \gamma_{LS} \cdot R_{LSbw} \cdot 850]$$

$$M_{UbwstrV\max} = 41039 \text{ Nmm/mm}$$

Servicio I.

La fuerza vertical factorada en la base de la pantalla superior es:

$$F_{VbwservI} = \eta[\gamma_{DC} \cdot DL_{bw} + \gamma_{LL} \cdot R_{LLbw}]$$

$$F_{VbwservI} = 66.2 \text{ N}$$

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base de la pantalla superior es:

$$V_{UbwservI} = \eta[\gamma_{EH} \cdot R_{EHbw} + \gamma_{LS} \cdot R_{LSbw}]$$

$$V_{UbwservI} = 26.4 \text{ N}$$

El momento factorado en la base de la pantalla superior es:

$$M_{UbwservI} = \eta[\gamma_{LL} \cdot R_{LLbw} \cdot 230 + \gamma_{EH} \cdot R_{EHbw} \cdot 567 + \gamma_{LS} \cdot R_{LSbw} \cdot 850]$$

$$M_{UbwservI} = 29467 \text{ Nmm/mm}$$

Las anteriores fuerzas verticales, longitudinales y momentos factorados pueden ser resumidos en las siguientes tablas:

TABLA 7.3 Fuerzas verticales factoradas

Fuerza vertical factorada			
Item	DL_{bw}	R_{LLbw}	
Notacion	DC	LL	Total (N)
Vn (N)	12,71	53,52	
Resistencia I max	15,89	93,67	109,56
Resistencia III max	15,89	0,00	15,89
Resistencia V max	15,89	72,26	88,15
Servicio I	12,71	53,52	66,24

TABLA 7.4 Fuerzas horizontales factoradas

Fuerza cortante longitudinal factorada			
Item	R_{EHbw}	R_{LSbw}	
Notacion	EH	LS	Total (N)
Hn (N)	12,59	13,85	
Resistencia I max	18,88	24,23	43,12
Resistencia III max	18,88	0,00	18,88
Resistencia V max	18,88	18,70	37,58
Servicio I	12,59	13,85	26,44

TABLA 7.5 Momentos factorados

Momento factorado					
Item	DL_{bw}	R_{LLbw}	R_{EHbw}	R_{LSbw}	
Notacion	DC	LL	EH	LS	Total (N mm)
Fuerza (N)	12,7	53,5	12,6	13,8	
Brazo (mm)	0,0	135,0	666,7	1000,0	
Mn (N mm)	0,0	7225,7	8392,9	13848,4	
Resistencia I max	0,0	12644,9	12589,4	24234,6	49469,0
Resistencia III max	0,0	0,0	12589,4	0,0	12589,4
Resistencia V max	0,0	9754,7	12589,4	18695,3	41039,4
Servicio I	0,0	7225,7	8392,9	13848,4	29467,0

- **Parte inferior del cuerpo o alma del estribo.**

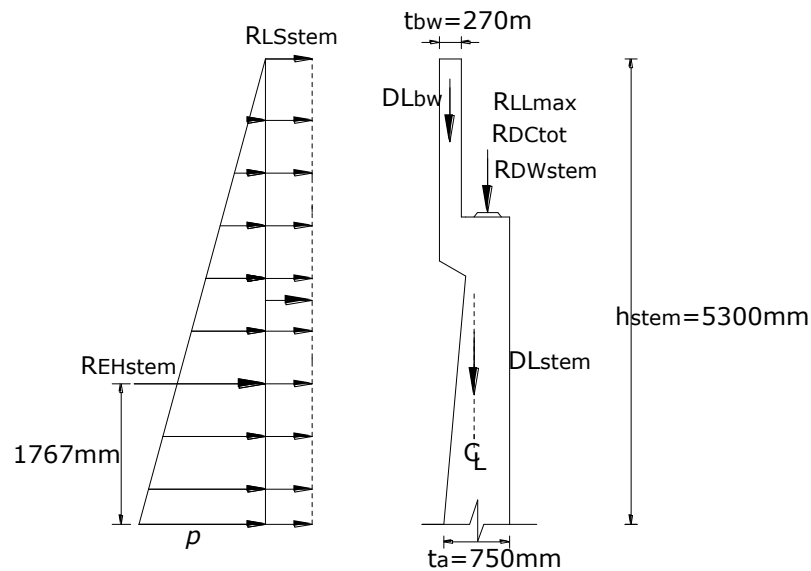
**FIGURA 7.1-8** Solicitaciones en el cuerpo o alma del estribo.

TABLA 7.6 Factores de carga

Factores de carga									
	Resist. I			Resist.III		Resist. V		Serv.I	
Cargas	γ_{\max}	γ_{\min}	a	γ_{\max}	γ_{\min}	γ_{\max}	γ_{\min}	a	γ
<i>DC</i>	1,25	0,90	0,90	1,25	0,90	1,25	0,90	0,90	1,00
<i>DW</i>	1,50	0,65	0,65	1,50	0,65	1,50	0,65	0,65	1,00
<i>LL</i>	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	0,00	1,00
<i>EH</i>	1,50	0,50	1,50	1,50	0,50	1,50	0,50	1,50	1,00
<i>LS</i>	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
<i>BR</i>	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
<i>WS</i>	-	-	-	1,40	0,00	0,40	0,00	0,40	0,30
<i>WL</i>	-	-	-	-	-	1,00	0,00	1,00	1,00

$$DL_{bw} = 12.7 \text{ N/mm}$$

$$R_{EHstem} = 88.41 \text{ N/mm}$$

$$DL_{stem} = 50.2 \text{ N/mm}$$

$$R_{LSstem} = 22 \text{ N/mm}$$

$$R_{DCtot} = 182.8 \text{ N/mm}$$

$$BR = 11.13 \text{ N/mm}$$

$$R_{DWtot} = 12.5 \text{ N/mm}$$

$$WS = 5.01 \text{ N/mm}$$

$$R_{LLmax} = 136.8 \text{ N/mm}$$

$$WL = 0.94 \text{ N/mm}$$

TABLA 7.7 Fuerzas horizontales factoradas

Fuerza cortante longitudinal factorada						
Item	R_{EHstem}	R_{LSstem}	<i>BR</i>	<i>WS</i>	<i>WL</i>	
Notacion	<i>EH</i>	<i>LS</i>	<i>BR</i>	<i>WS</i>	<i>WL</i>	Total
<i>Hn</i> (N)	88,41	22,35	11,13	5,01	0,94	
Resistencia I max	132,61	39,12	19,48	0,00	0,00	191,21
Resistencia I min	44,20	0,00	0,00	0,00	0,00	44,20
Resistencia I a	132,61	39,12	19,48	0,00	0,00	191,21
Resistencia III max	132,61	0,00	0,00	7,02	0,00	139,63
Resistencia III min	44,20	0,00	0,00	0,00	0,00	44,20
Resistencia V max	132,61	30,18	15,03	2,01	0,94	180,76
Resistencia V min	44,20	0,00	0,00	0,00	0,00	44,20
Resistencia V a	132,61	30,18	15,03	2,01	0,94	180,76
Servicio I	88,41	22,35	11,13	1,50	0,94	124,34

TABLA 7.8 Momentos factorados

Momento factorado											
Item	DL_{bw}	DL_{stem}	R_{DCtot}	R_{DWtot}	R_{LLmax}	R_{EHstem}	R_{LSstem}	BR	WS	WL	
Notacion	DC	DC	DC	DW	LL	EH	LS	BR	WS	WL	Total (N mm)
Fuerza (N)	12,714	50,2	182,8	12,51	136,8	88,409	22,352	11,1301	5,0144	0,9418	
Brazo (mm)	-355,9	0	79,12	79,12	79,12	1766,7	2650	7100	4875,9	7100	
Mn (N mm)	-4525	0	14462	990	10824	156189	59234	79024	24450	6687	
Resistencia I max	-5656	0	18078	1485	18942	234284	103660	138292	0	0	509085
Resistencia I min	-4072	0	13016	643	0	78095	0	0	0	0	87682
Resistencia I a	-4072	0	13016	643	0	234284	103660	138292	0	0	485823
Resistencia III max	-5656	0	18078	1485	0	234284	0	0	34229	0	282420
Resistencia III min	-4072	0	13016	643	0	78095	0	0	0	0	87682
Resistencia V max	-5656	0	18078	1485	14613	234284	79966	106682	9780	6687	465919
Resistencia V min	-4072	0	13016	643	0	78095	0	0	0	0	87682
Resistencia V a	-4072	0	13016	643	0	234284	79966	106682	9780	6687	446986
Servicio I	-4525	0	14462	990	10824	156189	59234	79024	7335	6687	330221

PASO 3.- CALCULAR LAS FUERZAS DE REACCIÓN EN LA BASE

- **Parte inferior de la fundación.**

TABLA 7.9 Factores de carga

Factores de carga									
	Resist. I			Resist. III		Resist. V			Serv. I
Cargas	γ_{max}	γ_{min}	a	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}	a	γ
DC	1,25	0,90	0,90	1,25	0,90	1,25	0,90	0,90	1,00
DW	1,50	0,65	0,65	1,50	0,65	1,50	0,65	0,65	1,00
LL	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	0,00	1,00
EV	1,35	1,00	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00
EH	1,50	0,50	1,50	1,50	0,50	1,50	0,50	1,50	1,00
LS	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
BR	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
WS	-	-	-	1,40	0,00	0,40	0,00	0,40	0,30
WL	-	-	-	-	-	1,00	0,00	1,00	1,00

$$\begin{aligned}
 DL_{bw} &= 12.7 \text{ N/mm} & DL_{earth} &= 156.8 \text{ N/mm} \\
 DL_{stem} &= 50.2 \text{ N/mm} & R_{EHftg} &= 113.3 \text{ N/mm} \\
 DL_{ftg} &= 51.9 \text{ N/mm} & R_{LSftg} &= 22.7 \text{ N/mm} \\
 R_{DCtot} &= 182.8 \text{ N/mm} & BR &= 11.13 \text{ N/mm} \\
 R_{DWtot} &= 12.5 \text{ N/mm} & WS &= 5.01 \text{ N/mm} \\
 R_{LLmax1} &= 110.76 \text{ N/mm} & WL &= 0.94 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

○ **Excentricidad y Resbalamiento**

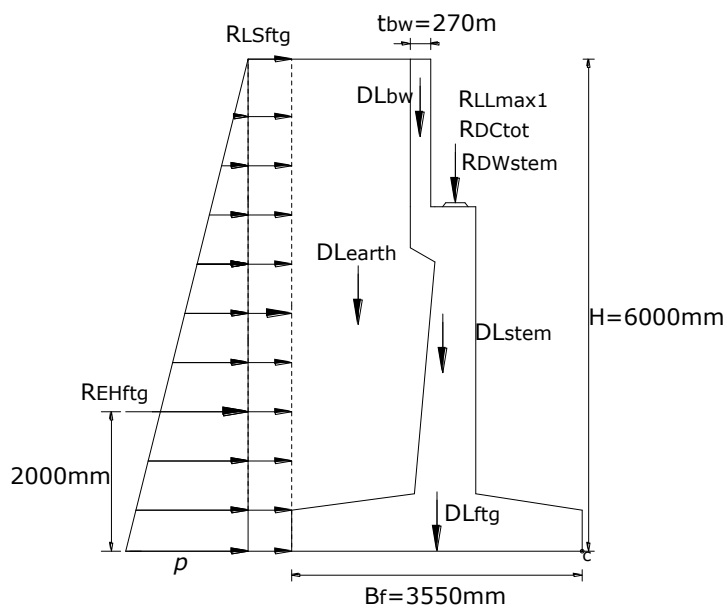


FIGURA 7.1-9 Solicitaciones en la parte inferior de la fundación para Excentricidad y Resbalamiento

TABLA 7.10 Fuerzas verticales factoradas

Fuerza vertical factorada								
Item	DL_{bw}	DL_{stem}	DL_{fig}	R_{DCtot}	R_{YMt}	R_{LLmax1}	DL_{earth}	Total (N)
Notacion	DC	DC	DC	DC	DW	LL	EV	
Vn (N)	12,71	50,16	51,91	182,78	12,51	110,76	156,83	
Resistencia I max	15,89	62,70	64,89	228,47	18,76	193,83	211,71	796,26
Resistencia I min	11,44	45,14	46,72	164,50	8,13	0,00	156,83	432,76
Resistencia I a	11,44	45,14	46,72	164,50	8,13	193,83	156,83	626,59
Resistencia III max	15,89	62,70	64,89	228,47	18,76	0,00	211,71	602,43
Resistencia III min	11,44	45,14	46,72	164,50	8,13	0,00	156,83	432,76
Resistencia V max	15,89	62,70	64,89	228,47	18,76	149,52	211,71	751,96
Resistencia V min	11,44	45,14	46,72	164,50	8,13	0,00	156,83	432,76
Resistencia V a	11,44	45,14	46,72	164,50	8,13	149,52	156,83	582,29
Servicio I	12,71	50,16	51,91	182,78	12,51	110,76	156,83	577,66

TABLA 7.11 Fuerzas horizontales factoradas

Fuerza cortante longitudinal factorada						
Item	R_{EHfig}	R_{LSfig}	BR	WS	WL	
Notacion	EH	LS	BR	WS	WL	
Hn (N)	113,30	22,66	11,13	5,01	0,94	Total (N)
Resistencia I max	169,96	39,66	19,48	0,00	0,00	229,09
Resistencia I min	56,65	0,00	0,00	0,00	0,00	56,65
Resistencia I a	169,96	39,66	19,48	0,00	0,00	229,09
Resistencia III max	169,96	0,00	0,00	7,02	0,00	176,98
Resistencia III min	56,65	0,00	0,00	0,00	0,00	56,65
Resistencia V max	169,96	30,59	15,03	2,01	0,94	218,52
Resistencia V min	56,65	0,00	0,00	0,00	0,00	56,65
Resistencia V a	169,96	30,59	15,03	2,01	0,94	218,52
Servicio I	113,30	22,66	11,13	1,50	0,94	149,54

TABLA 7.12 Momentos factorados

Momento factorado													
Item	DL_{bw}	DL_{stem}	DL_{fig}	R_{DCtot}	R_{DWtot}	$R_{LL,max1}$	DL_{earth}	R_{EHfig}	R_{LSfig}	BR	WS	WL	
Notacion	DC	DC	DC	DC	DW	LL	EV	EH	LS	BR	WS	WL	Total(N mm)
Fuerza (N)	12,7	50,2	51,9	182,8	12,5	110,8	156,8	-113,3	-22,7	-11,1	-5,0	-0,9	
Brazo(c) (mm)	1985	1629,1	1767,4	1550,0	1550,0	1550,0	2781,7	2000,0	3000,0	7800,0	5575,9	7800	
Mn (N mm)	25237	81715	91752	283306	19387	171676	436235	-226609	-67983	-86815	-27960	-7346	
Resist.I max	31546	102144	114690	354133	29081	300434	588917	-339914	-118970	-151926	0	0	910134
Resist.I min	22713	73544	82577	254976	12602	0	436235	-113305	0	0	0	0	769341
Resist.I a	22713	73544	82577	254976	12602	300434	436235	-339914	-118970	-151926	0	0	572269
Resist.III max	31546	102144	114690	354133	29081	0	588917	-339914	0	0	-39144	0	841453
Resist.III min	22713	73544	82577	254976	12602	0	436235	-113305	0	0	0	0	769341
Resist.V max	31546	102144	114690	354133	29081	231763	588917	-339914	-91777	-117200	-11184	-7346	884853
Resist.V min	22713	73544	82577	254976	12602	0	436235	-113305	0	0	0	0	769341
Resist.V a	22713	73544	82577	254976	12602	231763	436235	-339914	-91777	-117200	-11184	-7346	546988
Servicio I	25237	81715	91752	283306	19387	171676	436235	-226609	-67983	-86815	-8388	-7346	712168

PASO 4. REVISAR LOS CRITERIOS DE:

A) Ubicación de la excentricidad, [A11.6.3.3] (Vuelco).

TABLA 7.13 Verificación del criterio de excentricidad

Estado Limite	Momento N mm	Cargas verticales N	e mm	emax mm	Verificacion
Resistencia I max	910134,10	796,26	631,99	887,50	$e < e_{max}$
Resistencia I min	769341,37	432,76	-2,74	887,50	$e < e_{max}$
Resistencia I a	572269,19	626,59	861,70	887,50	$e < e_{max}$
Resistencia III max	841453,29	602,43	378,24	887,50	$e < e_{max}$
Resistencia III min	769341,37	432,76	-2,74	887,50	$e < e_{max}$
Resistencia V max	884852,96	751,96	598,27	887,50	$e < e_{max}$
Resistencia V min	769341,37	432,76	-2,74	887,50	$e < e_{max}$
Resistencia V a	546988,06	582,29	835,62	887,50	$e < e_{max}$

B) Seguridad frente al deslizamiento, [A11.6.3.6] (Resbalamiento).

TABLA 7.14 Verificación frente al deslizamiento

Estado Limite	Cargas verticales	$\tan \delta$	ϕ_s	ϕF_{ru}	F_{Hu}	Verificacion
Resistencia I max	796,26	0,58	0,80	367,78	229,09	$\phi F_{ru} > F_{Hu}$
Resistencia I min	432,76	0,58	0,80	199,89	56,65	$\phi F_{ru} > F_{Hu}$
Resistencia I a	626,59	0,58	0,80	289,41	229,09	$\phi F_{ru} > F_{Hu}$
Resistencia III max	602,43	0,58	0,80	278,25	176,98	$\phi F_{ru} > F_{Hu}$
Resistencia III min	432,76	0,58	0,80	199,89	56,65	$\phi F_{ru} > F_{Hu}$
Resistencia V max	751,96	0,58	0,80	347,32	218,52	$\phi F_{ru} > F_{Hu}$
Resistencia V min	432,76	0,58	0,80	199,89	56,65	$\phi F_{ru} > F_{Hu}$
Resistencia V a	582,29	0,58	0,80	268,95	218,52	$\phi F_{ru} > F_{Hu}$

○ Capacidad de apoyo

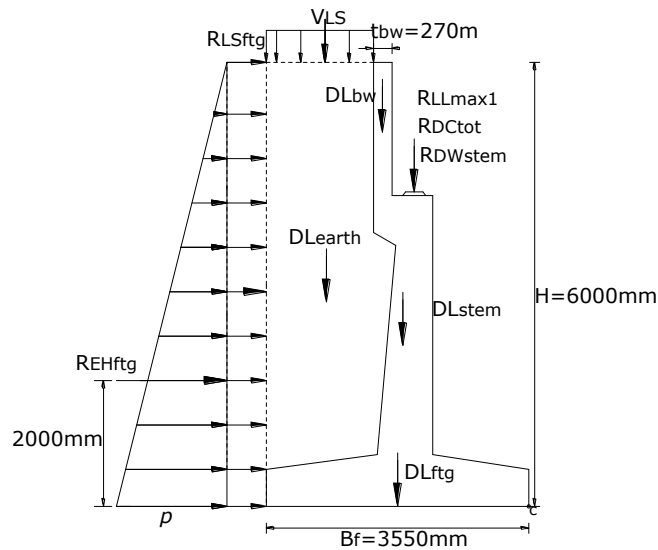


FIGURA 7.1-10 Solicitaciones en la parte inferior de la fundación.
para Capacidad de apoyo

TABLA 7.15 Fuerzas verticales factoradas

Fuerza vertical factorada									
Item	DL_{bw}	DL_{stem}	DL_{ftg}	R_{DCtot}	R_{DWtot}	R_{LLmax1}	DL_{earth}	V_{LSftg}	Total (N)
Notacion	DC	DC	DC	DC	DW	LL	EV	LS	
Vn (N)	12,71	50,16	51,91	182,78	12,51	110,76	156,83	16,20	
Resistencia I max	15,89	62,70	64,89	228,47	18,76	193,83	211,71	28,35	824,62
Resistencia I min	11,44	45,14	46,72	164,50	8,13	0,00	156,83	0,00	432,76
Resistencia I a	11,44	45,14	46,72	164,50	8,13	193,83	156,83	28,35	654,95
Resistencia III max	15,89	62,70	64,89	228,47	18,76	0,00	211,71	0,00	602,43
Resistencia III min	11,44	45,14	46,72	164,50	8,13	0,00	156,83	0,00	432,76
Resistencia V max	15,89	62,70	64,89	228,47	18,76	149,52	211,71	21,87	773,83
Resistencia V min	11,44	45,14	46,72	164,50	8,13	0,00	156,83	0,00	432,76
Resistencia V a	11,44	45,14	46,72	164,50	8,13	149,52	156,83	21,87	604,16
Servicio I	12,71	50,16	51,91	182,78	12,51	110,76	156,83	16,20	593,86

TABLA 7.16 Momentos factorados

Momento factorado														
Item	DL_{bw}	DL_{stem}	DL_{fig}	R_{DClot}	R_{DWlot}	$R_{LL,max1}$	DL_{earth}	R_{EHfig}	V_{LSfig}	R_{LSfig}	BR	WS	WL	
Notacion	DC	DC	DC	DC	DW	LL	EV	EH	LS	LS	BR	WS	WL	Total (N mm)
Fuerza (N)	12,7	50,2	51,9	182,8	12,5	110,8	156,8	-113,3	16,2	-22,7	-11,1	-5,0	-0,9	
Brazo(c) (mm)	1985,0	1629,1	1767,4	1550,0	1550,0	1550,0	2781,7	2000,0	2835,0	3000,0	7800,0	5575,9	7800,0	
Mn (N mm)	25237	81715	91752	283306	19387	171676	436235	-226609	45935	-67983	-86815	-27960	-7346	
Resist.I max	31546	102144	114690	354133	29081	300434	588917	-339914	80386	-118970	-151926	0	0	990520
Resist.I min	22713	73544	82577	254976	12602	0	436235	-113305	0	0	0	0	0	769341
Resist.I a	22713	73544	82577	254976	12602	300434	436235	-339914	80386	-118970	-151926	0	0	652655
Resist.III max	31546	102144	114690	354133	29081	0	588917	-339914	0	0	0	-39144	0	841453
Resist.III min	22713	73544	82577	254976	12602	0	436235	-113305	0	0	0	0	0	769341
Resist.V max	31546	102144	114690	354133	29081	231763	588917	-339914	62012	-91777	-117200	-11184	-7346	946865
Resist.V min	22713	73544	82577	254976	12602	0	436235	-113305	0	0	0	0	0	769341
Resist.V a	22713	73544	82577	254976	12602	231763	436235	-339914	62012	-91777	-117200	-11184	-7346	609000
Servicio I	25237	81715	91752	283306	19387	171676	436235	-226609	45935	-67983	-86815	-8388	-7346	758102

PASO 4. REVISAR LOS CRITERIOS DE:

C) Capacidad de apoyo en la base, [A11.6.3.2] (Capacidad de carga).

TABLA 7.17 Verificación a la capacidad de apoyo en la base.

Estado Limite	q_{ult}	ϕ	ϕq_{ult}	Cargas verticales	e	$B-2e$	q_{max}	Verificacion
Resistencia I max	0,78	0,45	0,35	824,62	573,8	2402,4	0,34	$\phi q_{ult} \geq q_{max}$
Resistencia I min	0,78	0,45	0,35	432,76	-2,7	3544,5	0,12	$\phi q_{ult} \geq q_{max}$
Resistencia I a	0,78	0,45	0,35	654,95	778,5	1993,0	0,33	$\phi q_{ult} \geq q_{max}$
Resistencia III max	0,78	0,45	0,35	602,43	378,2	2793,5	0,22	$\phi q_{ult} \geq q_{max}$
Resistencia III min	0,78	0,45	0,35	432,76	-2,7	3544,5	0,12	$\phi q_{ult} \geq q_{max}$
Resistencia V max	0,78	0,45	0,35	773,83	551,4	2447,2	0,32	$\phi q_{ult} \geq q_{max}$
Resistencia V min	0,78	0,45	0,35	432,76	-2,7	3544,5	0,12	$\phi q_{ult} \geq q_{max}$
Resistencia V a	0,78	0,45	0,35	604,16	767,0	2016,0	0,30	$\phi q_{ult} \geq q_{max}$
Servicio I	0,78	0,45	0,35	593,86	498,4	2553,1	0,23	$\phi q_{ult} \geq q_{max}$

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL ESTRIBO**1. Diseño de la pantalla superior del estribo.**

A. Estado limite de servicio.

A1. Durabilidad.

El recubrimiento de las armaduras deberá ser como se especifica en [A5.12.3-1]

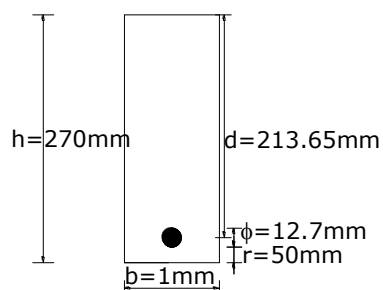


FIGURA 7.1-11 Sección en estudio de la pantalla superior.

$$M_{ubwServI} = 29467 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{ubwResist.} = 49469 \text{ Nmm/mm}$$

$$V_{ubwResist.} = 43.12 \text{ N}$$

$$\text{Asumir } j = 0.875; \quad f_s = 0.6f_y = 252 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 0.6255 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Barras } \phi 12 \text{ mm c/150 mm } (A_s = 0.84 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

A2. Control de fisuración [A.5.7.3.4]

La fisuración es controlada por la separación entre las barras de refuerzo.

$$s \leq \frac{123000\gamma_e - 2c}{\beta_s f_{ss}}$$

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

Donde:

γ_e = factor de exposición

= 1.00 para condición de exposición clase 1

= 0.75 para condición de exposición clase 2

d_c = es el recubrimiento del hormigón desde la fibra extrema al centro del acero de refuerzo

Revisar la tensión de tracción frente al modulo de rotura f_r [A5.4.2.6] [A5.7.3.4]

El esfuerzo de flexión es igual a:

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} = 2.43 \text{ MPa}$$

$$0.8f_r = 0.8(0.63\sqrt{f'_c}) = 0.8(0.63\sqrt{28}) = 2.66 \text{ MPa}$$

$$f_c < 0.8f_r$$

Por tanto la sección no esta fisurada y la separación está bien.

$$\text{Barras } \phi 12 \text{ mm c/150 mm } (A_s=0.84 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

Revisar para los otros estados límites.

B. Estado limite de resistencia.

B1. Flexión [A5.7.3.2]

Distribución rectangular de tensiones [A5.7.2.2]

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{f'_c - 28}{7}\right) = 0.85 - 0.05\left(\frac{28 - 28}{7}\right) = 0.85$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} = 17.53 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(17.53) = 14.9 \text{ mm}$$

La resistencia nominal a la flexión es: con $A_s = 0.84 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 73137.8 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n = 0.9(73137.8) = 65824 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima [A5.7.3.3.2] debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo al menor valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$:

Momento de fisuración (M_{cr})

$$M_{cr} = S_{nc} f_r$$

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = 12150 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

Modulo de rotura según [A5.4.2.6] es:

$$f_r = 0.97\sqrt{f'_c} = 0.97\sqrt{28} = 5.13 \text{ MPa}$$

$$1.2M_{cr} = 74835.6 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 65793.8 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_r \geq \min[1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u]$$

$$65824 \geq 65793.8 \quad \text{OK}$$

∴ Para el estado de Resistencia : Usar Barras $\phi 12$ mm c/150 mm

B2. Cortante [A5.8.3.3]

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base de la pantalla superior es:

La resistencia nominal al corte V_n , se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_{n1} = V_c + V_s$$

o

$$V_{n2} = 0.25f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

Donde:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

V_s no se toma en cuenta para estribos

$$\beta = 2$$

$$b_v = 1 \text{ mm}$$

$$d_v = \max \left[d_e - \frac{c}{2}; 0.9d_e; 0.72h \right]$$

$$d_v = 204.88 \text{ mm}$$

$$V_{n1} = 0.083\beta\sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_{n1} = 179.9 \text{ N/mm}$$

$$V_{n2} = 0.25f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_{n2} = 1434.18 \text{ N/mm}$$

El factor de resistencia a cortante es: $\phi_v = 0.9$

$$V_r = \phi_v \cdot V_n$$

$$V_r = 0.9 \cdot 179.97$$

$$V_r = 161.97 \text{ N/mm}$$

$$V_r \geq V_{ubwstrlmax}$$

$$161.97 \geq 43.12 \quad \text{OK}$$

C. Armadura de contracción y temperatura [A5.10.8]

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{f_y}$$

$$A_s = 0.482 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Distribuir en ambas caras

probamos: $\phi 10$ mm c/250 mm

$$2A_s = 0.567 > 0.446$$

\therefore Usar barras: $\phi 10$ mm c/250 mm

2. Diseño del cuerpo o alma del estribo.

A. Estado limite de servicio.

A1. Durabilidad.

El recubrimiento de las armaduras deberá ser como se especifica en [A5.12.3-1]

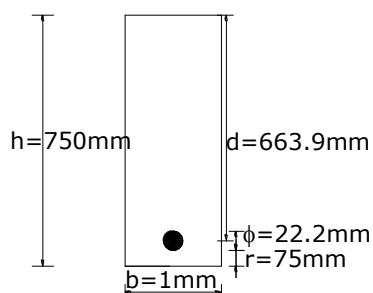


Figura 7.1-12 Sección en estudio del cuerpo o alma del estribo

$$M_{ubwServI} = 330221 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{ubwResist.} = 509085 \text{ Nmm/mm}$$

$$V_{ubwResist.} = 191.2 \text{ N}$$

$$\text{Asumir } j=0.875; \quad f_s=0.6f_y=252 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 2.26 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Barras } \phi 22 \text{ mm c/150 mm } (A_s=2.58 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

A2. Control de fisuración [A.5.7.3.4]

La fisuración es controlada por la separación entre las barras de refuerzo.

$$s \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2c$$

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

Donde:

γ_e = factor de exposición

=1.00 para condición de exposición clase 1

= 0.75 para condición de exposición clase 2

d_c = es el recubrimiento del hormigón desde la fibra extrema al centro del acero de refuerzo

Revisar la tensión de tracción frente al modulo de rotura f_r [A5.4.2.6] [A5.7.3.4]

El esfuerzo de flexión es igual a:

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$0.8f_r = 0.8(0.63\sqrt{f'_c}) = 0.8(0.63\sqrt{28}) = 2.66 \text{ MPa}$$

$$f_c < 0.8f_r$$

Por tanto la sección se fisura

Barras $\phi 22 \text{ mm c}/150 \text{ mm}$ ($A_s=2.58 \text{ mm}^2/\text{mm}$)

Revisar para los otros estados límites.

B. Estado limite de resistencia.

B1. Flexión [A5.7.3.2]

Distribución rectangular de tensiones [A5.7.2.2]

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{f'_c - 28}{7}\right) = 0.85 - 0.05\left(\frac{28 - 28}{7}\right) = 0.85$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} = 53.57 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(53.57) = 45.54 \text{ mm}$$

La resistencia nominal a la flexión es: con $A_s = 2.09 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 694867 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n = 0.9(694867) = 625380 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima [A5.7.3.3.2] debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo al menor valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$:

Momento de fisuración (M_{cr})

$$M_{cr} = S_{nc} f_r$$

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = 93750 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

Modulo de rotura según [A5.4.2.6] es:

$$f_r = 0.97\sqrt{f'_c} = 0.97\sqrt{28} = 5.13 \text{ MPa}$$

$$1.2M_{cr} = 577435 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 677083 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_r \geq \min[1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u]$$

$$625380 \geq 577435 \quad \text{OK}$$

∴ Para el estado de Resistencia : Usar Barras $\phi 22 \text{ mm c/150 mm}$

B2. Cortante [A5.8.3.3]

La resistencia nominal al corte V_n , se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_{n1} = V_c + V_s$$

o

$$V_{n2} = 0.25f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

Donde:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$\beta = 2$$

$$b_v = 1 \text{ mm}$$

$$d_v = \max \left[d_e - \frac{c}{2}; 0.9d_e; 0.72h \right]$$

$$d_v = 637.113 \text{ mm}$$

$$V_{n1} = 0.083\beta\sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_{n1} = 559.63 \text{ N/mm}$$

$$V_{n2} = 0.25f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_{n2} = 4459.8 \text{ N/mm}$$

El factor de resistencia a cortante es: $\phi_v = 0.9$

$$V_r = \phi_v \cdot V_n$$

$$V_r = 503.67 \text{ N/mm}$$

$$Vr \geq V_{ustemstrlmax}$$

$$503.67 \geq 191.2 \quad \text{OK}$$

C. Armadura de contracción y temperatura [A5.10.8]

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{f_y}$$

$$A_s = 1.34 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Distribuir en ambas caras

probamos: $\phi 12 \text{ mm c}/150 \text{ mm}$

$$2A_s = 1.69 > 1.34$$

\therefore Para la armadura de contracion y temperatura : Usar Barras $\phi 12 \text{ mm c}/150 \text{ mm}$

3. Diseño del talón del estribo.

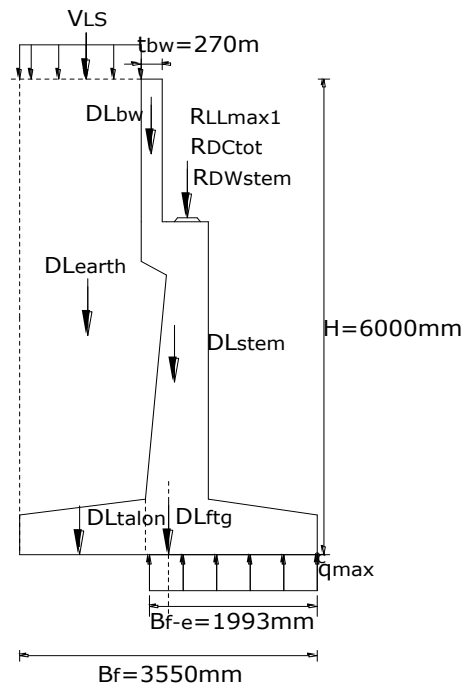
Para el diseño del talón revisamos las solicitaciones que actúan sobre el mismo

TABLA 7.18 Fuerzas verticales factoradas

Fuerza vertical factorada										
Item	$DL_{talón}$	V_{LSfig}	DL_{earth}	Verticales	B-2e	3-2e-Lp-ta	B-2e-Lp-ta	q_{max}	Cortante hacia Arriba (N)	Cortante hacia Abajo (N)
Notacion	DC	LS	EV		mm	mm	mm	N/mm		
Vn (N)	21,19	16,20	156,83							
Resistencia I max	26,49	28,35	211,71	266,56	2402,38	352,38	352,38	0,34	120,95	145,60
Resistencia I min	19,07	0,00	156,83	175,90	3544,53	1494,53	1494,53	0,12	182,47	-6,58
Resistencia I a	19,07	28,35	156,83	204,25	1993,00	-57,00	0,00	0,33	0,00	204,25
Resistencia III max	26,49	0,00	211,71	238,20	2793,52	743,52	743,52	0,22	160,34	77,86
Resistencia III min	19,07	0,00	156,83	175,90	3544,53	1494,53	1494,53	0,12	182,47	-6,58
Resistencia V max	26,49	21,87	211,71	260,07	2447,21	397,21	397,21	0,32	125,60	134,47
Resistencia V min	19,07	0,00	156,83	175,90	3544,53	1494,53	1494,53	0,12	182,47	-6,58
Resistencia V a	19,07	21,87	156,83	197,77	2016,01	-33,99	0,00	0,30	0,00	197,77
Servicio I	21,19	16,20	156,83	194,22	2553,13	503,13	503,13	0,23	117,03	77,19

TABLA 7.19 Momentos factorados

Momento factorado						
Item	DL_{talon}	V_{LSftg}	DL_{earth}	Momento	Momento	Total
Notacion	DC	LS	EV	hacia	hacia	N mm
Fuerza (N)	21,19	16,203	156,825	abajo	arriba	
Brazo(c) (mm)	708,33	785	731,661	N mm	N mm	
Mn (N mm)	15009	12719	114743			
Resistencia I max	18762	22258	154903	195923	21310,8	174612
Resistencia I min	13508	0	114743	128251	136355	-8103,4
Resistencia I a	13508	22258	114743	150510	0	150510
Resistencia III max	18762	0	154903	173665	59608,6	114056
Resistencia III min	13508	0	114743	128251	136355	-8103,4
Resistencia V max	18762	17171	154903	190836	24945,4	165890
Resistencia V min	13508	0	114743	128251	136355	-8103,4
Resistencia V a	13508	17171	114743	145422	0	145422
Servicio I	15009	12719	114743	142471	29440,7	113031

**FIGURA 7.1-13** Solicitaciones en el Talon

A. Estado limite de servicio

A1. Durabilidad.

El recubrimiento de las armaduras deberá ser como se especifica en [A5.12.3-1]

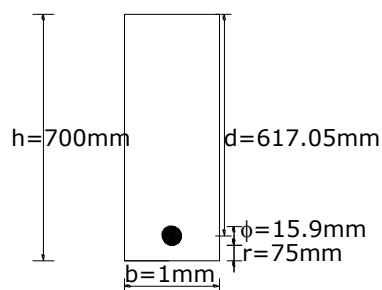


FIGURA 7.1-14 Sección en estudio del talon del estribo.

$$M_{ubwServI} = 113031 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{ubwResist.} = 174612 \text{ Nmm/mm}$$

$$V_{ubwResist.} = 204.3 \text{ N}$$

$$\text{Asumir } j=0.875; \quad f_s=0.6f_y=252 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 0.83 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Barras } \phi 16 \text{ mm c/150 mm } (A_s=1.32 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

A2. Control de fisuración [A.5.7.3.4]

La fisuración es controlada por la separación entre las barras de refuerzo.

$$s \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2c$$

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

Donde:

γ_e = factor de exposición

=1.00 para condición de exposición clase 1

= 0.75 para condición de exposición clase 2

d_c = es el recubrimiento del hormigón desde la fibra extrema al centro del acero de refuerzo

Revisar la tensión de tracción frente al modulo de rotura f_r [A5.4.2.6] [A5.7.3.4]

El esfuerzo de flexión es igual a:

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} = 1.38 \text{ MPa}$$

$$0.8f_r = 0.8(0.63\sqrt{f'_c}) = 0.8(0.63\sqrt{28}) = 2.66 \text{ MPa}$$

$$f_c < 0.8f_r$$

Por tanto la sección no esta fisurada y la separación está bien.

$$\text{Barras } \phi 16 \text{ mm c/150 mm } (A_s = 1.32 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

Revisar para los otros estados límites.

B. Estado limite de resistencia.

B1. Flexión [A5.7.3.2]

Distribución rectangular de tensiones [A5.7.2.2]

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0.85 - 0.05 \left(\frac{28 - 28}{7} \right) = 0.85$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} = 27.48 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(27.48) = 23.36 \text{ mm}$$

La resistencia nominal a la flexión es: con $A_s = 1.32 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 336561 \text{ Nmm/mm}$$

$$\text{Factor de resistencia} = \phi M_n = 0.9(336561) = 302905 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima [A5.7.3.3.2] debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo al menor valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$:

Momento de fisuración (M_{cr})

$$M_{cr} = S_{nc} f_r$$

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot 600^2}{6} = 81667 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

Modulo de rotura según [A5.4.2.6] es:

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 0.97 \sqrt{28} = 5.13 \text{ MPa}$$

$$1.2M_{cr} = 503010 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 232234 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_r \geq \min[1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u]$$

$$302905 \geq 232234 \quad \text{OK}$$

∴ Para el estado de Resistencia : Usar Barras $\phi 16 \text{ mm c/150 mm}$

B2. Cortante [A5.8.3.3]

La resistencia nominal al corte V_n , se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_{n1} = V_c + V_s$$

o

$$V_{n2} = 0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

Donde:

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$\beta = 2$$

$$b_v = 1 \text{ mm}$$

$$d_v = \max \left[d_e - \frac{c}{2}; 0.9 d_e; 0.72 h \right]$$

$$d_v = 603.31 \text{ mm}$$

$$V_{n1} = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_{n1} = 529.9 \text{ N/mm}$$

$$V_{n2} = 0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_{n2} = 4223.2 \text{ N/mm}$$

El factor de resistencia a cortante es: $\phi_v = 0.9$

$$V_r = \phi_v \cdot V_n$$

$$V_r = 476.9 \text{ N/mm}$$

$$V_r \geq V_{uq \max str I \max}$$

$$476.9 \geq 204.3 \quad \text{OK}$$

C. Armadura de contracción y temperatura [A5.10.8]

$$A_s \geq \frac{0.75 b h}{f_y}$$

$$A_s = 1.25 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Distribuir en ambas caras

probamos: $\phi 12 \text{ mm c/200 mm}$

$$2A_s = 1.27 > 1.25$$

Armadura de contracion y temperatura \therefore Usar barras: $\phi 12 \text{ mm c/200 mm}$

4. Diseño de la puntera del estribo.

TABLA 7.20 Cortantes y momentos máximos.

	q_{max} N/mm	Cortante max. N	Momento max. N mm
Resistencia I max	0,3432	446,225	290046
Resistencia I min	0,1221	158,722	103169
Resistencia I a	0,3286	427,211	277687
Resistencia III max	0,2157	280,35	182228
Resistencia III min	0,1221	158,722	103169
Resistencia V max	0,3162	411,072	267197
Resistencia V min	0,1221	158,722	103169
Resistencia V a	0,2997	389,587	253231
Servicio I	0,2326	302,381	196547

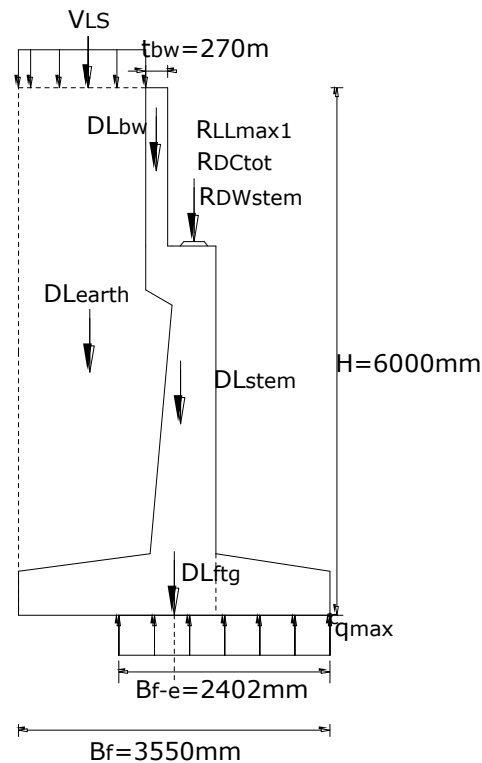


FIGURA 7.1-15 Solicitaciones en la puntera

A. Estado limite de servicio

A1. Durabilidad.

El recubrimiento de las armaduras deberá ser como se especifica en [A5.12.3-1]

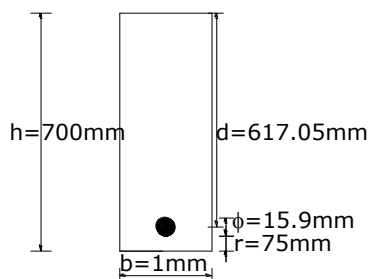


FIGURA 7.1-16 Sección en estudio de la puntera del estribo.

$$M_{uServl} = 196547 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{uResist.} = 290046 \text{ Nmm/mm}$$

$$V_{uResist.} = 446.2 \text{ N}$$

$$\text{Asumir } j=0.875; \quad f_s=0.6f_y=252 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 1.44 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Barras } \phi 16 \text{ mm c/100 mm } (A_s=1.98 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

A2. Control de fisuración [A.5.7.3.4]

La fisuración es controlada por la separación entre las barras de refuerzo.

$$s \leq \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2c$$

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

Donde:

γ_e = factor de exposición

=1.00 para condición de exposición clase 1

= 0.75 para condición de exposición clase 2

d_c = es el recubrimiento del hormigón desde la fibra extrema al centro del acero de refuerzo

Revisar la tensión de tracción frente al modulo de rotura f_r [A5.4.2.6] [A5.7.3.4]

El esfuerzo de flexión es igual a:

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6} b h^2} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$0.8 f_r = 0.8 (0.63 \sqrt{f'_c}) = 0.8 (0.63 \sqrt{28}) = 2.66 \text{ MPa}$$

$$f_c < 0.8f_r$$

Por tanto la sección no esta fisurada y la separación está bien.

$$\text{Barras } \phi 16 \text{ mm c/100 mm } (A_s = 1.98 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

Revisar para los otros estados límites.

B. Estado limite de resistencia.

B1. Flexión [A5.7.3.2]

Distribución rectangular de tensiones [A5.7.2.2]

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0.85 - 0.05 \left(\frac{28 - 28}{7} \right) = 0.85$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} = 41.22 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(41.22) = 35.04 \text{ mm}$$

La resistencia nominal a la flexión es: con $A_s = 1.98 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 499972 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n = 0.9(499972) = 449975 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima [A5.7.3.3.2] debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo al menor valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$:

Momento de fisuración (M_{cr})

$$M_{cr} = S_{nc} f_r$$

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = 81666.7 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

Modulo de rotura según [A5.4.2.6] es:

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 0.97 \sqrt{28} = 5.13 \text{ MPa}$$

$$1.2M_{cr} = 503010 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 385761 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_r \geq \min[1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u]$$

$$449975 \geq 385761 \quad \text{OK}$$

∴ Para el estado de Resistencia : Usar Barras $\phi 16 \text{ mm c/100 mm}$

B2. Cortante [A5.8.3.3]

La resistencia nominal al corte V_n , se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_{n1} = V_c + V_s$$

o

$$V_{n2} = 0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

Donde:

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$\beta = 2$$

$$b_v = 1 \text{ mm}$$

$$d_v = \max \left[d_e - \frac{c}{2}; 0.9 d_e; 0.72 h \right]$$

$$d_v = 596.44 \text{ mm}$$

$$V_{n1} = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_{n1} = 523.9 \text{ N/mm}$$

$$V_{n2} = 0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_{n2} = 4175.07 \text{ N/mm}$$

El factor de resistencia a cortante es: $\phi_v = 0.9$

$$V_r = \phi_v \cdot V_n$$

$$V_r = 471.5 \text{ N/mm}$$

$$V_r \geq V_u$$

$$471.5 \geq 446.2 \quad \text{OK}$$

C. Armadura de contracción y temperatura [A5.10.8]

$$A_s \geq \frac{0.75 b h}{f_y}$$

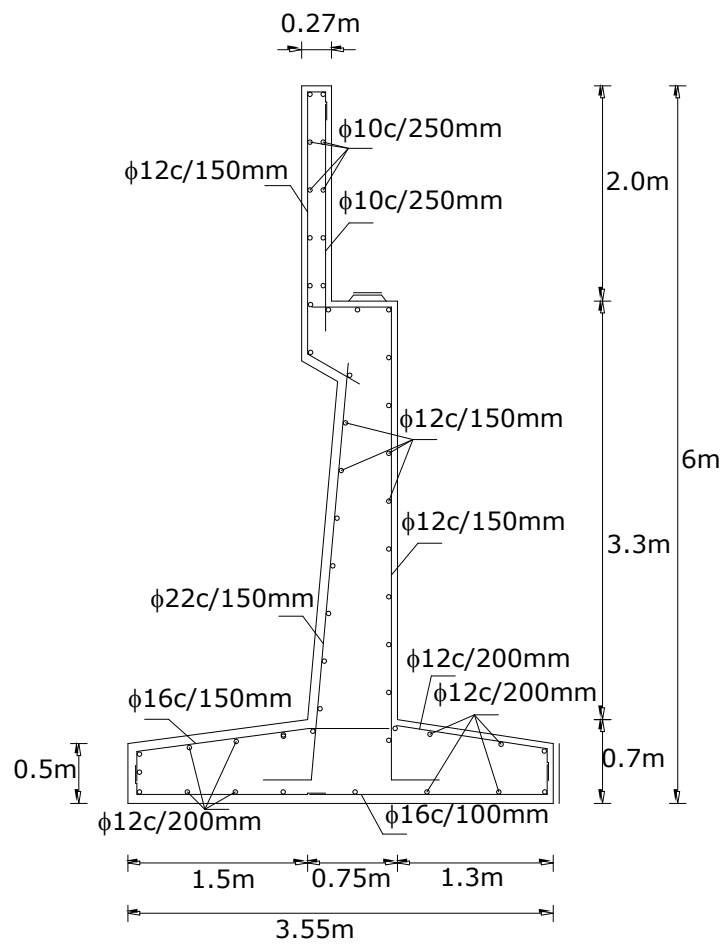
$$A_s = 1.25 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Distribuir en ambas caras

probamos: $\phi 12 \text{ mm c/200 mm}$

$$2A_s = 1.27 > 1.25$$

Armadura de contracción y temperatura \therefore Usar barras: $\phi 12 \text{ mm c/200 mm}$

**FIGURA 7.1-17** Esquema de armado.

7.2 PILAS

Las pilas son los elementos de apoyo intermedios los cuales conducen los esfuerzos de la superestructura hacia las fundaciones están diseñados para resistir presiones hidráulicas, cargas de viento, cargas de impacto, etc.

Son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión y también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal.

Dos de los requerimientos funcionales de estos elementos de apoyo son:

- Transmitir las cargas debidas al peso propio, tráfico, cargas especiales, etc. A las fundaciones.
- Transmitir a las fundaciones las componentes horizontales de las reacciones de apoyo, debidas al viento, frenado de los vehículos, rozamiento, terremotos, etc.

Se pueden utilizar diferentes tipos de pilas, incluyendo:

- *Pilas Tipo Muro Macizo* – Las pilas tipo muro macizo se diseñan como si se tratara de columnas para las fuerzas y momentos que actúan respecto del eje débil y como si se tratara de pilares para las fuerzas y solicitaciones que actúan respecto del eje resistente. Estas pilas pueden tener su extremo superior articulado, empotrado o libre, pero habitualmente están empotradas en la base. Sin embargo, muchas veces las pilas cortas y robustas se articulan en la base para eliminar los elevados momentos que se desarrollarían por causa del empotramiento. Anteriormente los diseños más macizos eran considerados pilas de gravedad.
- *Pilas de Doble Muro* – Las pilas de doble muro consisten en dos muros independientes separados en la dirección del tráfico para proveer apoyo en el intradós continuo de las secciones de superestructura tipo cajón. Estos muros son integrales con la superestructura y también se deben diseñar para los momentos de la superestructura que se desarrollan debido a las sobrecargas y condiciones de montaje.
- *Pilas Tipo Caballete* – Las pilas tipo caballete consisten en dos o más columnas de secciones transversales macizas separadas transversalmente. Estas pilas se diseñan considerando acción de pórtico para las fuerzas que actúan respecto del eje resistente. En general estas pilas están empotradas en la base y no son integrales ni con la superestructura ni con un cabezal en la parte superior. Las columnas pueden estar soportadas por una zapata ensanchada o una zapata sobre pilotes; también pueden ser prolongaciones de los pilotes por encima del nivel del terreno.

- *Pilas de Una Sola Columna* – Las pilas de una sola columna, también conocidas como pilas " T" o pilas "tipo martillo," generalmente son soportadas en su base por una zapata ensanchada, una zapata sobre pilotes perforados o una zapata sobre pilotes hincados, y puede ser integral con la superestructura o bien proveerle a la estructura un apoyo independiente. Su sección transversal puede tener diferentes formas y la columna puede ser prismática o acampanada ya sea para formar el cabezal o para mejorar la unión con la sección transversal de la superestructura.

Este tipo de pila permite evitar las complejidades de los apoyos oblicuos si se construyen de forma que sean integrales con la superestructura, y su apariencia reduce la masividad que muchas veces presentan otros tipos de estructuras.

- *Pilas Tubulares* – Sección de núcleo hueco que puede ser de acero, hormigón armado u hormigón pretensado. Su sección transversal le permite soportar las fuerzas y momentos que actúan sobre los elementos. Debido a su vulnerabilidad frente a las cargas laterales, el espesor de pared de las pilas tubulares deberá ser suficiente para soportar las fuerzas y momentos para todas las situaciones de carga que corresponda. Las pilas de configuración prismática se pueden prefabricar por secciones o pretensar a una vez que ya están instaladas.

7.2.1 DISEÑO DE UNA PILA

Ejemplo 7.2

FUERZAS ACTUANTES EN UNA PILA

Determinar las cargas que actúan sobre la pila mostrada en la Figura 7.2-1, esta pila corresponde al puente vehicular sobre vigas postesadas de hormigón armado diseñadas por el método LRFD del Ejemplo 6.8.

Datos de puente

Longitud del puente = 25.5 m

Longitud de calculo = 25 m

Ancho de calzada = 7.3 m

Sobrecarga vehicular *HL-93*

Separación entre vigas = 1.9 m

Numero de vigas = 4

Volado = 0.8 m

Espesor del tablero = 0.2 m

Altura total de la estructura = 3.19 m

Geometría del puente

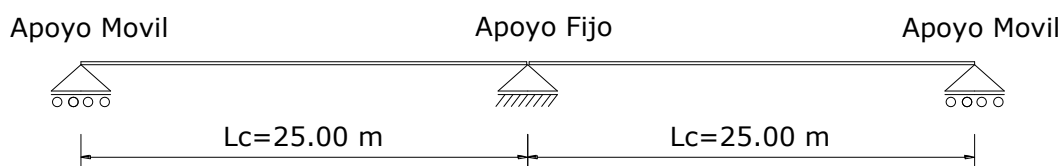


FIGURA 7.2-1 Geometría del puente

Datos de la estribo.

- Propiedades de los materiales

Densidad del concreto [A3.5.1]

$$W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días [A5.4.2.11] $f'_c = 28 \text{ MPa}$

Resistencia del refuerzo de acero [A5.4.3]

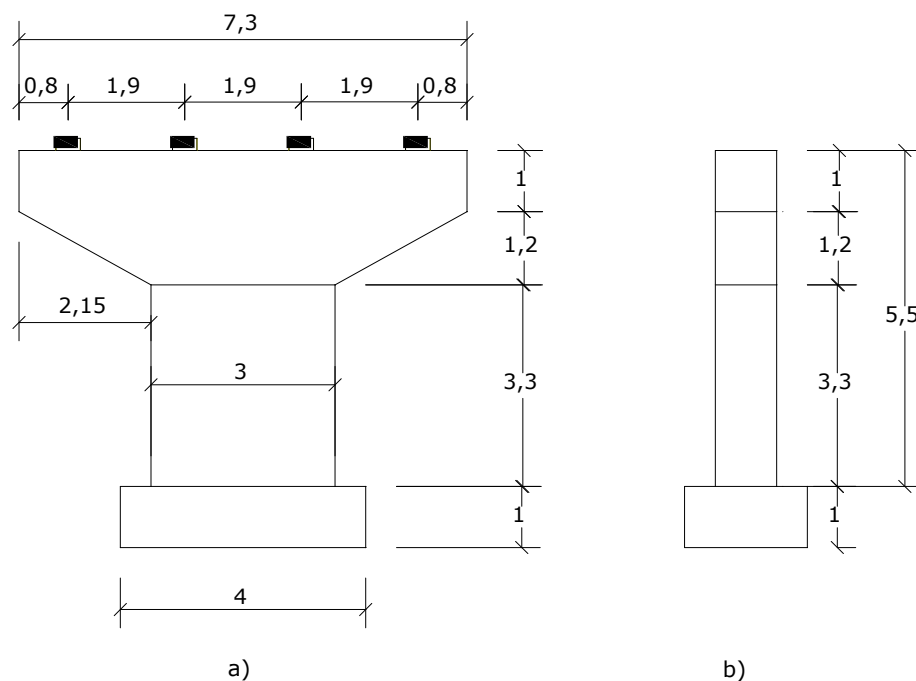
$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Recubrimiento de los refuerzos de acero [A5.12.3-1]

Recubrimiento de la pila = 60 mm

PASO 1 SELECCIÓN ÓPTIMA DEL TIPO DE PILA [A 11.2]

Cuando seleccionamos el tipo de pila optimo, este puede depender de las condiciones de sitio, costo de ejecución, geometría de la superestructura y estética. Los más comunes tipos de pila son: Pila cabeza de martillo, Pila tipo pared, Pila multicolumna. Para el diseño de este ejemplo se escogerá la pila cabeza de martillo.

PASO 2 DIMENSIONES DE LA PILA**FIGURA 7.2-2** a) vista frontal, b) vista lateral**PASO 3 CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE CARGA MUERTA****Reacción para cada viga exterior**

$$R_{DCext} = 322917 \text{ N} ; R_{DWext} = 21888.6 \text{ N}$$

Reacción para cada viga interior

$$R_{DCint} = 344224 \text{ N} ; R_{DWint} = 23764.7 \text{ N}$$

Carga muerta del cabezal

-Volado

$$DL_{ovrhg} = 1 \cdot 2.15 \cdot 1 \cdot 2400 + \frac{1}{2} \cdot 2.15 \cdot 1 \cdot 2400 = 75929.4 \text{ N}$$

-Interior

$$DL_{int} = 3 \cdot 2.2 \cdot 1 \cdot 2400 = 155390.4 \text{ N}$$

-Total

$$DL_{cap} = 2DL_{ovrhg} + DL_{int}$$

$$DL_{cap} = 307249.2 \text{ N}$$

Carga muerta de la columna

$$DL_{col} = 3.3 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 2400 = 233085.6 \text{ N}$$

Carga muerta de la fundación

$$DL_{fg} = 4 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 2400 = 188352 \text{ N}$$

Carga muerta del suelo

$$EV_{fg} = 1925(4 \cdot 2 \cdot 0.61 - 3 \cdot 1 \cdot 0.61) = 57597 \text{ N}$$

PASO 4 CÁLCULO DE LOS EFECTOS POR CARGA VIVA

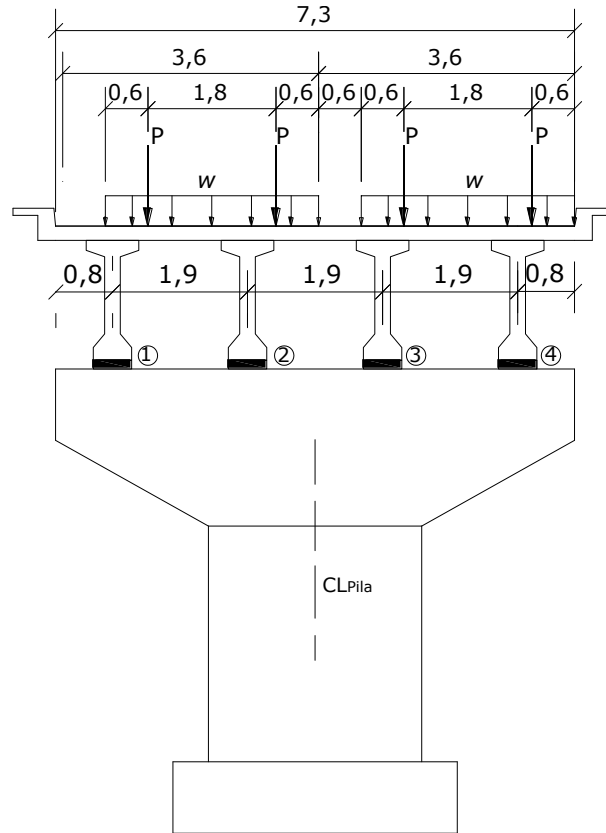
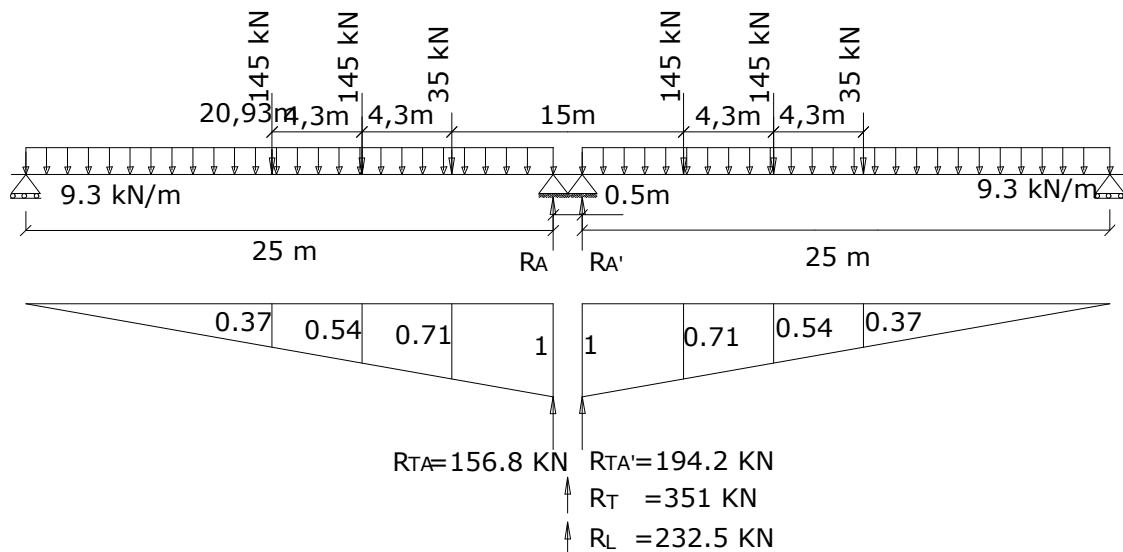
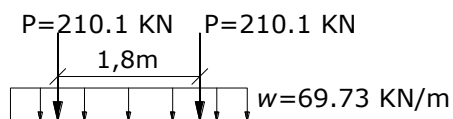


FIGURA 7.2-3 Carga viva en la pila

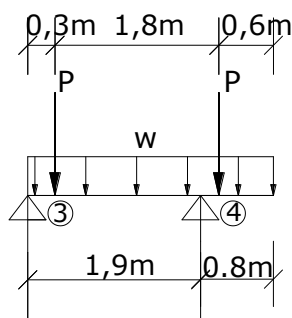


$$P_{truck-IM-0.9} = 0.9 \cdot 351 \cdot 1.33 = \frac{420.2 \text{ KN}}{2} = 210.1 \text{ KN}$$

$$W_{lane-0.9} = 0.9 \cdot 232.5 = \frac{209.2 \text{ KN}}{3 \text{ m}} = 69.73 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$



El siguiente paso es calcular las reacciones de las cargas en los cuatro apoyos asumiendo que el tablero es simplemente apoyado en las vigas interiores y continuas para las vigas exteriores.



$$\sum M_{AP3} = 0.3P + 2.1P + W \cdot 2.7 \cdot \frac{2.7}{2} - 1.9 \cdot R_4 = 0$$

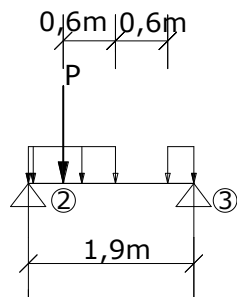
$$R_4 = \frac{(0.3 + 2.1)210.1 + 69.73 \cdot 2.7 \cdot 2.7 / 2}{1.9}$$

$$R_4 = 399.34 \text{ KN}$$

$$R_3 = 2P + W \cdot 2.7 - 399.34 \text{ KN}$$

$$R_3 = 2 \cdot 210.1 + 69.73 \cdot 2.7 - 399.34$$

$$R_3 = 209.131 \text{ KN}$$



$$\sum M_{AP2} = 0.4P + W \frac{1}{2} + 0.3W \left(1.6 + \frac{0.3}{2} \right) - 1.9R_3$$

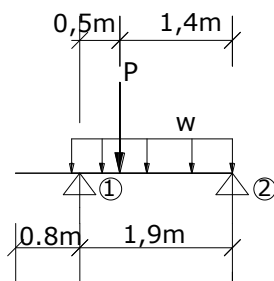
$$R_3 = \frac{0.4 \cdot 210.1 + 69.73 \cdot 0.5 + 0.3 \cdot 69.73 \cdot (1.6 + 0.15)}{1.9}$$

$$R_3 = 81.85 \text{ KN}$$

$$R_2 = P + W + W \cdot 0.3 - R_3 \text{ N}$$

$$R_2 = 210.1 + 69.73 + 0.3 \cdot 69.73 - 81.85$$

$$R_2 = 218.9 \text{ KN}$$



$$\sum M_2 = 1.4P + 2 \cdot W \cdot \frac{2}{2} - R_1 \cdot 1.9$$

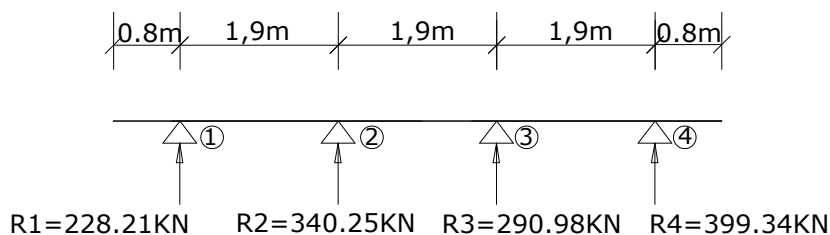
$$R_1 = \frac{1.4 \cdot 210.1 + 2 \cdot 69.73}{1.9}$$

$$R_1 = 228.21 \text{ KN}$$

$$R_2 = P + W \cdot 2 - R_1 \text{ N}$$

$$R_2 = 210.1 + 69.73 \cdot 2 - 228.21$$

$$R_2 = 121.35 \text{ KN}$$



PASO 5 CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE OTRAS CARGAS

FUERZA DE FRENADO (BR)

Según la norma AASHTO LRFD la fuerza de frenado se deberá como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tandem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tandem de diseño más la carga del carril.

Se asumida que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas.

Fuerza de frenado por carril

$$BR = 0.25(145000 + 145000 + 35000) = 81250 \text{ N}$$

Fuerza de frenado por dos carriles

$$BR = 81250 \cdot 2 = 162500 \text{ N}, = 162.5 \text{ KN}$$

$$DL_{cap} = 307249.2 \text{ N}$$

CARGA DE VIENTO (WL, WS) [A 3.8]

Fuerza de viento sobre la superestructura. [3.8.1.2.2]

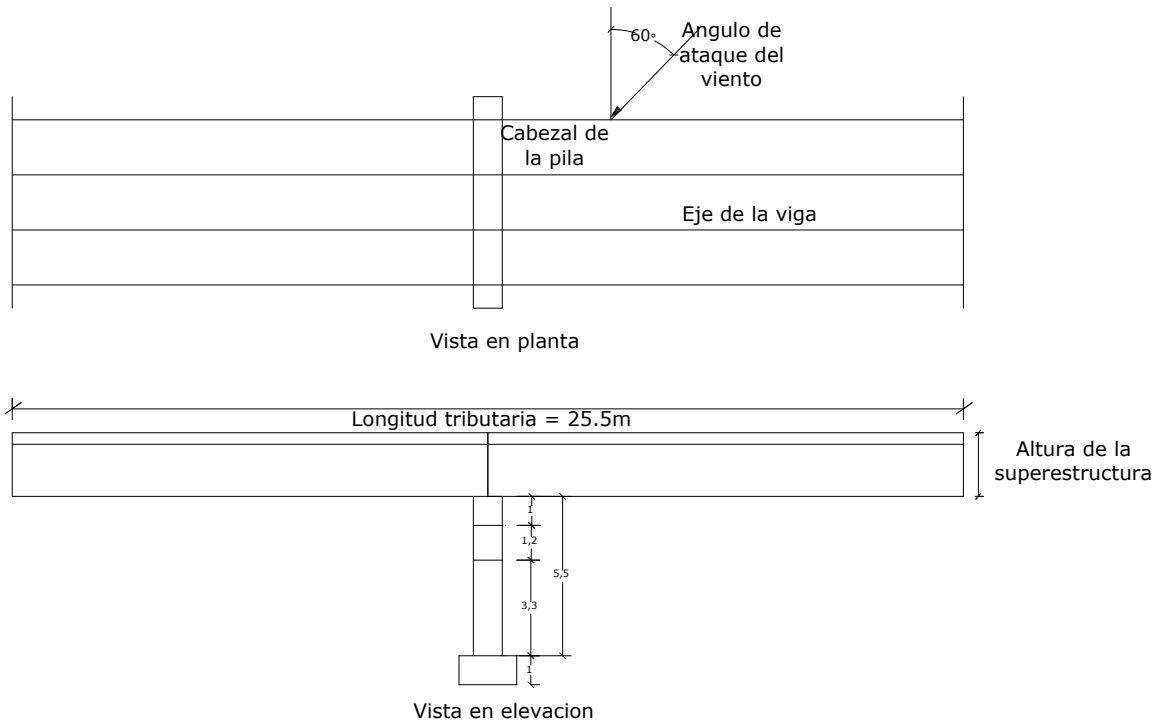


FIGURA 7.2-4 Longitud tributaria

Longitud tributaria

$$L_{trib} = 25.5 \text{ m}$$

$$H_{sup} = 3.19 \text{ m}$$

$$\text{Area tributaria } A_{trib} = 25.5 \cdot 3.19 = 81.345 \text{ m}^2$$

Para calcular las fuerzas de frenado, necesitamos encontrar las presiones de diseño, se pueden utilizar las presiones básicas de la tabla [A 3.8.1.2.2-1]

Presion de diseño Mpa		
Grados	Carga lateral	Carga longitudinal
0	0,0024	0
60	0,0008	0,0009

Fuerza de diseño N		
Grados	Carga lateral	Carga longitudinal
0	195228	0
60	65076	73210,5

Fuerza de viento sobre los vehículos. [A 3.8.1.3]

Longitud tributaria

$$L_{trib} = 25.5 \text{ m}$$

La componente del viento sobre la sobrecarga viva:

Componente del viento N/mm		
Grados	Componente normal	Componente paralela
0	1,46	0
60	0,5	0,55

Fuerza de diseño N		
Grados	Componente normal	Componente paralela
0	37230	0
60	12750	14025

Fuerza de viento sobre la subestructura. [A 3.8.1.2.3]

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 0.0019 MPa

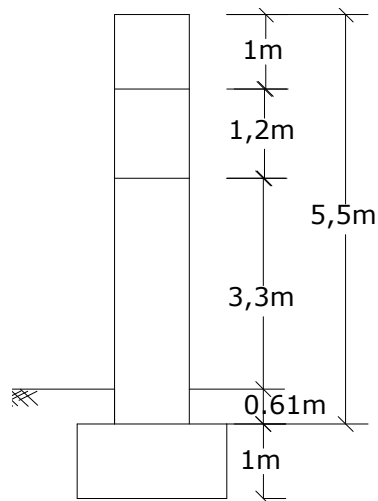


FIGURA 7.2-5 Área proyectada a 0°

Angulo de ataque 0°

Area proyectada

$$A_{pro} = 1 \cdot 4.89 = 4.89 \text{ m}^2$$

Fuerza a 0°

$$F = 0.0019 \cdot 4.89 \cdot 1000^2$$

$$F = 9291 \text{ N}$$

Angulo de ataque 60°

Area proyectada del cabezal A_{p1}

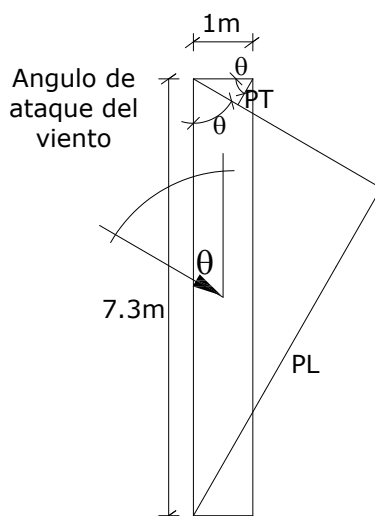


FIGURA 7.2-6 Área proyectada 1 a 60°

$$P_t = 1 \cdot \cos 60^\circ$$

$$P_t = 0.5 \text{ m}$$

$$P_l = 7.3 \cdot \sin 60^\circ$$

$$P_l = 6.32 \text{ m}$$

$$A_{p1} = (0.5 + 6.32) \cdot 2.2$$

$$A_{p1} = 15.004 \text{ m}^2$$

Area proyectada de la columna A_{p2}

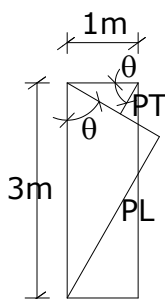


FIGURA 7.2-7 Área proyectada 2 a 60°

$$P_t = 1 \cdot \cos 60^\circ$$

$$P_t = 0.5 \text{ m}$$

$$P_l = 3 \cdot \sin 60^\circ$$

$$P_l = 2.6 \text{ m}$$

$$A_{p2} = 3.1 \cdot 2.69 = 8.34 \text{ m}^2$$

Fuerza total sobre el área proyectada a 60°

$$A_{PT} = A_{p1} + A_{p2} = 15 + 8.34 = 23.344 \text{ m}^2$$

$$F_T = 0.0019 \cdot 23.344$$

$$F_T = 44353.6 \text{ N}$$

PASO 6 COMBINACIONES DE CARGA

La pila se diseñará para las combinaciones y estados límites aplicables utilizando la ecuación básica de diseño.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

ϕ = factor de resistencia

R_n = resistencia nominal

η_i = modificador de cargas

γ_i = factor de carga para el componente i

Q_i = componente de carga i

Los factores de carga para los estados límites aplicables son:

CARGA	FACTORES DE CARGA							
	RESISTENCIA I		RESISTENCIA III		RESISTENCIA V		SERVICIO I	
	γ_{\max}	γ_{\min}	γ_{\max}	γ_{\min}	γ_{\max}	γ_{\min}	γ_{\max}	γ_{\min}
DC	1.25	0.90	1.25	0.90	1.25	0.90	1.00	1.00
DW	1.50	0.65	1.50	0.65	1.50	0.65	1.00	1.00
LL	1.75	1.75	-	-	1.35	1.35	1.00	1.00
BR	1.75	1.75	-	-	1.35	1.35	1.00	1.00
WS	-	-	1.40	1.40	0.40	0.40	0.30	0.30
WL	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
EV	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00

***En el presente trabajo solo se determino las fuerzas que actúan sobre la pila. El diseño para determinar el refuerzo se lo realiza como para una columna.**

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- American Association of State Highway And Transportation Officials (1996): Standard specifications for bridges: Washington - USA.
- American Association of State Highway And Transportation Officials (2004): AASHTO LRFD Bridge Design specifications SI Units: Washington – USA
- American Association of State Highway And Transportation Officials (2007): AASHTO LRFD Bridge Design specifications SI Units: Washington - USA.
- Richard M. Barker (1997): Design of Highway Bridges based on AASHTO LRFD bridge design specifications.
- Richard M. Barker (2007): Design of Highway Bridges based on AASHTO LRFD bridge design specifications.
- Modjeski and Masters. (march 2004): “Comprehensive Desing example for Prestressed Concrete (PSC) Girder Superstructure Bridge with commentary” USA.
- Hugo E. Belmonte Gonzales: Puentes
- Yuan Yu Hsieh, traducción y adaptación Prof. Ing. Armando Palomino (1986): Teoria Elemental de Estructuras.

- Carlos Ramiro Vallecilla B. (2006): Manual de Puentes en Concreto Reforzado
- “Adscripción”: Hormigón Preesforzado: Cochabamba – Bolivia.
- Arthur H. Nilson (1990): Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado: México. D.F.
- Oscar Florero Ortuño (2008): Apuntes de la materia de Puentes
- Braja M. Das (2001): Principios de Ingeniería de Cimientos
- Oliver lucio Quinteros Samiento y Ronald Quispe Mamani (2010): Compendio de Vigas Postensadas para Puentes en base a las Normas AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD.