UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

Diseño del puente vehicular "Los Ángeles" mediante la norma de construcción AASHTO 2007

Monografía para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por:

- Yasser Fauricio Lanuza Pineda
- José Elí Lanuza Castillo
- Rafael Antonio González Machado

Tutor:

- Ing. Pablo Cruz Uriarte

Asesor:

- Ing. José Salvador Manzanarez Berroterán

Estelí, Nicaragua, 21/10/2011

DEDICATORIA

Dedicamos este éxito a quien nos ha regalado la vida y nos ha inundado con ricas bendiciones, sabiduría, salud y fortaleza para conquistar los retos de la vida. Dios, te ofrecemos este trabajo tal como el siervo le trabaja a su Señor, con excelencia y amor.

Rafael, Elí, Yasser

Con mucho amor y profundo agradecimiento a mis padres, quienes han dado su vida con esfuerzo, sacrificio y dedicación por mí, mis hermanos y hermanas para que logremos salir adelante.

A mis hermanos y hermanas a quienes los llevo siempre en mi mente y corazón. A mis amigos, amigas y a todos los que siempre confiaron en que llegaría hasta aquí.

Rafael Antonio González Machado

Dedico este arduo trabajo a mi madre, María Eugenia, quien ha luchado incansablemente con el sueño de verme triunfar: negándose comodidades, soportando desvelos y angustias como madre abnegada y dedicada. A mi tía Victoria, mi segunda madre. A mi preciosa novia, Ada Francy, usted ha sido de mucha inspiración para mí en mis metas. Gracias por estar junto a mí en esos momentos difíciles. A mis mentores: mi tía Rosalina y mi primo y psicólogo Max, quienes han servido como abono en mi vida espiritual e intelectual.

José Elí Lanuza Castillo

A mis padres gracias por ese sacrificio tan grande que hacen día a día, por darme de ese amor y afecto tan grande que poseen, gracias por iluminar mi camino con su sonrisa, por apoyarme, confiar y por colocarnos hasta este punto.

A Hermano Cario Fariñas por su valiosa ayuda, gracias por esos consejos alentadores que me ayudaban a seguir adelante y a mis amigos gracias por estar allí cuando más los necesitaba, nunca olvidaré todo lo que vivimos para llegar hasta aquí.

Yasser Fauricio Lanuza Pineda

AGRADECIMIENTO

Son tantas personas a las que agradecemos por su amistad, apoyo, ánimo y compañía en las diferentes etapas de nuestras vidas. Disculpen que no las mencionemos en este párrafo; es que el espacio en esta hoja es reducido. Sin embargo, todos ustedes han logrado ocupar un lugar muy grande en nuestros corazones. Muchísimas gracias.

Agradecemos a las personas que nos apoyaron incondicionalmente en el transcurso de nuestra carrera hasta el día de hoy: Cairo Fariñas, Celso Polanco, Arlen Lanuza, Wendy Paguaga, Norlan Rayo y Mark Griffin.

A nuestro tutor de monografía, Ingeniero Pablo Cruz, por su valiosa colaboración, porque gracias a su experiencia supo guiarnos profesionalmente para la culminación de este documento técnico - científico que será de gran apoyo para las personas que se interesen en el tema.

Agradecemos a nuestro asesor, Ingeniero José Salvador Manzanarez Berroterán, por los conocimientos que compartió con nosotros y por dedicarnos su valioso tiempo.

A nuestras familias, gracias por alentarnos a continuar día a día, por enseñarnos a pensar positivamente en los momentos difíciles.

RESUMEN EJECUTIVO

El método de diseño de este puente se basa en las ***Especificaciones AASHTO LRFD para el Diseño de Puentes, Cuarta Edición***. Las abreviaciones de las referencias de la AASHTO – LRFD son las siguientes:

LRFD – Arto.	Indica un artículo	***LRFD – Figura***	Indica una figura
LRFD – Tabla	Indica una tabla	***LRFD – A***	Indica un apéndice
LRFD – C	Indica un comentario		

Las especificaciones tomadas del Reglamento Nacional de la Construcción *(RNC-07)* o de la NIC-2000 se presentan de manera similar a las tomadas de la AASHTO, pero se anteponen las siglas RNC o NIC respectivamente.

El contenido

Esta monografía se encuentra dividida en dos unidades *(UNIDAD I: DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN NORMAS AASHTO – LRFD 2007 y UNIDAD II: PRESUPUESTO)*. Los cálculos necesarios para diseñar ciertos componentes del puente se encuentran descritos en los apéndices de este trabajo monográfico.

Los resultados presentados en esta investigación se obtuvieron mediante programación de Hojas de cálculo de Excel, Sap 2000 v.11 y Visual Basic 6.0. Se usaron todos los decimales; sin embargo, para fines de buena presentación en esta monografía, sólo se presentan números con cuatro decimales.

Diseño de cubierta de concreto

Se especificaron las características geométricas del puente y se establecieron ciertos criterios sobre: las vigas, sistemas de barandas y las propiedades de los

materiales de construcción cumpliendo con las restricciones de la norma en uso. La solicitación extrema por carga viva se calculó usando la ***LRFD*** - ***Tabla A4.1-1*** y fue incrementada por la sobrecarga de 25% estipulado por el ***MTI***.

La armadura principal se diseña mediante el Método Aproximado. La armadura secundaria se diseña basada en los requisitos del ***LRFD – Arto. 9.7.3.2*** *(capa inferior) y* ***LRFD – Arto 5.10.8*** *(capa superior).* El vuelo se chequea a fin de satisfacer los tres casos de diseño referidos en el apéndice ***LRFD – A13.4.1***.

Diseño de Viga de Acero

El diseño de la viga consistió en un análisis iterativo de las dimensiones de una sección de acero propuesta hasta encontrar la que cumplía cabalmente con los requisitos de diseño que establece la norma **AASTHO - LRFD**.

Se seleccionó la sección de viga de ensayo, sus propiedades y las de la sección compuesta *(viga-losa)*. Posteriormente, se evalúan los efectos por carga muerta y viva y la combinación de ambas. Basado en estos resultados se valoran los criterios para la deflexión, los límites de proporción de la sección y la capacidad de momento plástico en la sección compuesta.

Una vez determinada si la sección es compacta o no, se procede a verificar el Diseño por flexión, así como el Diseño por cortante.

La sección que cumplió con todos estos requerimientos fue el perfil **W18x175**.

Diseño de apoyos

Se eligió para este trabajo un apoyo elastomérico con refuerzo de acero. Las propiedades preliminares del mismo, fueron propuestas y evaluadas mediante el método de diseño A establecido en la **AASHTO – LRFD 2007**.

Paso siguiente fue calcular el factor de forma y verificar los esfuerzos y deflexiones compresivas, la deformación de corte, la rotación, la estabilidad y el refuerzo.

Además, atendiendo a que se eligió el método de diseño A, se diseñó para el anclaje (verificación de la almohadilla ante el movimiento horizontal). Seguidamente, se diseñó la placa de apoyo y el anclaje para apoyos fijos.

Estribos

El diseño de la subestructura consistió en la elección del estribo óptimo según las normas **AASHTO- LRFD**.

Se analizan los efectos de carga muerta que puedan afectar la funcionalidad del estribo, y se combinan los efectos de fuerza en los puntos críticos del estribo.

Posteriormente, se verifican los requisitos de estabilidad con el objetivo de evitar los desplazamientos excesivos, tanto verticales como laterales.

Una vez chequeada la excentricidad del estribo, se revisa la armadura mínima y máxima por flexión y por corte que la subestructura dispondrá en el respaldar, cuerpo y base del estribo.

Finalmente, se obtienen las dimensiones finales del estribo óptimo basadas en las revisiones descritas anteriormente.

Presupuesto

Se elaboró un presupuesto de requerimiento de materiales. Se utilizaron coeficientes de aporte de los agregados del concreto y factores de desperdicio basados en el Manual de Presupuestos municipales del INIFOM.

ÍNDICE DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN 1
ANTECEDENTES 2
JUSTIFICACIÓN 3
OBJETIVOS 4
UNIDAD I: DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN NORMAS AASHTO – LRFD 2007 5
CAPÍTULO I. DISEÑO DE LA CUBIERTA DE CONCRETO **11**
1.1. Criterios y Suposiciones 12
1.2. Modificadores de carga 16
1.3. Diseño Aproximado 18
1.4. Diseño de vuelo 26
1.5. Diseño de la acera 35
CAPÍTULO II. DISEÑO DE VIGA DE ACERO **36**
2.1. Criterios de diseño 36
2.2. Seleccionar la viga de ensayo 38
2.3. Chequeo de los límites de proporción de la sección de viga de acero 40
2.4. Cálculo de las propiedades de la sección 40
2.5. Cálculo de los efectos por carga muerta 46
2.6. Cálculo de los efectos por carga viva 51
2.7. Cálculo de los efectos por cargas combinadas 61
2.8. Criterios para la deflexión 65
2.9. Cálculo de la capacidad de momento plástico 66
2.10. Determine si la sección es compacta o no compacta (LRFD – Arto. 6.10.6.2.2) 70
2.11. Diseño por flexión - Estado límite de Resistencia 71
2.12. Diseño por cortante - Estado Límite de Resistencia 74
2.13. Diseño por flexión – Estado Límite de Servicio 75
CAPÍTULO III. DISEÑO DE APOYOS **77**
3.1. Criterios de diseño 77
3.2. Tipo óptimo de apoyo 78

3.3. Propiedades preliminares del apoyo 79
3.4. Método de diseño (LRFD - Arto. 14.7.5.1 y LRFD - C14.7.5.1) 79
3.5. Cálculo del factor de forma (LRFD - Arto. 14.7.6.1) 79
3.6. Verificación de los esfuerzos compresivos 80
3.7. Verificación de la deflexiones compresivas 81
3.8. Verificación de la deformación de corte 82
3.9. Chequeo de la rotación o la compresión y rotación combinada 83
3.10. Verificación de la estabilidad (LRFD – Arto. 14.7.6.3.6) 84
3.11. Verificación del refuerzo 85
3.12. Diseño para el anclaje (LRFD - Arto. 14.7.6.4) 86
3.13. Diseño de anclaje para apoyos fijos 87
3.14. Diseño de la placa de apoyo 91
CAPÍTULO IV. DISEÑO DE ESTRIBO 93
4.1. Criterios de diseño 93
4.2. Seleccionar el tipo óptimo de estribo 95
4.3. Cálculo de los efectos de carga muerta 97
4.4. Cálculo de los efectos de carga viva 98
4.5. Cálculo de otros efectos de carga 99
4.6. Analice y combine los efectos de fuerza 111
4.7. Verifique la estabilidad y requisitos de seguridad 117
4.8. Diseño del respaldar del estribo 125
4.9. Diseño del cuerpo del estribo 129
4.10. Diseño de la base del estribo 131
UNIDAD II: PRESUPUESTO 137
CAPÍTULO I. Materiales compuestos 138
CAPÍTULO II. Acero de refuerzo y de amarre en elementos de concreto armado 143
CAPÍTULO III. Acero estructural 145

INTRODUCCIÓN

La economía nicaragüense, ligada a su infraestructura vial, ha tenido un progreso considerable en las últimas décadas. Los beneficios que consigo trae el uso de las vías de acceso a los diferentes sitios o lugares que cuentan con una adecuada infraestructura vial responden a las demandas crecientes en los diferentes sectores sociales.

La ciudad de Estelí ha crecido considerablemente tanto demográfica como económicamente. Por esta razón, la necesidad de ampliar y mejorar las redes de comunicación vial se ha tornado tan relevante como lo es la formación de empleos en la ciudad.

La rapidez de estos crecimientos sociales está provocando un caos en el ordenamiento vial. La demanda de mejores puentes vehiculares y calles adoquinadas por parte de la población esteliana son unas de las principales prioridades de la Alcaldía Municipal de Estelí *(AME).*

La AME, en su plan de inversión 2010, contemplaba el diseño y ejecución del puente "Los Ángeles"; pero será aplazado hasta el año 2012.

El puente en diseño se encuentra ubicado en el límite entre los barrios "Los Ángeles" y "Augusto C. Sandino", de la gasolinera "Star Mart" una cuadra al norte y cuatro cuadras al este, en las inmediaciones del "Centro de Salud Herman Gmeiner" del municipio de Estelí. La presente investigación tratará el diseño de dicho puente como un puente vehicular que cumpla con las demandas de crecimiento demográfico.

Se pretende que la cubierta sea construida con concreto reforzado apoyada sobre vigas de acero tipo I, conocidas comúnmente como W.

ANTECEDENTES

Con el paso del huracán Mitch, el cauce "Los Robles", situado en el sector noreste de la ciudad de Estelí, destruyó el puente que existía en el cruce Augusto C. Sandino – Los Ángeles, detrás de las instalaciones del "Centro de Salud Herman Gmeiner". Éste era una de las dos principales vías de interconexión de ambos barrios y los sectores aledaños que conforman el área de crecimiento urbanístico del sector noreste de la ciudad.

Esta situación generó problemas de comunicación en los sectores antes señalados, más aún por la ineficiencia de la alternativa de cruce que se encuentra ubicado a unos 172 metros aguas arriba del cruce, la cual es un obra cuya estructura fue deteriorada por el huracán. Este último fue sustituido por uno nuevo y de mejores condiciones con dos carriles y es el único que actualmente comunica ambos barrios; esto causa el deterioro de las calles adyacentes a la infraestructura antes mencionada y que comunican con la carretera panamericana. El alto tráfico generado en la calle que conduce al nuevo puente provoca un embotellamiento en la intersección con la carretera panamericana.

El diseño de los puentes construidos recientemente ha tomado como referencia propuestas de empresas constructoras que llevaron a cabo dichas obras; tales como la "Empresa de Diseño y Construcción" *(EDICON)* de Managua. Por otro lado, la rapidez con que se han construido, a fin de resolver los problemas de comunicación vial, no ha permitido la realización de los estudios necesarios para el diseño de puentes que cumplan con todas las normas estructurales requeridas.

Hasta el mes de octubre de 2010, el diseño del puente "Los Ángeles" era peatonal; sin embargo la demanda poblacional exigía que fuese vehicular. Las intensas lluvias del huracán Mathew provocaron el colapso de este puente.

JUSTIFICACIÓN

Los antiguos puentes peatonales del sector noreste de la ciudad están actualmente obsoletos. Esto se debe a que no cumplen con los estándares de demanda poblacional, así como de diseño estructural. La alta población de este sector demanda de nuevos puentes vehiculares en lugar de los antiguos puentes peatonales existentes. Una fracción de esta población es la de niños y padres de familia que visitan las instalaciones del "Centro de Salud Herman Gmeiner" de las "Aldeas S.O.S"; quienes tienen que emplear rutas más largas para llegar a dicho centro debido a la ineficiencia del puente en estudio.

La construcción del puente disminuirá la distancia que los pobladores más lejanos del sector noreste tienen que recorrer para pasar de un barrio a otro a través del puente más cercano ubicado a 172m del puente diseñado en esta investigación. Así mismo, con la construcción del puente se reducirán los embotellamientos provocados por los autos al filtrarse a la carretera panamericana o al cruzarla.

Con la construcción de este puente se beneficiarán directamente los pobladores de los barrios "Augusto C. Sandino", "Los Ángeles" y "Ronaldo Arauz" entre los que se encuentran trabajadores de las tabacaleras, comerciantes, estudiantes y otros. El número de beneficiarios directos es de 5,310.

Los estudios que se realizarán en esta investigación servirán de referencia para estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil o afines; debido a que los últimos proyectos realizados en la región se han ejecutado con mucha rapidez y sin tantos estudios minuciosos.

OBJETIVOS

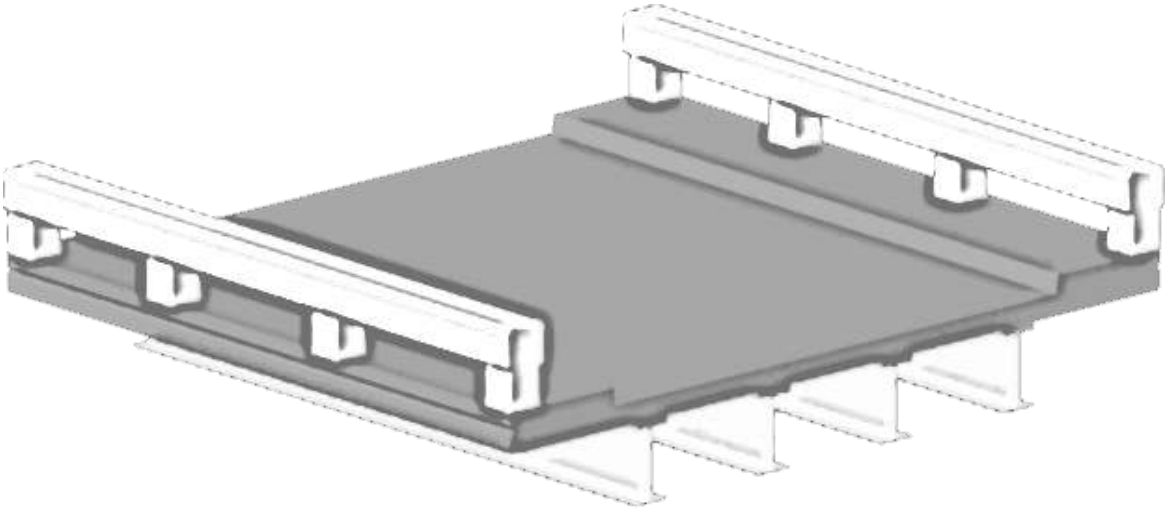
Objetivos generales:

- Diseño y análisis estructural del puente vehicular "Los Ángeles" según la Norma de diseño **AASHTO LRFD 2007**.

Objetivos específicos:

- Aplicar los requisitos de diseño a la superestructura y subestructura del puente según la Norma **AASHTO – LRFD 2007**.
- Utilizar SAP2000 Versión 11, en el análisis de los elementos estructurales que conforman el puente.
- Crear una aplicación, usando Visual Basic, que permita el diseño automatizado del puente, a fin de corroborar los cálculos manuales.
- Elaborar el presupuesto de requerimiento de materiales del puente.

UNIDAD I: DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN NORMAS AASHTO – LRFD 2007



Br. Yasser Fauricio Lanuza Pineda | Br. José Elí Lanuza Castillo | Br. Rafael Antonio González Machado

INTRODUCCIÓN

Su finalidad es dar continuidad a una vía, a un canal o a un ducto y debe transmitir un estado de cargas desde el espacio hacia la tierra.

Su construcción sigue evolucionando en busca de satisfacer las necesidades más complicadas de las comunidades. Esta evolución está limitada más en el campo de la economía que en el diseño y técnicas estructurales.

El proyecto y cálculo de este tipo de obras pertenecen a la Ingeniería Estructural que es una rama clásica de la Ingeniería Civil. Su finalidad es la de conseguir estructuras funcionales que resulten adecuadas desde el punto de vista resistente. En un sentido práctico, la Ingeniería Estructural es la aplicación de la mecánica Newtoniana para el diseño de elementos y sistemas estructurales tales como edificios, puentes muros, presas, túneles, etc.

CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES

Los Puentes pueden clasificarse de acuerdo a los siguientes criterios:

- Según su longitud: Puentes Pequeños *(menores que 3m),* Puentes Medianos *(entre 6 y 50m)* y Puentes Grandes *(mayores que 50m).*

- Según su uso

Según la naturaleza de la vía soportada corresponderá al estado de cargas con el cual se diseña el puente: peatonal, vehicular, ferrocarrilero, acueducto, etc.

- Según el ángulo que forman con el eje del obstáculo**:** rectos y oblicuos.

- Según el material con el que construye: Hormigón armado, madera, etc.

- Según la función estructural:

Esta clasificación está basada en los tipos de apoyo que tenga el puente en sus extremos de los que dependerá la luz a vencer: puentes de celosía, colgantes, atirantados, en arco, puentes viga de losa maciza, pórticos, etc.

- Según la movilidad del tablero:

Estos permiten el paso de los barcos, son llamados puentes móviles: levadizos, de elevación, vertical y giratorios.

- Según el tiempo de vida previsto: provisionales y definitivos.

- Según el obstáculo que salva: Viaducto, pasos elevado, alcantarilla etc.

- De acuerdo al sistema estructural predominante: Isostáticos e Hiperestáticos.

- De acuerdo al Sistema Constructivo empleado: Vaciado en sitio, de Losa de concreto armado o postensado sobre vigas prefabricadas, construido por voladizo sucesivos, atirantados, tipo arpa, lanzado, etc.

El puente "Los Ángeles" tiene una longitud de 6.100m. Es un puente vehicular de concreto armado colado in situ. La losa, de concreto macizo, se encuentra apoyada sobre vigas de acero (Puentes viga). Dado que solamente posee un claro, tiene un sistema estructural isostático.

PARTES CONSTITUTIVAS DE UN PUENTE

Un puente generalmente está constituido por la subestructura, la estructura, la superestructura, aparatos de apoyo y obras adicionales.

- Subestructura: Son los elementos encargados de transmitir las cargas desde la superestructura hacia el suelo:

Pilas:	Soportan los tramos. Actúan como apoyos intermedios.
Estribos:	Trabajan como apoyos del puente y soportan los terraplenes que conducen al puente *(apoyos en los extremos).*
Cimentaciones:	Están formados por las rocas o terreno que soportan el peso de estribos y pilas. Fundaciones superficiales *(zapatas)* ó Fundaciones profundas *(pilotes).*

- Estructura: Son los elementos que resisten directamente las cargas que se transmiten a la superestructura: losa y vigas o largueros.

- Superestructura: Es el conjunto de elementos que reciben las cargas de la estructura y éstas son transmitidas a la subestructura. Entre los elementos que se distinguen tenemos las vigas, celosías, los arcos y otros elementos secundarios como diafragmas y arriostramientos.

- Apoyos: Físicamente se ubican entre la superestructura y la subestructura del puente. Estos elementos materializan el tipo de apoyo en el modelo matemático de tal manera que el funcionamiento estructural real esté de acuerdo a lo previsto en el cálculo.

Otros elementos: Juntas de dilatación o de construcción, sistemas de drenaje, parapetos, barandas, aceras, medianas, señalizaciones etc.

CRITERIOS PARA DISEÑO DE PUENTES

Los principales factores a tener en cuenta para la construcción de puente son:

- Longitud total: Depende del máximo caudal esperado así como también de la topografía del accidente a salvar.

- Altura de puente: Está en función del nivel máximo de crecida y si el río es navegable depende del tipo de navegación.

- Ancho total del puente: Está dado por el tipo de carretera y el número de vías, se recomienda un mínimo de 3.6m de ancho del carril para vehículos y 0.75 m de acera para peatones.

- En puentes con tráfico en dos sentidos, la capa de rodadura debe tener doble pendiente para facilitar el drenaje de las aguas. La pendiente transversal es recomendable entre el 1% y el 2%. En el caso de que el puente sirva sólo para un carril, la pendiente será del 1%.a un solo lado.

- Si un puente es oblicuo las pilas deben ubicarse paralelas a la corriente de agua para disminuir el efecto de la corriente que tiende a socavarlas.

- Profundidad de cimentación: En sectores con problemas el nivel de cimentación debe ir de 2 a 3m por debajo del nivel máximo de socavación.

- Vigas de acero: Atendiendo a la forma de estar constituidas las vigas de acero se clasifican como se indica a continuación: de perfiles o roladas o Armada, de alma aligerada y de celosía.

CARGAS UTILIZADAS EN EL DISEÑO DE UN PUENTE

El puente, durante y después de su construcción, se verá sometido a fuerzas aplicadas directamente sobre las estructuras y que son la causa de sus posibles movimientos y deformaciones. Entre éstas se mencionan las siguientes:

- Cargas permanentes variables: Efecto del preesfuerzo, contracción y fluencia del concreto, asentamiento de apoyos.
- Cargas permanentes: Carga muerta, empuje de tierras.
- Cargas transitorias: Carga viva *(tándem o camión de diseño, cargas peatonales y otras)*, amplificación dinámica, impacto, fuerzas longitudinales, fuerza centrífuga, viento, efectos de temperatura.
- Cargas excepcionales: Sismo.
- Cargas temporales: Cargas durante la construcción o el mantenimiento.

ASPECTOS DE DISEÑO

Esta unidad abarcará el diseño de los elementos del puente según los requisitos planteados en la norma **AASHTO - LRFD 2007**. El análisis estructural del puente se realizará con la ayuda del software: Sap 2000 v.11.

El dimensionamiento de la estructura se verá afectado por los obstáculos que limitan su extensión, ya sea su ancho, largo o altura. En este aspecto, el puente "Los Ángeles" presenta limitantes en cuanto a su diseño estructural.

CAPÍTULO I. DISEÑO DE LA CUBIERTA DE CONCRETO

Las especificaciones ***AASHTO - LRFD*** incluyen dos métodos de diseño de cubierta: *(1)* el Método aproximado, relacionado al Método de Faja Equivalente ***(LRFD - Arto. 4.6.2.1)*** y *(2)* el Método de Diseño Empírico ***(LRFD - Arto. 9.7.2)***.

En el Método de Faja Equivalente se toman las siguientes consideraciones:

- Se asume una faja transversal del tablero para soportar las cargas de los ejes del camión soportadas sobre apoyos rígidos en el centro de las vigas. El ancho de de la faja para distintos efectos de carga se determina usando la ecuación del ***LRFD - Arto. 4.6.2.1***.

- Las cargas de los ejes del camión se mueven lateralmente para producir las sobrecargas. Se incluirán los Factores de Presencia Múltiple ***(LRFD - Tabla 3.6.1.1.2)*** y de Incremento Dinámico ***(LRFD - Arto. 3.6.2.1).***

- Se determinarán las cargas transmitidas al tablero del puente durante la colisión vehicular con el sistema de barandas.

- Los momentos de diseño factorados se diseñan para resistir las cargas usando los principios convencionales de diseño de concreto reforzado.

El Método de Diseño Empírico se basa en pruebas de laboratorio de losas de concreto que indican que las cargas en el tablero son transmitidas a los componentes soportantes principalmente a través del arqueo del tablero, no a través de los cortantes y momentos como se asume en el Método Aproximado.

No se requiere ningún cálculo adicional para las partes internas del tablero. Este método requiere menos refuerzo en las partes internas del tablero que el obtenido mediante el Método Aproximado.

El diseño del Puente vehicular Los Ángeles se realizará por medio del Método aproximado. A continuación sus características:

Tabla 1 - Características Geométricas del puente		
Variable	**Valor**	**Condición**
Claro de diseño, l *(mm)*	6,100	Valor mínimo debido a sección de cauce natural ***(LRFD - Arto. 1.2)***
Ancho de vía, w *(mm)*	4,650	**OK!** En este ancho se pueden disponer las 4 vigas
Número de claros	1	
Bombeo Transversal de la Calzada	2%	Valor empírico
Número de carriles	1	#carriles = w / 3600mm ***(LRFD - Arto. 3.6.1.1.1)***
Espesor de superficie asfáltica, t_{fws} *(mm)*	78.1	Valor empírico
Ancho de acera incluyendo ancho de baranda, ws_w *(mm)*	1,100	
Distancia horizontal del declive de acera sobreelevada, d' *(mm)*	25	***(LRFD - Figura 13.7.1.1-1)***
Ángulo de oblicuidad del puente *(grados hexadecimales)*	0º	

Como el ángulo de oblicuidad es menor que 25º, la armadura principal se puede disponer en la dirección de la oblicuidad *(0º)* ***(LRFD - Arto. 9.7.1.3).***

1.1. Criterios y Suposiciones

El primer paso para el diseño de puente es establecer los criterios de diseño:

1.1.1. Vigas

Tabla 2 - Características generales de la viga			
Variable	**Valor**	**Condición**	
Número de vigas, N_b	4		
Separación entre ejes de los elementos de apoyo, S *(mm)*	1,300	Mínimo recomendado en la ***LRFD - Tabla A4-1***.	
Separación efectiva entre vigas, S_{ef} *(mm)*	1,143.917	$S - b_f + (b_f - t_w)/2$ ***(LRFD - Arto. 9.7.2.3).*** **OK!** $S_{ef} \leq 4100$ ***(LRFD - Arto. 9.7.2.5)***.	
Viga de diseño	W18x175	$b_{f\text{-superior}}$ *(mm)*	289.56
		$b_{f\text{-inferior}}$ *(mm)*	289.56
		t_w *(mm)*	22.606
		$t_{f\text{-superior}}$ *(mm)*	40.386
		$t_{f\text{-inferior}}$ *(mm)*	40.386
		A *(mm^2)*	33096.708
		$D = h_w$ *(mm)*	508
		I *(mm^4)*	2,008,520,454

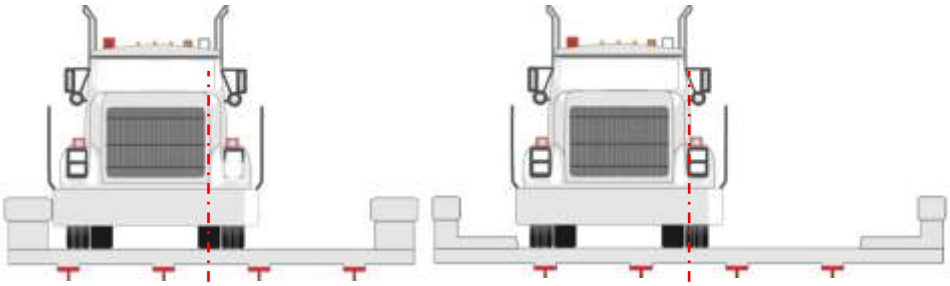
1.1.2. Cubierta de Concreto

Tabla 3 – Características de la Cubierta de Concreto		
Variable	**Valor**	**Condición**
Recubrimiento Superior, rec.sup *(mm)*	60	***LRFD – Tabla 5.12.3-1***
Superficie sacrificable para pérdidas por desgaste, t_{wc} *(mm)*	10	***LRFD - Arto. 2.5.2.4***
Recubrimiento Inferior, rec.inf *(mm)*	25	***LRFD - Tabla 5.12.3-1***
Altura del cubierta, t_{s1} *(mm)*	200	**OK!** ***LRFD - Arto. 9.7.1.1***
Altura del vuelo, t_{s2} *(mm)*	200	**OK!** ***LRFD - Arto. 13.7.3.1.2***
Altura de acera, t_{s3} *(mm)*	150	**OK!** ***LRFD - Arto. 13.11.2***

Tabla 3 – Características de la Cubierta de Concreto		
Variable	**Valor**	**Condición**
Espesor de cartela de concreto, t_h *(mm)*	40	Valor empírico
Ancho de vuelo de cubierta, O_w *(mm)*	1,500	**OK!** ***LRFD - Arto. 3.6.1.3.4, LRFD - Arto. 3.6.1.3.1 y LRFD - Arto. 4.6.2.2.1***

En Especificaciones anteriores se limitaba el recubrimiento superior a 50mm para fines de cálculos de la profundidad d_c. En la nueva norma del año 2007 se eliminó este requisito ***(LRFD - Arto. 5.7.3.4).***

La Tabla A4-1, para obtener las máximas solicitaciones por carga viva, establece un mínimo ancho de vuelo total de 530mm, y máximo ancho de vuelo total igual al menor valor entre 0.625 veces la separación de las vigas y 1,800mm, utilizando un sistema de barandas como mínimo de 530mm ***(LRFD – Apéndice A4).*** Sin embargo, la solicitación debida a la carga viva del camión más carril no depende directamente del ancho de vuelo sino del ancho libre de éste.



*Recomendación **LRFD – Apéndice A4*** *Configuración propuesta para este puente*

Figura 1: Ubicación de la carga de rueda para máxima solicitación por carga viva

En esta Monografía, el sistema de barandas incluye una acera sobreelevada; ésta limita el posicionamiento de las ruedas externas dentro del vuelo, reduciendo el ancho libre de vuelo. Se anticipa la probabilidad de que la posición de la rueda interna del camión se encuentre a 0.5 veces la separación de las vigas entre las dos vigas internas ***(LRFD – Arto. 3.6.1.3.1).***

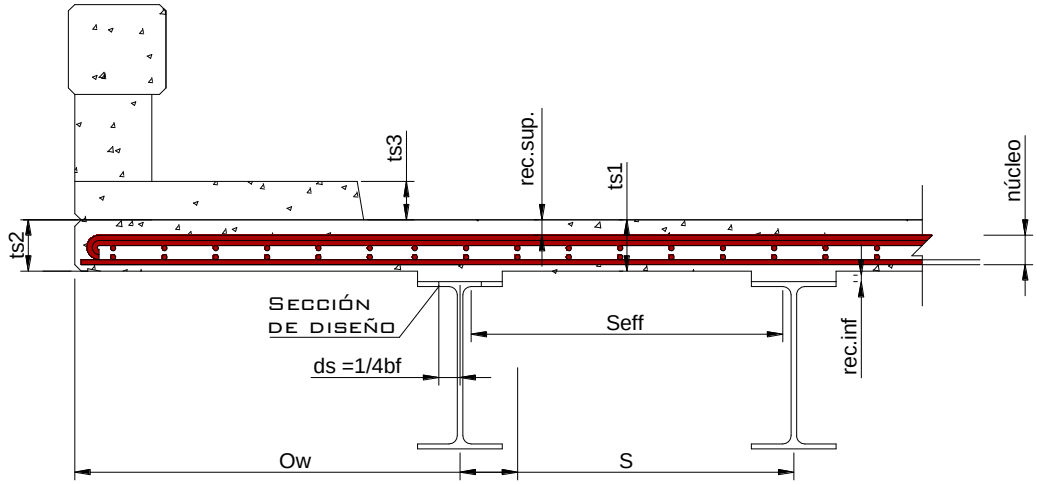


Figura 2: Sección transversal de la losa de concreto

1.1.3. Propiedades de material

Se recomienda utilizar materiales de construcción que cumplan con las especificaciones de la ***AASHTO-LRFD 2007*** para obtener resultados favorables de resistencia a los efectos externos y reducir los costos de mantenimiento:

Tabla 4 – Propiedades de Materiales de Construcción de la Superestructura		
Variable	**Valor**	**Condición**
Esfuerzo a la compresión del concreto, f'c *(MPa)*	28	28MPa~4000psi ***(LRFD - Arto. 5.4.2.1 y 9.7.2.4)***
Peso específico de concreto, γ_c *(Kg_f/m^3)*	*2,400*	***LRFD - Tabla 3.5.1-1***
Carga de encofrado de cubierta, w_f *(N/mm^2)*	7.18E-04	73.24 Kg_f/m^2 *(Valor empírico)*
Módulo de elasticidad de concreto, E_c *(MPa)*	26,752.2846	$0.043 \cdot \gamma_c^{1.5} \cdot \sqrt{f_c'}$ ***LRFD - Arto. 5.4.2.4***
Peso específico del acero, γ_s *(Kg_f/m^3)*	*7,850*	***(LRFD - Arto 6.4.1)***
Designación de Acero	A36-5 36	**Ok!** f_y < 965MPa ***(LRFD -***

Tabla 4 – Propiedades de Materiales de Construcción de la Superestructura		
Variable	**Valor**	**Condición**
estructural *(ASTM)*		***Arto. 6.4.1)***
Tensión mínima de Fluencia, f_y *(MPa)*	250	
Resistencia mínima a la tracción, f_u *(MPa)*	400	
Designación de Acero de refuerzo *(ASTM)*	A572-07 60	**Ok!** f_y = 420MPa ***(LRFD - Arto. 5.4.3.1)***
Tensión mínima de Fluencia, f_y *(MPa)*	420	
Resistencia mínima a la tracción, fu *(MPa)*	515	
Módulo de elasticidad de acero, E_s *(MPa)*	200,000	***LRFD - Arto. 5.4.3.2***

1.2. Modificadores de carga

1.2.1. Factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional de la estructura.

El primer grupo de factores de diseño se aplica a todos los efectos de fuerza y se representa por la letra griega **η *(eta) (LRFD - Arto. 1.3.2.1)***.

Estos factores están relacionados con la ductilidad *(η_D)*, redundancia *(η_R)* e importancia operacional de la estructura *(η_I)*. Se requiere una **η** simple para cada estructura. Las cargas factoradas, de acuerdo con la ***LRFD - Tabla 3.4.1-1***, se multiplican por **η** si se desea un efecto de fuerza máximo y se divide por **η** si se desea un efecto de fuerza mínimo.

η_D = 1.00 Para diseños y detalles convencionales que cumplen con las especificaciones.

η_R = 1.05 Para elementos no redundantes.

η_L= 0.95 Para puentes típicos.

A partir de estos datos se procede a calcular el factor de modificación de las cargas ***(LRFD - Arto. 1.3.2.1-2):***

$\eta_i = \eta_e = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_L$

$\eta i = \eta_e = 0.9975$ **OK!** $\eta_i > 0.95$.

1.2.2. Factores de carga *(LRFD - Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2)*

El segundo grupo son los factores de carga muerta y carga viva. Para calcular la resistencia mayorada del concreto reforzado se utilizará la solicitación mayorada total, esto es, el Estado Límite de Resistencia I. Esta combinación de cargas básica representa el uso vehicular normal del puente sin viento ***(LRFD - Arto. 3.4.1)***. Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes de la ***LRFD - Tabla 3.4.1-2*** se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Los factores correctos de carga muerta y viva son:

γ_{DC} *(Para elementos y accesorios):*	1.25
γ_{DW} *(Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos):*	1.5
γ_L *(Para combinación de carga viva LL):*	1.75

Estado Límite de Resistencia: $Q_R = \eta_i \cdot [1.25 \cdot DC + 1.50 \cdot DW + 1.75 \cdot (LL+IM)]$

Para determinar la resistencia a la tensión del refuerzo, se utiliza el Estado Límite de Servicio. Los factores para esta combinación son:

γ_{DC} *(Para elementos y accesorios):*	1.00
γ_{DW} *(Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos):*	1.00
γ_L *(Para combinación de carga viva LL):*	1.00

Estado Límite de Servicio: $Q_S = \eta_i \cdot [1.00 \cdot DC + 1.00 \cdot DW + 1.00 \cdot (LL+IM)]$

1.3. Diseño Aproximado

Al usar el Método Aproximado en el análisis de la cubierta, los efectos de carga viva pueden ser determinados modelando tridimensionalmente la cubierta *(análisis de elemento finito)* como una viga apoyada sobre las vigas. Uno o más ejes pueden ser colocados de lado a lado en la cubierta *(que representan los ejes de los camiones en distintos carriles de tráfico)* y movidos transversalmente a lo largo de la cubierta para maximizar los momentos ***(LRFD – Arto. 4.6.2.1.6)***. El refuerzo es el mismo en todos los claros del tablero *(entre vigas).* [1]

1.3.1. Ancho de faja

No será necesario calcular el ancho de faja equivalente debido a que los momentos por carga viva se obtendrán de la ***LRFD - Tabla A4-1***. Se usará un ancho unitario b = 1m y se calcularán los efectos por carga muerta con este ancho para los componentes estructurales *(baranda, acera, losa)* y la superficie asfáltica utilizando el Software Sap 2000 V.11.

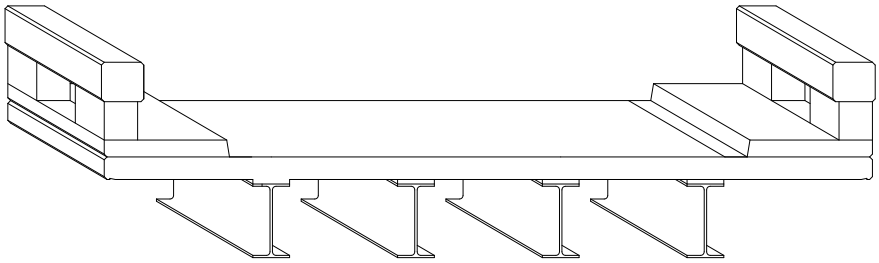


Figura 3: Ancho de faja

Los cálculos de las solicitaciones debido a cargas permanentes y cargas vivas para las zonas de momento positivo y negativo se detallan en los anexos.

[1] (Baker, December, 2003, págs. 2-12), (Wassef, Smith, Clancy, & Smith, 2003, págs. 4-6)

1.3.2. Cargas permanentes *(LRFD – Arto. 3.3.2)*

Las cargas permanentes a lo largo del ancho de faja la comprenden: el peso propio de los componentes estructurales *(la losa) (DC)* y accesorios no estructurales y el peso propio de la superficie de rodamiento *(DW).*

$$W = espesor\ de\ componente \times Ancho\ de\ faja \times peso\ específico\ de\ material$$

Las solicitaciones debido a cargas permanentes obtenidas de Sap 2000 V.11, para las zonas internas de momento positivo y negativo, se detallan en los anexos. A continuación se resumen los momentos por carga muerta:

Tabla 5: Momentos por carga muerta a lo largo del ancho de faja efectivo		
Componentes	***+M***	***-M***
Estructurales: M_{DC} *(N·mm)*	2,139,364.26	-1,070,544.87
Superficie asfáltica: M_{DW} *(N·mm)*	124,951.9	-260,277.58

1.3.3. Cargas transitorias *(LRFD - Tabla A4.1-1)*

Los momentos de diseño factorados por carga viva se calcularán usando la ***LRFD - Tabla A4.1-1***, los cuales incluyen los factores de incremento por carga dinámica y por presencia múltiple. Estos valores pueden ser escasamente más altos que los valores de un análisis de tablero basado en el número real de apoyos y la longitud real del vuelo. A continuación se resumen estos momentos estos resultados incrementados en un 25%, correspondiente a la sobrecarga permitida por el ***MTI***:

Tabla 6: Momentos por carga viva según la *LRFD – Tabla A4-1*		
Sobrecarga vehicular M_{LL+IM} *(N·mm)*	**+M *(según separación de vigas, S)***	26,412,500
	-M *(según sección de diseño, d_c)*	-12,900,575

1.3.4. Solicitaciones Extremas

Se emplearon las combinaciones extremas con los momentos por cargas actuantes sobre la cubierta del puente. Con los resultados de momento y los factores de diseño sugeridos se obtienen las siguientes solicitaciones extremas:

Tabla 7: Combinaciones extremas		
Estado Límite de Resistencia I		
$Q_R = \eta_i \cdot [\gamma_{DC} \cdot DC + \gamma_{DW} \cdot DW + \gamma_L \cdot (LL+IM)]$	48,960,799.4	-21,574,170.93
Estado Límite de Servicio I		
$Q_S = \eta_i \cdot [1 \cdot DC + 1 \cdot DW + 1 \cdot (LL+IM)]$	28,605,124.12	12,060,081.94

1.3.5. Diseño de refuerzo para la armadura principal

La dirección de la armadura primaria es perpendicular al eje del puente. El acero requerido para cada zona de momento se determina basado en las solicitaciones a lo largo de este sentido. El Factor de resistencia a la flexión y tracción del hormigón armado es $\Phi_f = 0.9$ ***(LRFD - Arto. 5.5.4.2.1).***

De acuerdo con el Código ACI, el Momento nominal resistente, M_r, para una viga de concreto simplemente reforzada la ecuación está determinada por:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right), \quad donde\ a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b}$$

El Momento nominal resistente debe cumplir con: $M_r = Q_R / \Phi_f$, donde Q_R es la solicitación en el Estado Límite de Resistencia I. A partir de las dos ecuaciones mencionadas arriba se despejó el área de acero requerido, A_{sreq}:

$$A_{sreq} = \left[\frac{1.7 \cdot f_c' \cdot b \cdot f_y \cdot d_s - \sqrt{\left(1.7 \cdot f_c' \cdot b \cdot f_y \cdot d_s\right)^2 - 6.8 \cdot f_c' \cdot b \cdot f_y^2 \cdot M_{nreq}}}{2 \cdot f_y^2}\right]$$

A partir de esta ecuación y de las solicitaciones para flexión positiva y negativa se calculó el área de acero requerido respectivamente. Posteriormente, se propone un diámetro de varilla y basado en su área transversal, el área de acero requerido y el ancho de faja unitario se calculan las separaciones de varillas.

Nota: La superficie de desgaste, t_{wc}, puede ser removida durante la abrasión. No se tomará en los cálculos de capacidad estructural para flexión positiva.

Se deberán aplicar una serie de evaluaciones para comprobar la máxima separación permitida por las especificaciones de la Norma en uso:

a) Resistencia a la Flexión ***(LRFD – Arto. 5.7.3.2.1)***

La resistencia mayorada a la flexión al cual contribuye el acero propuesto deberá ser mayor o igual que la solicitación durante el Estado Límite de Resistencia I.

b) Límites para las Armaduras

- Limitación de la Fisuración ***(LRFD - Arto. 5.7.3.4)***

La revisión del control de fisuración del ***LRFD*** coloca un límite en el espaciamiento del refuerzo para prevenir severas y excesivas fisuraciones flexionales. Esto se cumple limitando la separación de las barras de acero:

$$S_{max} \leq \frac{123000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \cdot d_c$$

Se usa un análisis de la sección agrietada con el refuerzo propuesto. Se evalúa la resistencia a la tensión en el acero durante el Estado Límite de Servicio asumiendo una sección simplemente reforzada.

Nota: La superficie de desgaste de 10mm deberá ser utilizada en el cálculo de *Tensión* del acero *(usando el valor real de d_c)* para la solicitación en Momento negativo, criterio no usado hasta la versión 2004 ***(LRFD - Arto. 5.7.3.4)***.

- Armadura máxima ***(LRFD - Arto. 5.7.3.3.1)***

Este artículo fue eliminado en la revisión del año 2005 del Código.

- Armadura mínima ***(LRFD - Arto. 5.7.3.3.2)***

La cantidad de armadura de tracción deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r, como mínimo igual al menor valor entre: 1.2 veces el Momento de fisuración, M_{cr} y 1.33 veces el Momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia, Q_R ***(LRFD - Arto. 5.7.3.3.2).***

1.3.5.1. Diseño de refuerzo para flexión positiva *(Momento positivo)*

Basado en la solicitación mayorada para la zona de Momento Positivo *(Resistencia I)*, se requiere un área de acero de refuerzo de 876.7199mm^2.

Se propuso usar varillas #6 *(6/8" Ø)*. Con base en este diámetro, se requiere distribuir las varillas cada 325.1015mm. Sin embargo, el ***LRFD - Arto. 5.10.3.2*** limita la separación a un valor menor o igual al menor entre: 1.5 veces la altura de la losa *(300mm)* y 450mm. Por lo tanto, se propuso una separación de <u>250mm</u>.

a) Resistencia a la Flexión ***(LRFD – Arto. 5.7.3.2.1)***

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right) = 69{,}630{,}485.7N \cdot mm$$

$$\phi M_n = M_r = 62{,}667{,}437.13 N \cdot mm. \; \boldsymbol{Ok!} \; M_r > Q_R = 48{,}960{,}799.4 \; N \cdot mm$$

b) Límites para las Armaduras

- Limitación de la Fisuración ***(LRFD - Arto. 5.7.3.4)***

La separación máxima cuando el refuerzo se encuentra sometido a tensión durante el Estado Límite de Servicio es:

$$S_{max} \leq \frac{123000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \cdot d_c = 328.9287 mm. \; \boldsymbol{Ok!} \; 250 mm < S_{max}$$

- Armadura mínima ***(LRFD - Arto. 5.7.3.3.2)***

Se toma el menor de los siguientes valores como la solicitación última, M_u:

$$1.2 \cdot M_{cr} = 24{,}814{,}291.32 N \cdot mm$$
$$1.33 \cdot Q_R = 65{,}117{,}863.21 N \cdot mm$$

Por lo tanto, la solicitación máxima es 24,814,291.32N·mm. Ésta es menor que la Resistencia mayorada del concreto reforzado, M_r = 62,667,437.13N·mm.

Se han cumplido todos los requisitos establecidos por la Norma AASHTO - LRFD 2007 para la distribución de refuerzo para momento positivo.

1.3.5.2. Diseño de refuerzo para flexión negativa *(Momento negativo)*

Se sigue el mismo procedimiento de cálculo realizado anteriormente para el cálculo del acero en la parte inferior de la losa. El área de acero de refuerzo requerido es de 631.6939 mm^2.

Se propone usar varillas #6 *(6/8" de diámetro)* en la zona de momento negativo con una separación de 200mm. La resistencia mayorada de la sección es de 63,512,197.14N·mm > Q_R = 21,574,170.93N·mm. Así, se cumple con las especificaciones: ***LRFD - Arto. 5.10.3.2, 5.7.3.4 y 5.7.3.3.2.***

1.3.6. Diseño de refuerzo en la dirección secundaria *(longitudinal)*

1.3.6.1. Parte inferior de la losa *(Momento Positivo)*

Este refuerzo es una fracción del acero primario dispuesto en la parte inferior de la losa *(momento positivo)*. Para las cubiertas donde el refuerzo primario se coloca perpendicularmente al tráfico, el requisito de refuerzo longitudinal en la parte inferior de la capa es ***(LRFD - Arto. 9.7.3.2):***

$3{,}840 / \sqrt{S_{ef}}$ = 113.5361% > 67% → Usar: 67.00%

Donde S_{ef} (mm) = 1,143.917 *(Separación efectiva entre vigas)*

En el diseño de acero primario en la parte inferior de la losa se propuso distribuir varillas #6 cada 250mm, equivalente a un área de acero, A_s, de 1,567.6263mm^2.

A continuación se calcula el área de acero solicitado para la parte inferior de la losa en sentido paralelo al tráfico:

$A_{solicitado}$ = 1,140.0918 x 67% = 763.8615 mm^2

Se propone usar una varilla #6. Basado en este diámetro, se requiere que estas varillas sean separadas cada 373.1343mm. Se propone separar el refuerzo cada 300mm para cumplir con el ***LRFD - Arto. 5.10.3.2*** y con la separación requerida.

Por lo tanto, usar varillas de 6/8" de diámetro separadas cada 300 mm en la parte inferior de la losa, paralelo al tráfico.

1.3.6.2. Parte superior de la losa *(Momento Negativo)*

La armadura para contracción y tensión por temperatura deberá ser provista cerca de las superficies de concreto expuestas a los cambios de temperatura diarios. El área de la armadura por mm en cada cara y en cada dirección deberá satisfacer ***(LRFD - Arto. 5.10.8):***

$$A_{sm\acute{a}x} = \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y}, \qquad y\ 0.233 \leq A_{dm\acute{a}x} \leq 1.27$$

Tomando como ancho mínimo de la sección componente, b, igual al ancho de faja y h como la altura de la losa, se tiene un área de refuerzo requerido de 0.233mm^2.

Se propone utilizar varillas #4. Basado en el área de refuerzo requerido, se tiene una separación máxima de 543.6776mm. Por lo que se propone una separación de 300mm para cumplir con la separación requerida y con el ***LRFD - Arto. 5.10.8*** que especifica que la separación debe ser menor que el menor valor entre 3 veces el espesor de la sección y 450mm.

Por lo tanto, usar varillas de 4/8" de diámetro separadas cada 300 mm en la parte superior de la losa, paralelo al tráfico.

1.3.7. Resumen de la distribución del acero de refuerzo

Zona de Momento	Dirección de Ancho de Faja	
	Primaria	Secundaria
Positivo	Usar varillas #6 @ 250mm	Usar varillas #6 @ 300mm
Negativo	Usar varillas #6 @ 200mm	Usar varillas #4 @ 300mm

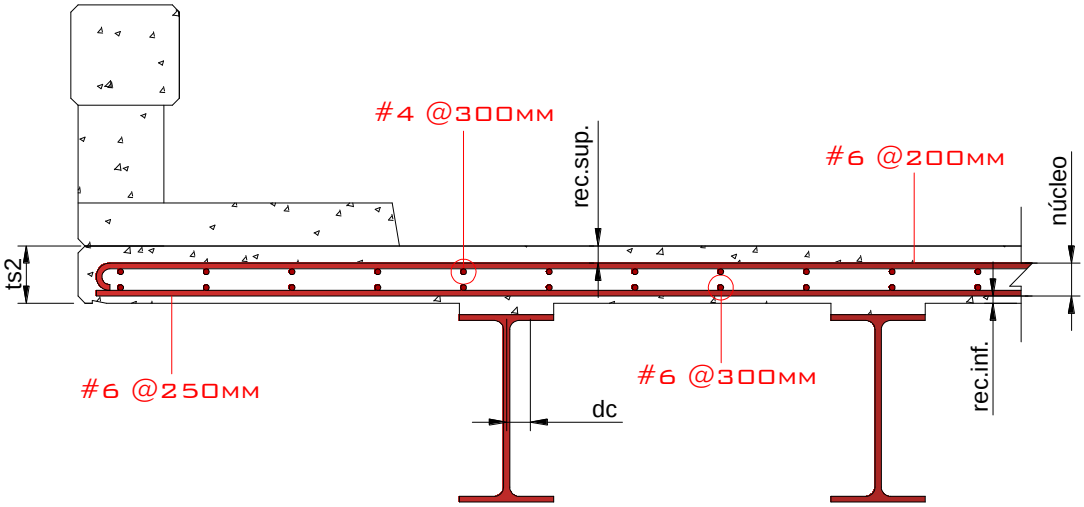


Figura 4 : Distribución del acero de refuerzo

1.4. Diseño de vuelo

Las cargas horizontales que actúan sobre el vuelo cuando un vehículo colisiona contra las barreras deberán satisfacer los requisitos de la ***Sección 13.***

1.4.1. Factores de carga *(LRFD - Tabla LRFD 3.4.1-1; 3.4.1-2)*

Los factores de carga muerta para las combinaciones de Evento Extremo II son:

γ_{DC} *(Para elementos y accesorios):*	1.25
γ_{DW} *(Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos):*	1.5
γ_L *(Para combinación de carga viva LL):*	1.75

En el diseño del vuelo se toma en cuenta la combinación de cargas que incluye la carga de colisión de vehículos, γ_{CT} ***(LRFD - Arto. 3.4.1).***

γ_{CT} *(Fuerza de colisión de un vehículo)* = 1

Se usará un factor de modificación de cargas: $\eta_e = \eta_i = 0.9975$.

1.4.2. Características de la baranda

La demanda vehicular es moderada en la localización del Puente vehicular Los Ángeles. En este sitio se anticipa la presencia de un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas ***(LRFD –Arto. 13.7.2)***. Por lo tanto, se utiliza una barrera combinada junto con un cordón y una acera sobreelevados ***(LRFD – C13.4)***.

La baranda propuesta ha sido sometida a pruebas en prestigiosos laboratorios como el UMR *(University of Missouri-Rolla)* Structures Laboratory.

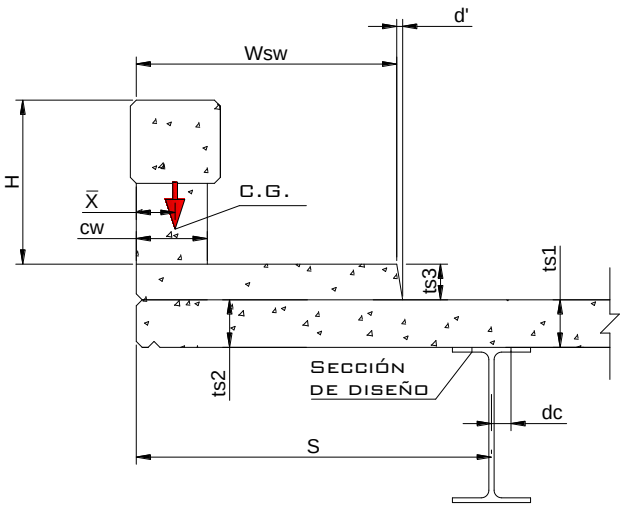


Figura 5: Características del parapeto

Nivel de ensayo	TL-2
Designación estándar:	BCR-2
Nombre:	Kansas Corral
Descripción:	Baranda sin bordillo
Uso:	Vehículos
Altura de baranda, H *(mm):*	685
Ancho de poste, W_b *(mm):*	914.45
Ancho de base o de bordillo sobre tablero c_w *(mm):*	304.8

Separación centro a centro de postes, L *(mm):*	1,695.2
Número de tramos de baranda, N:	3
Peso por m W_{bar} *(Kg/m):*	397.3398
Posición del C.G. $\bar{X}$ *(mm):*	164.11

1.4.3. Fuerza de diseño y distancias efectivas

Las fuerzas de diseño y distancias efectivas para las barreras de tráfico vehicular se basan en el nivel de ensayo seleccionado ***(LRFD - Tabla A13.2-1):***

Tabla 8: Fuerzas de diseño y distancias efectivas			
Fuerzas		Distancias efectivas	
Transversal F_T *(N)*	120,000	Transversal L_T *(mm)*	1,220
Longitudinal F_L *(N)*	40,000	Longitudinal L_L *(mm)*	1,220
Vertical descendente F_V *(N)*	20,000	Vertical descendente L_V *(mm)*	5,500

1.4.4. Procedimiento de Diseño *(LRFD - A13.3)*

El sistema de barandas debe ser resistente al choque con o sin la acera. Por lo tanto, se despreciará la resistencia provista por la acera ***(LRFD - Arto. 13.7.1.1)***. La resistencia de la baranda tipo Kansas Corral es *(datos de laboratorio)*:

- Resistencia inelástica, M_p, de todos los rieles que contribuyen a una rótula plástica: 35,522,430.2463 N·mm

- Capacidad de Momento de un solo poste, M_{poste}: 24,811,468.4545 N

La altura de la baranda es de 685mm y la altura del riel *(viga)* es de 345mm. Por lo tanto, la altura hasta la cual se evaluará el efecto de la colisión vehicular es:

$$\bar{Y} = 685mm - 345/2mm = 512.5mm$$

La resistencia última a la carga transversal de un único poste es:

$$P_p = \frac{M_{poste}}{\bar{Y}} = \frac{24{,}811{,}468.4545\ \mathrm{N \cdot mm}}{512.5\mathrm{mm}} = 48{,}412.6214\ N$$

Para diseñar las barandas formadas por postes y vigas bajo condiciones de falla se deberán utilizar análisis inelásticos. La resistencia nominal crítica de los rieles, *R*, se deberá tomar como el menor valor entre ***(LRFD - A13.3.2)***:

- Para los modos de falla que involucran un número de tramos de baranda, *N*, impar:

$$R = \frac{16 \cdot M_p + (N-1) \cdot (N+1) \cdot P_p \cdot L}{2 \cdot N \cdot L - L_t}$$

- Para los modos de falla que involucran un número de tramos de baranda, *N*, par:

$$R = \frac{16 \cdot M_p + N^2 \cdot P_p \cdot L}{2 \cdot N \cdot L - L_t}$$

Esta baranda posee únicamente 3 tramos. La mínima resistencia nominal crítica se da cuando fallan estos 3 tramos; menor que cuando fallan uno o dos tramos:

R = 136,843.2713 N **OK!** R < F_t = 120,000N

1.4.5. Casos de Cargas de diseño

Los vuelos del tablero deben ser diseñados para satisfacer tres diferentes casos de diseño ***(LRFD - A13.4.1).*** Para los Casos 1 y 2, las fuerzas de diseño son para el Estado Límite de Evento Extremo. Para el Caso 3 de diseño, las fuerzas de diseño son el Estado Límite de Resistencia. Así mismo, la región de vuelo del

tablero debe ser diseñada para adquirir una resistencia más grande que la resistencia real de la baranda de concreto.

a. **Caso de diseño I:** El vuelo debe resistir las fuerzas de colisión vehicular transversales y longitudinales especificadas en el *LRFD - A13.2* − Estado Límite correspondiente a Evento Extremo.

Factor de resistencia para Evento Extremo φ = 1 ***(LRFD - 1.3.2.1).***

Si la distancia, D, desde borde exterior de la cara del poste hasta el baricentro de varillas en tensión es de 227mm y el ancho del poste, W_b, es de 914.45mm, entonces la resistencia última a flexión es ***(LRFD - A13.4.3.1-1)*:**

$$M_d = \frac{M_{poste}}{W_b + D} = 21{,}736.7983\ N \cdot mm/mm$$

Una vez determinada esta resistencia flexional, M_d, se procede a calcular los momentos por carga muerta y finalmente se aplica la siguiente ecuación:

$$M_u = \eta_e \cdot (\gamma_{dc} \cdot M_{DC} + \gamma_{CT} \cdot M_d)$$

El tablero del puente se debe diseñar para proveer esta resistencia flexional, M_d, que actuando conjuntamente con la fuerza de tracción T sea mayor que la resistencia M_{poste} de la baranda en su base. La fuerza de tracción axial, T**,** se puede tomar de la siguiente manera ***(LRFD - A13.4.3.1-2)***:

$$T = \frac{P_p}{W_b + D} = 42.4133\ N/mm$$

Finalmente, se puede calcular el área de acero requerido a partir de la solicitación mayorada, de la fuerza de tracción y de la profundidad d_s:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \varphi \cdot f_c' \cdot}} \right) + \frac{T}{f_y}$$

b. **Caso de diseño II:** El vuelo debe resistir la fuerza de colisión vertical especificadas en el Artículo A13.2 − Evento Extremo.

Se aplica una fuerza de corte vertical, P_v, sobre un poste actuando sobre en un ancho igual a la separación de postes ***(LRFD - A13.4.3.1-3):***

$$P_v = F_v \cdot \frac{L}{L_v} = 6{,}164.3636\ N$$

Donde F_v es la fuerza vertical y L_v la longitud de distribución de esta fuerza especificadas en la ***LRFD - Tabla A13.2-1.***

El momento en el vuelo, M_d, debido a Fuerza de corte vertical descendente es:

$$M_d = P_v \cdot \frac{X}{b} = 5{,}191.3091\ N \cdot mm/mm$$

c. **Caso de diseño III:** El vuelo se diseña para las cargas muerta y viva.

Para el Estado Límite de Resistencia se utilizará el factor de resistencia $\varphi_f = 0.9$, ***(LRFD - Arto. 1.3.2.1 y 5.5.4.2.1)***. Las cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14.6 N/mm ubicada a 300 mm de la cara de la baranda ***(LRFD - Arto. 3.6.1.3.4)***. El momento por sobrecarga vehicular debe ser incrementado en un 20% debido al factor de presencia múltiple ***(LRFD - Tabla 3.6.1.1.2)***, en un 33% por carga dinámica ***(LRFD - Tabla 3.6.2.1-1)*** y en un 25% correspondiente al límite permitido por el MTI.

En estos tres casos de diseño se evaluó el momento solicitado en tres secciones: En la cara interna del poste de la baranda, en la sección de diseño en el vuelo y en la sección de diseño en el primer claro de la cubierta.

- En la sección de diseño en el vuelo

En la cara interna de la baranda las fuerzas de colisión se distribuyen en un ancho superior al de la distancia W_b para el momento y W_b + D para la fuerza axial. Es razonable asumir que la longitud de distribución se incrementará tanto como incremente la distancia desde la baranda hasta la sección de diseño.

Por consiguiente, tanto el momento como la fuerza de tensión axial tendrán un valor menor en cuanto el ancho de distribución aumente. Según el ***LRFD - A13.4.3.1-5*** este ancho de distribución en la sección de diseño es:

$$b = W_b + 2 \cdot X = 3{,}769.67mm$$

La distancia, X, desde el borde externo del poste hasta sección de diseño de la viga para esfuerzo de corte y momento negativo, d_c, es de 1,427.61 mm. Donde d_c es un cuarto del ancho de patín para vigas de acero ***(LRFD - Arto. 4.6.2.1.6)***.

El ancho de distribución debe ser menor que la separación de postes, L:

$$b = L = 1{,}695.2mm$$

El ángulo de distribución se calcula con base al ancho y longitud de distribución:

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{\frac{b - W_b}{2}}{X}\right) = 0.2669\, rad = 15.2935º$$

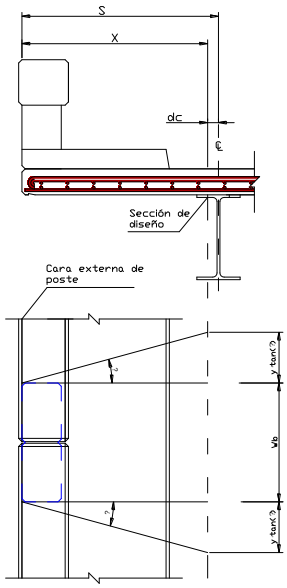


Figura 6: Distribución de las fuerzas de colisión distribuidas sobre la distancia W_b

Por consiguiente, el Momento por colisión en la sección de diseño será:

$$M_{se} = \frac{M_d \cdot W_b}{W_b + 2 \cdot \tan(\theta) \cdot (cara\ externa\ de\ poste\ hasta\ sección\ analizada)}$$

- En la sección de diseño dentro del claro

Se analizó la relación de momento entre la viga interna *(M_2)* y la externa *(M_1)* debido a una carga aplicada en uno de los vuelos utilizando el software ***Sap 2000 V.11***. Ésta fue ubicada aleatoriamente a lo largo del vuelo *(exceptuando el eje de la viga externa).* A través de este análisis se llegó a los siguientes resultados:

Tabla 9: Relación de momento entre viga externa e interna	
Número de vigas	Relación M_2 / M_1
Tres	0.25
Cuatro	**0.26666667**
Más de cuatro	0.26785763

Nota: Se analizó una viga continua con sección simétrica del puente. Este análisis no es válido si la cubierta se diseña por análisis de elemento finito.

Con base en estos resultados se concluye que el momento debido a un evento extremo o a una carga viva actuando únicamente en uno de los vuelos produce un momento en la viga interna igual 0.2667 veces el generado en la externa.

A partir de la combinación $1.25M_{DC}+1.50M_{DW}$ *(componentes estructurales más superficie asfáltica)* se obtuvo un momento en la viga interna igual a 947.7655N·mm/mm y un momento en la viga externa de 19,879.671N·mm. Estos resultados dependen de la configuración geométrica y de cargas aplicada a lo largo del eje transversal de la cubierta.

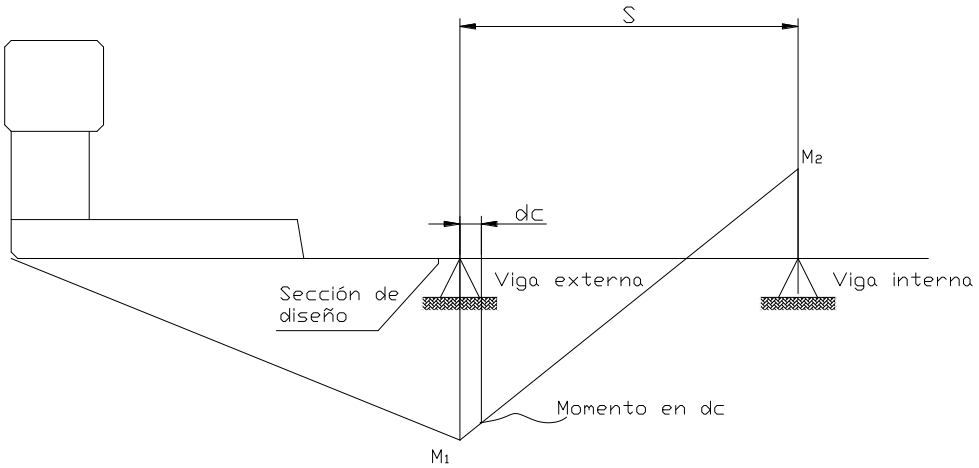


Figura 7: Distribución del momento debido a la colisión

A través de una relación de triángulos se evalúa la solicitación por carga muerta y colisión en la sección de diseño dentro del claro:

$$M = M_1 - d_c \cdot \frac{(M_1 + M_2)}{S}$$

El Caso de Diseño III, en la sección de diseño controla sobre todos los casos, requiriendo un refuerzo de **1.2967 mm²/mm.**

En la zona interna, para el momento negativo en dirección perpendicular al tráfico, se recomendó una distribución de acero de varillas con diámetro de 6/8" separadas cada 200mm, proveyendo un área igual a 1.4251 mm^2/mm. Ésta es mayor que el área de refuerzo máximo requerido en el vuelo. Por lo tanto, no será necesario añadir acero en la zona de vuelo.

1.5. Diseño de la acera

Generalmente las aceras sobre los vuelos de los puentes no necesitan ser chequeados ni diseñados debido a que el vuelo resiste las solicitaciones máximas y el cordón de la acera reduce el impacto y las probabilidades de colisión en las barandas o sobre los peatones.

Generalmente el refuerzo transversal lo constituyen varillas #3 separadas cada 300mm, equivalente a 0.2338mm^2/mm. En la cubierta se recomendaron las varillas # 6 y #4. Con fines de ahorro en costo de materiales y de uniformidad con los diámetros de las varillas se propone un refuerzo transversal de varillas #4 separadas cada 200mm, equivalente a 0.6334mm^2/mm.

Se recomienda la misma distribución para la armadura longitudinal ***(LRFD – Arto. 5.10.3.2)***, menor que 1.5 veces la altura de la acera. En todo caso se puede distribuir un refuerzo equivalente al 67% del principal.

CAPÍTULO II. DISEÑO DE VIGA DE ACERO

La viga es el elemento estructural utilizado para cubrir espacios, soportando el peso colocado encima del elemento mediante la resistencia a las fuerzas internas de flexión y corte.

En tal sentido el diseño de las vigas consiste en determinar las dimensiones necesarias para que el elemento sea capaz de resistir la flexión y el corte, así como también debe tener dimensiones tales que la flecha no sea excesiva.

2.1. Criterios de diseño

A partir de las figuras: Figura 8, y Figura 9, mostradas abajo, y tomando en cuenta tanto el diseño de la losa de concreto como algunos artículos y tablas de la ***AASHTO - LRFD 2007***; se obtienen los criterios de diseño para la viga de ensayo.

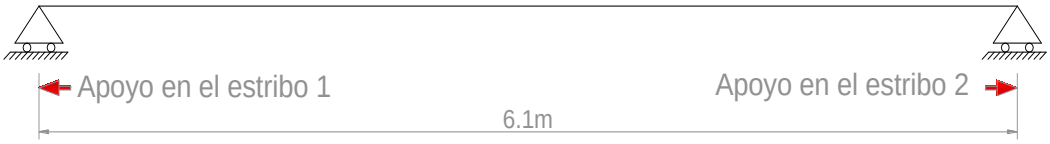


Figura 8: Configuración del Claro

Figura 9: Sección Transversal de la Superestructura

Para este diseño se asume que el perfil de acero en unión con el ancho efectivo de la losa de concreto, forman una sección compuesta.

"Para hacer de la viga "I" y la losa de concreto una sección compuesta se transforma la losa en acero, lo cual se puede hacer dividiendo su ancho entre "n", que no es más que la relación de los módulos de elasticidad del acero y el del concreto."[2]

Tabla 10 - Criterios De Diseño				
Criterio	**Denotación**	**Valor**	**Unidad**	**Comentario**
Número de claros	N_{Claros}	1	c/u	-
Longitud del claro	L	6,100	mm	Requisito mínimo
Ángulo de inclinación	θ	0	Grados	-
Número de vigas	N_b	4	c/u	Mínimo requerido
Espaciamiento de las vigas	S	1,300	mm	***Véase Figura 9***
Voladizo de la Cubierta	O_w	1,500	mm	***Véase Figura 9***
Separación de los marcos transversales	S_d	3,050	mm	***LRFD - Arto. 6.7.4***
Tensión de fluencia del alma	F_{yw}	250.0	MPa	***LRFD - Tabla 6.4.1-1***
Tensión de fluencia de los patines	F_{yt} & F_{yc}	250.0	MPa	***LRFD - Tabla 6.4.1-2***
Resistencia del concreto a la compresión	f'_c	28	MPa	***LRFD - Arto. 5.4.2.1 & Tabla 5.4.2.1-1***
Espesor total de la cubierta	$t_{cubierta}$	278.1	mm	Espesor de asfalto + Espesor de losa
Espesor efectivo de la cubierta	t_{S1}	200	mm	Espesor de losa
Espesor total del vuelo	t_{tv}	350	mm	Espesor del vuelo + Espesor de acera

[2] ***Fuente especificada no válida.***

Tabla 10 - Criterios De Diseño				
Criterio	**Denotación**	**Valor**	**Unidad**	**Comentario**
Espesor efectivo del vuelo	t_{s2}	200	mm	Espesor del vuelo
Peso específico del acero	γ_s	7,850	kg/m^3	***LRFD - Tabla 3.5.1-1***
Peso específico del concreto	γ_c	2,400	kg/m^3	***LRFD - Tabla 3.5.1-1***
Carga muerta adicional por viga	W_{CMV}	0.26	kg/mm^3	$\gamma_s \cdot Área_{Sección\text{-}Viga}$
Peso de la cubierta del encofrado	W_f	7.324E-05	kg/mm^2	Asumido
Peso de barandas	W_{bar}	397.34	kg/m	***Véase Acápite 1.4.2***
Peso específico del asfalto	γ_a	2,250	kg/m^3	***LRFD - Tabla 3.5.1-1***
Espesor de asfalto	t_{fws}	78.1	mm	-
Ancho de la cubierta	A_p	6,900	mm	***Véase Figura 9***
Ancho de la carretera	W	4,650	mm	-
Espesor de cartela de concreto	t_h	40	mm	-
Tráfico promedio diario de camiones	ADTT	74	unidades	Dato brindado por la Alcaldía - Estelí
Aceleración de la gravedad	g	9.8066	m/s^2	Constante
Ancho de acera	W_{sw}	1,100	mm	***Véase Figura 9***
Distancia horizontal del declive de una acera típica sobreelevada	d'	25	mm	***LRFD – Figura 13.7.1.1-1***
Espesor de la acera	t_{S3}	150	mm	

2.2. Seleccionar la viga de ensayo

La sección laminada más económica que se utiliza como viga es la que tiene forma de I; estas son secciones simétricas con respecto a sus dos ejes principales y cuando se utilizan como vigas descansan sobre uno de sus patines. La mayor parte del material de su sección transversal está contenida en

los patines, condición que es ideal para el caso de flexión, donde los mayores esfuerzos se presentan en las áreas de dichos elementos.

El Instituto Americano de La Construcción en Acero (AISC), dispone de una base de datos correspondiente a los diferentes perfiles W; para este diseño se utilizaron estos datos, analizando cada perfil a través de una hoja de cálculo, y determinando al fin la sección más apropiada.

En este caso se trabajará con una Viga Armada *(compuesta por placas de acero y soldadas)* debido a que no se puede asegurar que sea fácil conseguir e importar una Viga Rolada desde el exterior.

De una viga I armada, se obtienen las siguientes propiedades:

Viga de prueba: **W18x175**

Tabla 11 - Propiedades		
$b_{fsup.}$	289.56	mm
$t_{fsup.}$	40.386	mm
$b_{finf.}$	289.56	mm
$t_{finf.}$	40.386	mm
h_w	508	mm
t_w	22.606	mm
d_{cg}	**548.3860**	mm
A	**34,872.1883**	mm^2

Figura 10: Viga de ensayo

$$d_{cg} = \left(\frac{t_{fsup.}}{2}\right) + h_w + \left(\frac{t_{finf.}}{2}\right) = 584.3860mm$$

2.3. Chequeo de los límites de proporción de la sección de viga de acero *(LRFD – Arto. 6.10.2)*

2.3.1. Límite de proporción de patín *(LRFD - Arto. 6.10.2.2)*

1. Límite que asegura la no distorsión del patín al ser soldado al alma:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 = \frac{289.56mm}{2 * 40.386mm} = 3.5849 < 12.0 \ldots \boldsymbol{Ok}!!$$

2. Límite que asegura la mayor eficiencia en las proporciones del patín:

$$I_{yc} = I_{yt} = \frac{1}{12} * t_f * {b_f}^3 = 81{,}708{,}135.1852mm^4$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10.0 \Rightarrow 1.0 < 10 \ldots \boldsymbol{Ok}!!$$

2.3.2. Límite de proporción del alma *[(Alma sin rigidizadores longitudinales **(LRFD- Arto. 6.10.2.1.1)**]:*

1. Límite que asegura el espesor apropiado del alma de la sección:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 150.0 \Rightarrow 22.4719 < 150.0 \ldots \boldsymbol{Ok}!!$$

2.4. Cálculo de las propiedades de la sección

La viga externa se encuentra sometida a mayores efectos por cargas muertas. Sin embargo, al utilizar los factores de distribución de carga viva en el Estado Límite de Resistencia I, la solicitación máxima se da para vigas internas y no

para vigas externas ***(Véase Apéndice B)***. Por tal razón, para el puente Los Ángeles, sólo se presentará el diseño de la viga interior.

2.4.1. Ancho de ala efectiva "b_s" *(LRFD - Arto. 4.6.2.6)*

Para este diseño el ancho de losa efectivo *[para vigas interiores* ***(LRFD - Arto. 4.6.2.6.1)]*** es: 1300mm (correspondiente a la separación promedio de las vigas adyacentes)

2.4.2. Relación modular "n"

Factor K_1 (*LRFD - C5.4.2.4*) = 1.0 (adimensional)

Módulo de elasticidad del concreto "E_C" (*LRFD – Arto. 5.4.2.4*):

$$E_C = 0.043K_1\,\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c} = (0.043)(1.0)(\,2400kg/m^3)^{1.5}\left(\sqrt{28MPa}\right)$$
$$E_C = 26{,}752.4976MPa$$

Módulo de elasticidad del acero "E_S" = 200,000MPa ***(LRFD – Arto. 6.4.1).***

Entonces, la relación modular es:

$$n = \frac{E_S}{E_C} = \frac{200{,}000MPa}{26{,}752.4976MPa} = 7.4759 \;\approx 8.0\;(adimensional)$$

Nota: La relación modular también puede ser obtenida del ***LRFD – Arto. 6.10.1.1.1b***. El cálculo anterior se muestra únicamente para ilustrar el proceso. En ambos casos el resultado es el mismo, n = 8.0.

Propiedades de la sección:

[LRFD – Arto. 6.10.1.1.1b] **"**Para calcular las tensiones de flexión en las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta debe consistir en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo del tablero de hormigón.

Las cargas transitorias se aplicarán a la sección compuesta para cargas de corta duración, el área de la losa será transformada usando la relación modular n.

Las cargas permanentes se aplicarán a la sección compuesta para cargas de larga duración, el área de la losa será transformada usando la relación modular 3n.

Las propiedades de la sección compuesta y no compuesta, para la región de momento positivo, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 12 – Propiedades de la sección en la zona de momento positivo

Sección	A (mm^2)	d (mm)	A•d (mm^3)	I_o (mm^4)	A•y^2 (mm^4)	I_{Total} (mm^4)
Solo Viga						
Patín superior	11,694.17	568.58	6.65E+06	1.59E+06	8.79E+08	8.81E+08
Alma	11,483.85	294.39	3.38E+06	2.47E+08	3.71E-23	2.47E+08
Patín Inferior	11,694.17	20.19	2.36E+05	1.59E+06	8.79E+08	8.81E+08
Total	34,872.19	294.39	1.03E+07	2.50E+08	1.76E+09	2.01E+09
Compuesta (3n)						
Viga	34,872.19	294.39	1.03E+07	2.01E+09	3.05E+08	2.31E+09
Losa	10,833.33	688.77	7.46E+06	3.61E+07	9.81E+08	1.02E+09
Total	45,705.52	387.87	1.77E+07	2.04E+09	1.29E+09	3.33E+09
Compuesta (n)						
Viga	34,872.19	294.39	1.03E+07	2.01E+09	1.26E+09	3.27E+09
Losa	32,500.00	688.77	2.24E+07	1.08E+08	1.35E+09	1.46E+09
Total	67,372.19	484.64	3.27E+07	2.12E+09	2.62E+09	4.73E+09

Sección	$y_{inf.\ Viga}$ (mm)	$y_{sup.\ Viga}$ (mm)	$y_{sup.\ Losa}$ (mm)	$S_{inf.\ Viga}$ (mm^3)	$S_{sup.\ Viga}$ (mm^3)	$S_{sup.\ Losa}$ (mm^3)
Solo viga	294.39	294.39	---	6.82E+06	6.82E+06	---
Compuesta (3n)	387.87	200.91	440.91	8.59E+06	1.66E+07	7.55E+06
Compuesta (n)	484.64	104.14	344.12	9.77E+06	4.55E+07	1.38E+07

Para mejorar la comprensión de la tabla anterior se extiende a continuación el significado de algunos términos usados:

A: Área.

d: Distancia al centroide.

I_o: Inercia.

I: Inercia total.

y: Profundidad de la sección.

s: Módulo resistente elástico de la sección. Para este cálculo se debe conocer la distancia del Eje Neutro a la fibra extrema (**y**), tanto de la viga como de la sección compuesta a corto y largo plazo.

Para el cálculo de las propiedades de la sección, es necesario conocer la altura de la sección de viga y la altura de la sección de viga compuesta; éstas se determinan como sigue:

$$H_{TVIGA} = t_{finf.} + h_w + t_{fsup} \ldots Altura\ total\ de\ la\ viga$$

$$H_{TVIGA} = 588.7720mm$$

$$H_{TSCOMP.} = H_{TVIGA.} + t_h + t_{S1} \ldots Altura\ total\ de\ la\ sección\ compuesta$$

$$H_{TSCOMP.} = 828.7720mm$$

Ahora bien, con el propósito de ilustrar el proceso de obtención de los resultados plasmados en la ***Tabla 12***, se muestra la tabla siguiente; la cual fue diseñada como si fuese una hoja de Excel, esto con el fin de brindar una explicación más clara de las ecuaciones usadas en el cálculo de cada valor.

Tabla 13 - Ecuaciones

◊	A	B	C	D	E	F	G
1	**Sección**	**A (mm^2)**	**d (mm)**	**A•d (mm^3)**	**I (mm^4)**	**A•y^2 (mm^4)**	**I_{Total} (mm^4)**
2	**Solo Viga**						
3	**Patín superior**	$t_{fsup.}$•$b_{fsup.}$	d_{cg}+($t_{finf.}$/2)	B3•C3	1/12•$b_{fsup.}$•($t_{fsup.}$)^3	B3•(C6-C3)^2	E3+F3
4	**Alma**	t_w•h_w	$t_{finf.}$+ (h_w/2)	B4•C4	1/12•t_w•(h_w)^3	B4•(C6-C4)^2	E4+F4
5	**Patín Inferior**	$t_{finf.}$•$b_{finf.}$	$t_{finf.}$/2	B5•C5	1/12•$b_{finf.}$•($t_{finf.}$)^3	B5•(C6-C5)^2	E5+F5
6	**Total**	∑(B3:B5)	D6/B6	∑(D3:D5)	∑(E3:E5)	∑(F3:F5)	∑(G3:G5)
7	**Compuesta (3n)**						
8	**Viga**	B6	C6	D6	G6	B8•(C10-C8)^2	E8+F8
9	**Losa**	b_s•t_{s1}/3n	$t_{finf.}$+h_w+t_{fsup}+t_{s1}/2	B8•C8	[1/12•b_S•(t_{s1})^3]/3n	B9•(C10-C9)^2	E9+F9
10	**Total**	B8+B9	D10/B10	D8+D9	E8+E9	F8+F9	G8+G9
11	**Compuesta (n)**						
12	**Viga**	B6	C6	D6	G6	F8	E12+F12
13	**Losa**	B9/n	C9	B13•C13	E9/n	F9	E13+F13
14	**Total**	B12+B13	D14/B14	D12+D13	E12+E13	F12+F13	G12+G13
15							
16	**Sección**	**$y_{inf.\ Viga}$ (mm)**	**$y_{sup.\ Viga}$ (mm)**	**$y_{sup.\ Losa}$ (mm)**	**$S_{inf.\ Viga}$ (mm^3)**	**$S_{sup.\ Viga}$ (mm^3)**	**$S_{sup.\ Losa}$ (mm^3)**
17	**Solo viga**	C6	H_{TVIGA}- C6	No aplica	G6/B17	G6/C17	No aplica
18	**Compuesta (3n)**	C10	H_{TVIGA}- C10	$H_{TSCMP.}$-C10	G10/B18	G10/C18	G10/D18
19	**Compuesta (n)**	C14	H_{TVIGA}- C14	$H_{TSCMP.}$-C14	G14/B19	G14/C19	G10/D19

2.5. Cálculo de los efectos por carga muerta

Si el puente que se pretende diseñar tiene más de un claro se recomienda realizar un análisis estructural más exhaustivo utilizando algún software de diseño estructural. En este caso, el diseño del Puente Vehicular "Los Ángeles" solamente constará de un claro. Por esta razón, el análisis estructural puede ser llevado a cabo manualmente mediante un análisis de viga simplemente apoyada.

"Las cargas muertas superimpuestas *(bordillos, barreras, aceras, parapetos, barandas, superficies futuras de desgaste)* pueden ser distribuidas equitativamente en todas las vigas"[3]

El ancho de vuelo del puente en diseño es muy grande en comparación con el ancho del mismo. Se puede asumir que las vigas externas se encuentran sometidas a mayores cargas muertas que las internas; por lo tanto, el peso de las aceras se distribuirá solamente sobre las vigas externas.

Véase ***LRFD – Arto. 4.6.2.2.1***

Figura 11 - Distribución de cargas

[3] *(SOUTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 2006)*

2.5.1. Cargas permanentes para vigas interiores

Se calculan las cargas muertas debido a los componentes tanto estructurales como no estructurales, tales como: voladizo, parapetos, vigas, cartela, encofrado y la cubierta de concreto *(losa).*

(Las variables utilizadas se pueden encontrar en la ***Tabla 10****)*:

Tabla 14 – Cargas Permanentes para vigas interiores *(N/mm)*			
Para elementos y accesorios			**Nota:**
Cubierta de concreto (W_{Dcub})	6.1193	$\gamma_c \cdot S \cdot t_{s1}$	
Encofrado (W_{Dcs})	0.7257	$W_f \cdot (S - b_{fsup.})$	w_c= 7.18E-04N/mm2.
Cartela de concreto (W_{Dh})	0.2726	$\gamma_c \cdot b_{fsup.} \cdot t_h$	La carga muerta por longitud unitaria varía según el tamaño del patín superior.
Sistemas de barandas (W_{Dp})	1.9483	$(W_{bar} \cdot g/1000) \cdot 2_{barandas}/N_b$	Se asume que la carga muerta superimpuesta de los dos barandas se distribuye uniformemente a lo largo de todas las vigas.
Peso propio de la viga (W_{Dv})	2.6845	$A \cdot \gamma_s$	Se multiplica el área transversal de la viga por el peso específico del acero de la misma.
Carga total W_{DC}	11.7505		

Superficies de rodamiento e instalaciones |para servicios públicos			Nota
Superficie de desgaste W_{DW}	2.0033	$\gamma_a \cdot t_{fws} \cdot w/N_b$	Se asume que el peso total de la superficie asfáltica se distribuye equitativamente en todas la vigas.

Una vez determinadas las cargas muertas, se prosigue al cálculo de las fuerzas cortantes (V_x) y los momentos flexionantes (M_x); los cuales se rigen por las siguientes ecuaciones:

$$V_x = W(0.5\,L - X) \ldots Viga\ simplemente\ apoyada$$

$$M_x = 0.5WX(\,L - X) \ldots Viga\ simplemente\ apoyada$$

Donde:

W = Carga muerta

L = Longitud del claro y

X = Distancia del apoyo a la cual se está analizando la carga.

Las dos tablas siguientes resumen las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes por carga muerta sin factorar para una viga típica a 0.0L, 0.1L, 0.2L…1.0L distancia medida desde el apoyo izquierdo, a como se representa en la figura de abajo.

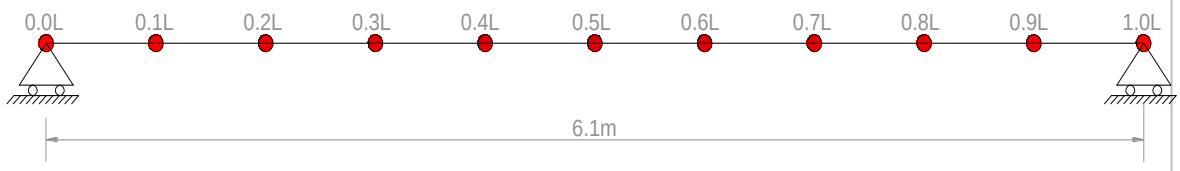


Figura 12: Estaciones

Tabla 15 - Cortantes por carga muerta sin factorar para una viga típica							
Localización		Cortantes por carga muerta (N)					
Distancia "X" (mm)		Cubierta de concreto	Cartela de concreto	Cubierta soportada	Peso propio de la viga	Sistemas de barandas	Superficie de desgaste
0.0L	0	18,663.9211	831.4346	2,213.4880	8,187.7987	5,942.2455	6,110.0507
0.1L	610	14,931.1369	665.1477	1,770.7904	6,550.2390	4,753.7964	4,888.0406
0.2L	1,220	11,198.3527	498.8608	1,328.0928	4,912.6792	3,565.3473	3,666.0304
0.3L	1,830	7,465.5684	332.5738	885.3952	3,275.1195	2,376.8982	2,444.0203
0.4L	2,440	3,732.7842	166.2869	442.6976	-6,550.2390	1,188.4491	1,222.0101
0.5L	3,050	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.6L	3,660	-3,732.7842	-166.2869	-442.6976	-9,825.3585	-1,188.4491	-1,222.0101
0.7L	4,270	-7,465.5684	-332.5738	-885.3952	-11,457.5492	-2,376.8982	-2,444.0203
0.8L	4,880	-11,198.3527	-498.8608	-1,328.0928	-11,355.5373	-3,565.3473	-3,666.0304
0.9L	5,490	-14,931.1369	-665.1477	-1,770.7904	-12,724.6446	-4,753.7964	-4,888.0406
1.0L	6,100	-18,663.9211	-831.4346	-2,213.4880	-8,187.7987	-5,942.2455	-6,110.0507

A continuación se ilustra un ejemplo para determinar la fuerza cortante a una distancia de 610 mm (**0.1L**) para la cubierta de concreto, de manera similar se hace para las demás cargas muertas:

$$W = W_{Dcub} = 6.1193N/mm;\ L = 6100mm;\ X = 0.1L = 610mm \Rightarrow V_x = W(0.5\,L - X) = 14{,}931.1369\text{N}$$

Tabla 16 - Momentos por carga muerta sin factorar para una viga típica							
Localización		**Momentos por carga muerta (N•mm)**					
Distancia "X" (mm)		**Cubierta de concreto**	**Cartela de concreto**	**Cubierta soportada**	**Peso propio de la viga**	**Sistemas de barandas**	**Superficie de desgaste**
0.0L	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.1L	610	1.02E+07	4.56E+05	1.22E+06	4.50E+06	3.26E+06	3.35E+06
0.2L	1,220	1.82E+07	8.11E+05	2.16E+06	7.99E+06	5.80E+06	5.96E+06
0.3L	1,830	2.39E+07	1.07E+06	2.84E+06	1.05E+07	7.61E+06	7.83E+06
0.4L	2,440	2.73E+07	1.22E+06	3.24E+06	1.20E+07	8.70E+06	8.95E+06
0.5L	3,050	2.85E+07	1.27E+06	3.38E+06	1.25E+07	9.06E+06	9.32E+06
0.6L	3,660	2.73E+07	1.22E+06	3.24E+06	1.20E+07	8.70E+06	8.95E+06
0.7L	4,270	2.39E+07	1.07E+06	2.84E+06	1.05E+07	7.61E+06	7.83E+06
0.8L	4,880	1.82E+07	8.11E+05	2.16E+06	7.99E+06	5.80E+06	5.96E+06
0.9L	5,490	1.02E+07	4.56E+05	1.22E+06	4.50E+06	3.26E+06	3.35E+06
1.0L	6,100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Al igual que en la tabla anterior, se presenta un cálculo para obtener el momento flexionante a una distancia de 610mm (**0.1L**), pero esta vez para la cartela de concreto. Se usa el mismo procedimiento para las demás cargas muertas:

$$W = W_{Dh} = 0.2726N/mm;\ X = 0.1L = 610mm \Rightarrow M_x = 0.5WX(L - X) = 456{,}457.6038N/mm$$

2.6. Cálculo de los efectos por carga viva

La carga viva consiste en una carga de camión de diseño HL-93 ***(LRFD - Arto. 3.6.1.2).*** De manera similar a la carga muerta, los momentos de carga viva y cortes para un HL-93 se pueden obtener de un programa de análisis de computadora.

Camión de diseño	HL-93	
Sobrecarga Vehicular *(MTI)*	25%	
Incremento carga dinámica, IM	33%	***(LRFD – Arto. 3.6.2.1)***
Carga de carril *(N/mm)*	9.3	***(LRFD - Arto. 3.6.1.2.4)***
Carga de carril factorada *(N/mm)*	11.625	*(Incluye 25% por sobrecarga)*

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: (1 + IM/100) ***(LRFD – Arto. 3.6.2)***.

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño ***(LRFD - Arto. 3.6.2.1 y 3.6.1.2.4)***.

Véase ***LRFD - C3.6.2.1***

2.6.1. Factores de distribución de carga viva

"La distribución de cargas tiene por finalidad estudiar la influencia de la asimetría de la carga móvil con relación al eje de la sección transversal del tablero".[4]

Para estructuras oblicuas los factores de distribución de carga para cortante deben ser corregidos multiplicándolos por los factores obtenidos del ***LRFD - Arto. 4.6.2.2.2e***. En el caso de los factores para momentos flexionantes, se multiplican por los factores obtenidos del ***LRFD - Arto. 4.6.2.2.3c***.

[4] ***Fuente especificada no válida.***

Como este puente no tiene oblicuidad, no se aplicarán los artículos ***4.6.2.2.2e*** ni ***4.6.2.2.3c.***

Para asegurarse de que se podrán usar las ecuaciones de distribución aproximadas, se necesitará revisar algunos parámetros:

Primeramente se calcula el parámetro de rigidez longitudinal, K_g ***(LRFD - Arto. 4.6.2.2.1)***.

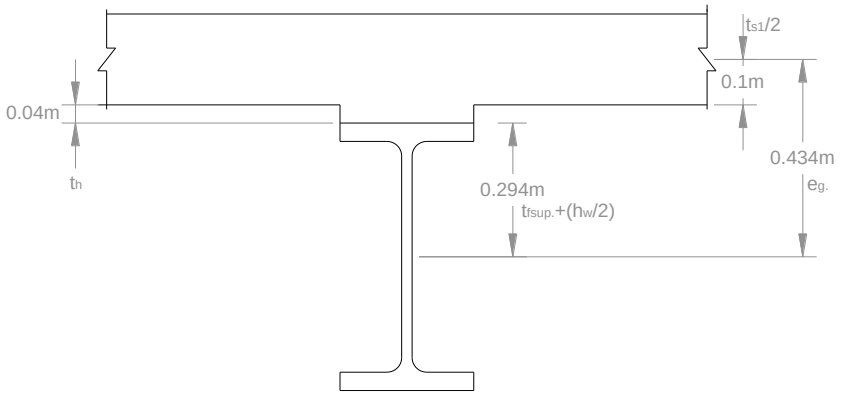


Figura 13: Distancias entre centros de gravedad de la viga y la losa

$n = 8.0 \ldots Relación\ modular$ ***(Véase Acápite 2.4.2)***

$I = 2{,}008{,}520{,}454.44mm^4 \ldots Momento\ de\ inercia\ de\ la\ viga$ ***(Véase Tabla 12)***

$A = 34{,}872.1883mm^2 \ldots Área\ de\ la\ viga$ ***(Véase Tabla 11)***

$e_g = 434.3860mm \ldots Distancia\ entre\ centros\ de\ gravedad$ ***(Véase Figura 13)***

$K_g = n\left(I + A.{e_g}^2\right) = 6.871x10^{10}mm^4$

La sección transversal para este puente es Tipo (a) ***(LRFD - Tabla 4.6.2.2.1-1)***.

Si la sección transversal de la superestructura no corresponde con ninguna de las secciones transversales ilustradas en la ***LRFD - Tabla 4.6.2.2.1-1***, entonces el puente se debería analizar tal como se presenta en el ***LRFD - Arto. 4.6.3.***

Calculado el parámetro de rigidez longitudinal, K_g, y el tipo de sección transversal, se procede a chequear el rango de aplicabilidad del método basado en la ***LRFD – Tabla 4.6.2.2.2b-1***:

Tabla 17 - Chequeo del rango de aplicabilidad			
Componente	**Valor**	**Condición**	**Evaluación**
"S" (mm)	1,300	$1{,}100 \leq S \leq 4{,}900$	**Ok!**
"t_{s1}" (mm)	200	$110 \leq t_{s1} \leq 300$	**Ok!**
"L" (mm)	6,100	$6{,}000 \leq L \leq 73{,}000$	**Ok!**
"N_b"	4	$N_b \geq 4$	**Ok!**
"K_g" (mm^4)	6.871E+10	$4E+9 \leq K_g \leq 3E+12$	**Ok!**

Se usarán las ***LRFD - Tablas 4.6.2.2.2b-1*** y ***4.6.2.2.2.3a-1*** para calcular los factores de distribución para cortante y momento, respectivamente.

2.6.1.1. Factores de distribución de cargas en vigas interiores para el Estado Límite de Resistencia

Véase ***LRFD – Arto.1.3.2.4***.

El diseño de este puente consta de un solo carril; por lo tanto se utilizará un carril de diseño. Si el puente tuviese más de un carril se pueden utilizar distintos números de carriles cargados. Sin embargo, cargar un único carril es generalmente el caso más crítico. Véase ***LRFD - Arto. 4.6.2.2.2b-1***.

$$g_{momento\ _int.\ R} = 0.06 + \left[\left(\frac{S}{4{,}300}\right)^{0.4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.3}\left(\frac{K_g}{L * {t_{s1.}}^3}\right)^{0.1}\right] = 0.4633 Carriles$$

Los factores de distribución de carga viva para cortante para una viga interior se calculan de manera similar. El rango de aplicabilidad es igual al del momento ***(LRFD - Arto. 4.6.2.2.3a-1)***. Véase ***LRFD - Arto. 4.6.2.2.2b-1***.

$$g_{cortante\ _int.\ R} = 0.36 + \frac{S}{7{,}600} = O.5311 Carriles$$

En la tabla siguiente se resumen los factores de distribución resultantes, que serán usados para verificar el Estado Límite de Resistencia en la región de flexión positiva:

Tabla 18 - Factores De Distribución - Resistencia			
Esfuerzos	Momento Flexionante	0.4633	Carriles
	Cortante	0.5311	Carriles

2.6.1.2. Factores de distribución de cargas en vigas interiores para el Estado Límite de Fatiga

Véase ***LRFD – Arto.1.3.2.3***.

El puente en cuestión se está analizando haciendo uso de una distribución de cargas aproximadas ***(LRFD - Arto. 4.6.2)***, y a la vez éste constituye únicamente un solo carril de circulación; por lo tanto, se calculará un factor de distribución para momento y otro para cortante ***(LRFD – Arto. 3.6.1.4.3b)***.

Las solicitaciones se deben dividir por un factor de presencia múltiple igual a 1.20 correspondiente a un solo carril cargado ***(LRFD – Tabla 3.6.1.1.2-1)***.

$$g_{momento\ _int.\ F} = \frac{g_{momento\ _int.\ R}}{1.20} = 0.3861 Carriles$$

$$g_{cortante\ _int.\ F} = \frac{g_{cortante\ _int.\ R}}{1.20} = 0.4425 Carriles$$

En la tabla siguiente se resumen los factores de distribución resultantes, que serán usados para verificar el Estado Límite de Fatiga en la región de flexión positiva:

Tabla 19 - Factores De Distribución - Fatiga			
Esfuerzos	Momento Flexionante	0.3861	Carriles
	Cortante	0.4425	Carriles

2.6.1.3. Factor de distribución de la deflexión para sobrecarga

Véase ***LRFD Arto. 2.5.2.6.2***.

El presente diseño describe el caso de puentes rectos multiviga, por consiguiente el factor de distribución de la deflexión es igual al número de carriles dividido por el número de vigas ***(LRFD – C2.5.2.6.2)***:

$$m = 1.20 \ldots Factor\ de\ presencia\ múltiple\ para\ un\ carril\ cargado$$

$$g_{\Delta} = m\left(\frac{N_{Carriles}}{N_{Vigas}}\right) = 0.300 Carriles$$

2.6.2. Momentos y cortantes por carga viva para una viga típica (Estado Límite de Resistencia)

La Sobrecarga Vehicular de Diseño se tomará como la solicitación debida a un camión de diseño con la separación entre ejes traseros de 4,300mm, descrita en el ***LRFD - Arto. 3.6.1.2.2***, combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño ***(LRFD – Arto. 3.6.1.3.1)***.

Las cargas de rueda especificadas en el ***LRFD - Arto. 3.6.1.2.2*** deberán ser afectadas por los factores de Incremento de carga dinámica y la Sobrecarga Vehicular recomendada por el MTI *(25%)*. Asimismo, la carga de carril descrita en el ***LRFD - Arto. 3.6.1.2.4*** se multiplicará por la Sobrecarga Vehicular.

El incremento por carga dinámica, **IM**, es: 0.33 *(33%)* ***(LRFD - Tabla 3.6.2.1-1)***

Cargas de rueda		Cargas de rueda factoradas
P_1 *(N)* =	35,000	58,187.50
P_2 *(N)* =	145,000	241,062.50
P_3 *(N)* =	145,000	241,062.50

Carga de carril		Carga de carril factorada
P_{carril} (N/mm) =	9.3	11.625

Como el claro del puente en diseño es muy corto y es menor que la suma de la separación entre ejes del camión, se puede concluir fácilmente que una sola carga concentrada en el centro del claro efectúa el máximo momento. Esta suposición fue doblemente corroborada; con Líneas de Influencia en SAP y mediante una hoja de Excel programada en la que se utilizaron las cargas puntuales y distribuidas factoradas y se iteró la posición de las cargas puntuales a lo largo del puente a fin de determinar en qué punto es generado el máximo momento.

Los ejes que no contribuyen a la solicitación extrema considerada se deberán despreciar ***(LRFD – Arto. 3.6.1.3)***.

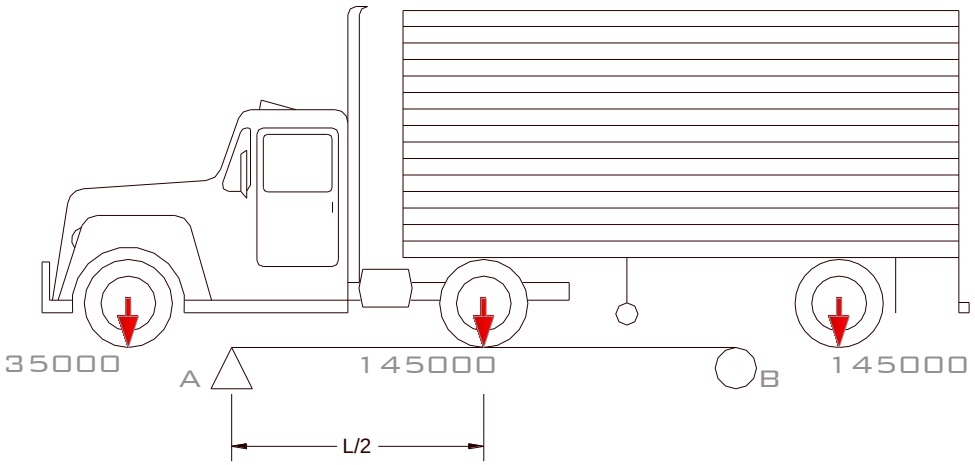


Figura 14: Ubicación del camión de diseño en claro de diseño

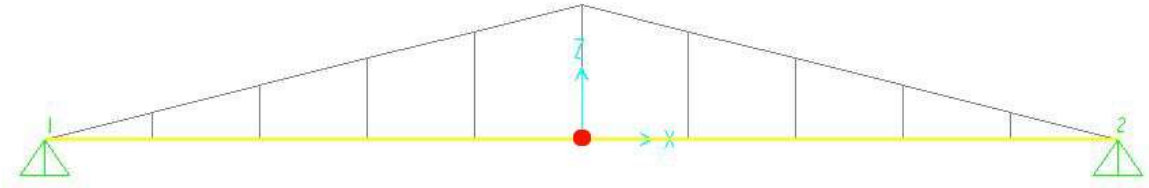


Figura 15: Líneas de Influencia a 0.5L

Las tablas que se muestran a continuación contienen las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes factorados y no factorados, debidos a la carga viva para el Estado Límite de Resistencia. Éstos fueron calculados mediante un programa de análisis estructural, en este caso el **SAP 2000 versión 11.0**.

Tabla 20 - Momentos y cortantes por carga viva (Estado Límite de Resistencia)			
Localización		**Momentos y cortantes por carga viva**	
Localización "X" (mm)		**Cortante V_{LL+IM} (N)**	**Momento M_{LL+IM} (N/mm)**
0.0L	0	-155,987.50	0.00
0.1L	610	-148,896.25	92,989,544.80
0.2L	1220	-141,805.00	181,653,425.00
0.3L	1830	-134,713.75	265,951,644.80
0.4L	2440	-127,622.50	346,004,200.00
0.5L	3050	-120,531.25	421,691,094.00
0.6L	3660	127,622.50	346,004,200.00
0.7L	4270	134,713.75	265,951,644.80
0.8L	4880	141,805.00	181,653,425.00
0.9L	5490	148,896.25	92,989,544.80
1.0L	6100	155,987.50	0.00

Nota: En el disco compacto que se anexa a este trabajo, se explica mediante un breve tutorial la manera en la que se obtuvieron los datos del SAP.

Tabla 21 - Momentos y Cortantes por carga viva afectados por los factores de distribución (Estado Límite De Resistencia)			
Localización		**Momentos y cortantes por carga viva**	
Localización "X" (mm)		**Cortante V_{LL+IM} (N)**	**Momento M_{LL+IM} (N/mm)**
0.0L	0	-82,837.5724	0.0000
0.1L	610	-79,071.7454	43,082,489.3820
0.2L	1220	-75,305.9184	84,160,879.1048
0.3L	1830	-71,540.0914	123,235,169.2611
0.4L	2440	-67,774.2645	160,305,359.7583
0.5L	3050	-64,008.4375	195,371,450.7817
0.6L	3660	67,774.2645	160,305,359.7583
0.7L	4270	71,540.0914	123,235,169.2611
0.8L	4880	75,305.9184	84,160,879.1048
0.9L	5490	79,071.7454	43,082,489.3820
1.0L	6100	82,837.5724	0.000

A continuación se presentan algunos cálculos, referidos a la ***Tabla 21***, para ilustrar el uso de los factores de distribución en combinación con los efectos de fuerza máximos obtenidos del programa estructural:

A una distancia de 610mm **(0.1L)** del apoyo se obtiene la siguiente fuerza cortante:

$V_{LL+IM} = -148{,}896.25N * g_{cortante\ _int.\ R} = -79{,}071.7454N$ ***(Véase Tabla 20)***

A una distancia de 5,490mm **(0.9L)** del apoyo se obtiene el siguiente momento flexionante:

$M_{LL+IM} = 92{,}989{,}544.80N \cdot mm * g_{momento\ _int.\ R}$ ***(Véase Tabla 20)***

$M_{LL+IM} = 43{,}082{,}489.3820N \cdot mm$

2.6.3. Momentos y cortantes por carga viva para una viga típica (Estado Límite de Fatiga)

Para una viga simplemente apoyada con un tramo (L) cargado, y según lo especificado en el ***LFRD - Arto. 3.6.1.4.1*** la carga de Fatiga será un camión de diseño con una separación constante de 9,000mm entre los ejes de 145,000N.

A la carga de Fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica según lo especificado el ***LRFD – Arto. 3.6.2***, y el 25% que estipula el MTI.

Incremento por carga dinámica *(Fatiga)*, **IM**, es: 0.15 ***(LRFD - Tabla 3.6.2.1-1)***

Cargas de rueda		Cargas de rueda factoradas
P_1 *(N)* =	35,000	50,312.50
P_2 *(N)* =	145,000	208,437.50
P_3 *(N)* =	145,000	208,437.50

Los resultados de las siguientes tablas también fueron calculados con el programa de análisis estructural, **SAP 2000 versión 11.0**.

Tabla 22 - Momentos y Cortantes por carga viva (Estado Límite De Fatiga)			
Localización		**Momentos y cortantes por carga viva**	
Localización "X" (mm)		**Cortante V_{LL+IM} (N)**	**Momento M_{LL+IM} (N/mm)**
0.0L	0	-104,218.75	0.0
0.1L	610	-104,218. 75	63,573,437.5
0.2L	1220	-104,218. 75	127,146,875.0
0.3L	1830	-104,218. 75	190,720,312.5
0.4L	2440	-104,218. 75	254,293,750.0
0.5L	3050	-104,218. 75	317,867,188.0
0.6L	3660	104,218. 75	254,293,750.0
0.7L	4270	104,218. 75	190,720,312.5
0.8L	4880	104,218. 75	127,146,875.0
0.9L	5490	104,218. 75	63,573,437.5
1.0L	6100	104,218. 75	0.0

Nota: En el disco compacto que se anexa a este trabajo, se explica mediante un breve tutorial la manera en la que se obtuvieron los datos del SAP.

Tabla 23 - Momentos y Cortantes por carga viva afectados por los factores de distribución (Estado Límite De Fatiga)			
Localización		**Momentos y cortantes por carga viva**	
Localización "X" (mm)		**Cortante V_{LL+IM} (N)**	**Momento M_{LL+IM} (N/mm)**
0.0L	0	-46,121.3679	0.000
0.1L	610	-46,121.3679	24,544,891.7708
0.2L	1220	-46,121.3679	49,089,783.5417
0.3L	1830	-46,121.3679	73,634,675.3125
0.4L	2440	-46,121.3679	98,179,567.0834
0.5L	3050	-46,121.3679	122,724,459.0473
0.6L	3660	46,121.3679	98,179,567.0834
0.7L	4270	46,121.3679	73,634,675.3125
0.8L	4880	46,121.3679	49,089,783.5417
0.9L	5490	46,121.3679	24,544,891.7708
1.0L	6100	46,121.3679	0.000

A continuación se presentan algunos cálculos, referidos a la ***Tabla 23***, para ilustrar el uso de los factores de distribución en combinación con los efectos de fuerza máximos obtenidos del programa estructural:

A una distancia de 610mm **(0.1L)** del apoyo se obtiene ***(Véase Tabla 22)***:

$$V_{LL+IM} = -104{,}218.75N * g_{cortante\ _int.\ F} = -46{,}121.3679N$$

A una distancia de 5,490mm **(0.9L)** del apoyo se obtiene ***(Véase Tabla 22)***:

$$M_{LL+IM} = 63{,}573{,}437.5N \cdot mm * g_{momento\ _int.\ F} = 24{,}544{,}891.7708N \cdot mm$$

2.7. Cálculo de los efectos por cargas combinadas

Tabla 24 - Combinaciones de carga y factores de carga (*LRFD – Tabla 3.4.1-1 & Tabla 3.4.1-2.*)							
Estado Límite	**Factores de Carga**						
	DC	DW	LL	IM	WS	WL	EQ
Resistencia I	1.25	1.5	1.75	1.75	--	--	--
Servicio II	1.00	1.00	1.30	1.30	--	--	--
Fatiga	--	--	0.75	0.75	--	--	--

Las abreviaciones usadas en la ***Tabla 24*** están definidas en el ***LRFD – Arto. 3.3.2***.

Una vez establecidas las combinaciones de carga, los factores de carga, las propiedades de la sección, y calculados todos los efectos de carga, se deben combinar los efectos de esfuerzo para cada Estado Límite aplicable al diseño.

Modificador de carga "η_i" = 0.9975 ***(Véase Acápite 1.2.1)***

El máximo momento positivo (localizado a 0.5L) para el Estado Límite de Resistencia I se calcula como sigue:

$$M_{DC} = M_{Cubierta\ c} + M_{Cartela} + M_{Cubiert\ as} + M_{Pp_Viga} + M_{Baranda}$$

$$M_{DC} = 54{,}654{,}304.1544 N \cdot mm$$ ***(Véase Tabla 16)***

$$M_{DW} = M_{Superficie\ _D} = 9{,}317{,}827.323 N \cdot mm$$ ***(Véase Tabla 16)***

$$M_{LL+IM} = 195{,}371{,}450.7817 N \cdot mm$$ ***(Véase Tabla 21)***

$$M_{Total} = Q = \eta_i [1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}]$$ ***(Véase Tabla 24)***

$$M_{Total} = Q = 423{,}134{,}173.3946 N \cdot mm$$

El esfuerzo máximo generado en la parte superior de la viga *(localizado a 0.5L)* en el Estado Límite de Resistencia I se calcula como sigue:

- Carga muerta en la sección no compuesta:

$M_{CM_nc} = M_{Cubiert\ a_C} + M_{Cartela} + M_{Cubiert\ a_S} + M_{Pp_Viga}$ ***(Véase Tabla 16)***

$M_{CM_nc} = 45{,}592{,}379.7256 N \cdot mm$

$S_{Sup.\ Viga} = 6{,}822{,}744.4\ mm^3$ ***(Véase Tabla 12)***

$$f_{CM_nc} = \frac{-M_{CM_nc}}{S_{Sup.\ Viga}} = -6.6824\ {}^{N}/_{mm^2} \ldots Esfuerzo$$

- Carga muerta de barandas *(compuesto 3n)*:

$M_{Baranda} = 9{,}061{,}924.4288 N \cdot mm$ ***(Véase Tabla 16)***

$S_{Sup.\ Viga_3n} = 16{,}576{,}144.86 mm^3$ ***(Véase Tabla 12)***

$$f_{Baranda} = \frac{-M_{Baranda}}{S_{Sup.\ Viga_3n}} = -0.5467\ {}^{N}/_{mm^2} \ldots Esfuerzo$$

- Carga muerta de superficie de desgaste *(compuesto 3n)*:

$M_{Superficie\ _D} = 9{,}317{,}827.3226 N \cdot mm$ ***(Véase Tabla 16)***

$S_{Sup.\ Viga_3n} = 16{,}576{,}144.86 mm^3$ ***(Véase Tabla 12)***

$$f_{Superficie\ _D} = \frac{-M_{Superficie\ _D}}{S_{Sup.\ Viga_3n}} = -0.5621\ {}^{N}/_{mm^2} \ldots Esfuerzo$$

- Carga viva (HL-93) + IM *(Compuesto n)*:

$M_{LL+IM} = 195{,}371{,}450.7817 N \cdot mm$ ***(Véase Tabla 21)***

$S_{Sup.\ Viga_n} = 45{,}453{,}728.35mm^3$ ***(Véase Tabla 12)***

$$f_{LL+IM} = \frac{-M_{LL+IM}}{S_{Sup.\ Viga_n}} = -4.2982\ {}^{N}/_{mm^2} \ldots Esfuerzo$$

Multiplicando los esfuerzos, anteriormente calculados, por sus respectivos factores de carga y añadiendo ese resultado a la siguiente combinación de esfuerzos para el Estado Límite de Resistencia I, se obtiene:

$$f_{Res.I} = \eta_i\left[1.25f_{CM_{nc}} + 1.25f_{Baranda} + 1.5f_{Superfici\ e_D} + 1.75f_{LL+IM}\right]$$

$f_{Res.I} = -17.3580\ {}^{N}/_{mm^2}$ ***(Véase Tabla 24)***

El esfuerzo generado en la parte superior de la viga para *(localizado a 0.5L)* en el Estado Límite de Fatiga es:

$M_{LL+IM} = 122{,}724{,}459.0473N \cdot mm$ ***(Véase Tabla 23)***

$S_{Sup.\ Viga_n} = 45{,}453{,}728.35mm^3$ ***(Véase Tabla 12)***

$$f_{LL+IM} = \frac{-M_{LL+IM}}{S_{Sup.\ Viga_n}} = -2.7000\ {}^{N}/_{mm^2} \ldots Esfuerzo$$

Los esfuerzos generados en la parte inferior de la viga y en la parte superior de la losa se obtienen siguiendo el mismo procedimiento explicado anteriormente. De igual forma seguir el método para calcular los momentos y cortantes factorados para los Estados Límites de Servicio II y Fatiga.

En las dos tablas siguientes se resumen los efectos de cargas combinadas:

Tabla 25 - Efectos de cargas combinadas en la zona de máximo momento positivo				
Resumen De Valores Sin Factorar				
Carga	**Momento (N•mm)**	**$f_{Inf.\ Viga}$ (N/mm^2)**	**$f_{Sup.\ Viga}$ (N/mm^2)**	**$f_{Sup.\ Losa}$ (N/mm^2)**
CM no compuesta	45,592,379.7256	6.6824	-6.6824	0.0000
CM Barandas	9,061,924.4288	1.0554	-0.5467	-1.1997
CM Superficie de desgaste	9,317,827.3226	1.0852	-0.5621	-1.2336
CV - HL-93	195,371,450.7817	20.0035	-4.2982	-14.2043
CV - Fatiga	122,724,459.0473	12.5654	-2.7000	-8.9226
Resumen De Valores Factorados				
Estados Límites	**Momento (N•mm)**	**$f_{Inf.\ Viga}$ (N/mm^2)**	**$f_{Sup.\ Viga}$ (N/mm^2)**	**$f_{Sup.\ Losa}$ (N/mm^2)**
Resistencia I	423,134,173.3946	46.1904	-17.3580	-28.1371
Servicio II	317,160,129.9494	34.7405	-13.3455	-20.8467
Fatiga	91,813,235.9248	9.4005	-2.0199	-6.6752

Para los Estados Límites de Servicio II y Fatiga, referirse también a la ***Tabla 24*** *(Combinaciones de cargas y Factores de carga)* presente en este documento.

Tabla 26 - Efectos De Cargas Combinadas En La Zona De Máximo Cortante Positivo	
Resumen De Valores Sin Factorar	
Carga	**Cortante (N)**
CM no compuesta	29,896.6424
CM Barandas	5,942.2455
CM Superficie de desgaste	6,110.0507
CV - HL-93	82,837.5724
CV - Fatiga	46,121.3679
Resumen De Valores Factorados	
Estados Límites	**Cortante (N)**
Resistencia I	198,432.1141
Servicio II	149,263.6883
Fatiga	34,504.5483

2.8. Criterios para la deflexión

Para el cálculo de la deflexión se debe utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la Combinación de Cargas de Servicio I, como sigue:

1.0 (LL+IM)…*LRFD – Tabla 3.4.1-1*

La superestructura del puente contempla cargas vehiculares y peatonales; por lo tanto, la máxima deflexión permitida es:

Δ_{LL+IM} = L / 1000… *LRFD – Arto. 2.5.2.6.2* L= L_{Claro} = 6,100mm

Δ_{LL+IM} = 6.1mm

Carga para la Evaluación Opcional de la Deflexión por Sobrecarga:

Las máximas deflexiones se basan en la sección compuesta. En el cálculo de las deflexiones, debidas tanto al camión de diseño como a la carga del carril, se utilizará la Sección Compuesta a corto plazo, n, puesto que proporciona el mayor momento de inercia a la sección. ***(Véase Tabla 12)***

La deflexión debida a la carga del carril de diseño se calcula como sigue:

$$\Delta_{Carril} = \frac{(5)(W_{Carril})(L^4)}{(384)(E_s)(I_{(n)})} = 0.2214mm$$

$I_{(n)}$ = 4,733,378,784.645mm^4…Momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo n. ***(Véase Tabla 12)***

W_{Carril} = (9.3N/mm) (1.25) = 11.625N/mm… ***(LRFD - Arto.3.6.1.2.4)***

Si el propietario demanda el criterio optativo referente a la deflexión por sobrecarga especificado en el ***LRFD – Arto. 2.5.2.6.2***, la deflexión se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores ***(LRFD - Arto. 3.6.1.3.2)***:

- La deflexión debida al camión de diseño solamente:

$g_{\Delta} = 0.300 Carriles$ ***(Véase Acápite 2.6.1.3)***

$\Delta_{Camión} = 1.4332mm$ ***(Véase APÉNDICE B)***

$\Delta_{máx.1} = g_{\Delta} * \Delta_{Camión} = 0.4300mm < \Delta_{LL+IM}$ $\boldsymbol{Ok}$!!

- La deflexión debida al 25 por ciento del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril es:

$\Delta_{máx.2} = (0.25\Delta_{máx.1}) + (g_{\Delta} * \Delta_{Carril}) = 0.1739mm < \Delta_{LL+IM}$ $\boldsymbol{Ok}$!!

Entonces, la deflexión es: $Máx.(\Delta_{máx.1}; \Delta_{máx.2}) \twoheadrightarrow \Delta_{máx.} = 0.4300mm$

Por tanto: **¡La sección sí es adecuada por deflexión!**

2.9. Cálculo de la capacidad de momento plástico

El momento plástico de una sección compuesta en flexión positiva se determina de la siguiente manera ***(LRFD - Arto. D6.1)***:

d. Se calculan los esfuerzos en los elementos de la sección compuesta *(el alma, los patines y la losa de concreto):*

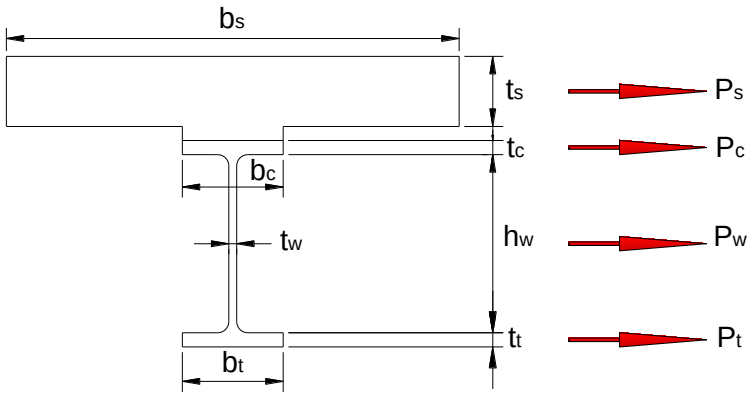


Figura 16: Capacidad de momento plástico

- Para el patín en tensión:

$F_{yt} = 250.0MPa \qquad b_t = 289.560mm \qquad t_t = 40.386mm$

$P_t = F_{yt} * b_t * t_t = 2{,}923{,}542.54N$

- Para el alma:

$F_{yw} = 250.0MPa \qquad h_w = 508.0mm \qquad t_w = 22.606mm$

$P_w = F_{yw} * h_w * t_w = 2{,}870{,}962N$

- Para el patín en compresión:

$F_{yc} = 250.0MPa \qquad b_c = 289.560mm \qquad t_c = 40.386mm$

$P_c = F_{yc} * b_c * t_c = 2{,}923{,}542.54N$

- Para la losa:

Véase ***LRFD - Arto. D6.1***.

$f'_c = 28.0MPa \qquad b_s = 1{,}300mm \qquad t_{s1} = 200mm$

$P_s = 0.85f'_c * b_s * t_s = 6{,}188{,}000N$

b. Se localiza el eje neutro plástico a partir de los elementos determinados en el inciso "a"

Nota: Las fuerzas en la armadura longitudinal se pueden despreciar de manera conservadora. Para hacerlo, en las ecuaciones que aparecen en el ***LRFD - Tabla D6.1-1*** P_{rb} y P_{rt} se igualarán a cero.

Localización del eje neutro plástico ***(LRFD - Tabla D6.1-1)***:

- Caso I – En el alma:

$P_t + P_w \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$ Donde: P_{rb} & $P_{rt} = 0.0N$

$5{,}794{,}504.540N < 9{,}111{,}542.540N$

Por tanto: **¡El eje neutro plástico no está en el alma!**

- Caso II – En el patín superior:

$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$

$8{,}718{,}047.080N > 6{,}188{,}000N$

Por tanto: **¡El eje neutro plástico sí está en el patín superior!**

De no haber cumplido en el caso II, se debió seguir analizando los casos restantes propuestos en la ***LRFD - Tabla D6.1-1***.

c. Se calcula el Mp usando las ecuaciones correspondientes al caso que aplicó en el inciso anterior *(LRFD - Tabla D6.1-1)*.

- Localización del eje neutro plástico (Y):

$$Y = \left(\frac{t_c}{2}\right)\left[\frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1\right] = 17.4751mm$$

- Cálculo de las distancias de los elementos de fuerzas (centroide) hacia el eje neutro plástico.

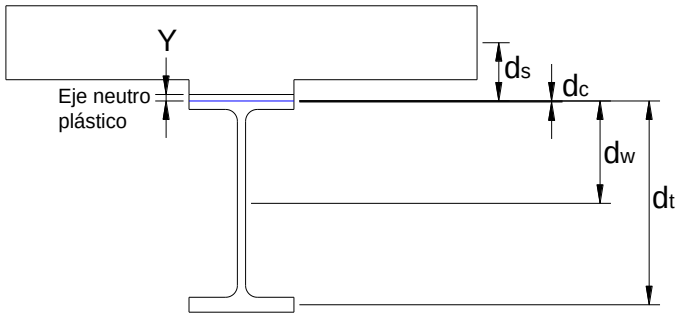


Figura 17: Distancias de los elementos de fuerzas (centroide) hacia el eje neutro plástico

❖ Distancia entre el eje neutro plástico y la mitad del espesor del tablero de hormigón (d_s):

$$t_s = t_{s1} = 200mm \qquad t_h = 40mm \qquad d_s = Y + t_h + \left({t_s}/{2}\right) = 157.4751mm$$

❖ Distancia entre el eje neutro plástico y la mitad de la profundidad del alma (d_w):

$$d_w = \left(\frac{h_w}{2}\right) + (t_c - Y) = 276.9109mm$$

❖ Distancia entre el eje neutro plástico y la mitad del espesor del patín de tracción (d_t):

$$d_t = \left(\frac{t_t}{2}\right) + h_w + (t_c - Y) = 551.1039mm$$

- Cálculo del Momento Plástico:

$$M_P = \frac{P_c}{2t_c}[Y^2 + (t_c - Y)^2] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t]$$

$$M_P = 3{,}386{,}700{,}749.3297 N \cdot mm$$

2.10. Determine si la sección es compacta o no compacta *(LRFD – Arto. 6.10.6.2.2)*

Para que la sección sea considerada Compuesta – Compacta, ésta debe satisfacer los siguientes requisitos ***(LRFD – Arto. 6.10.6.2.2)***:

- La tensión de fluencia mínima especificada de los patines no excede 485 Mpa: F_{yt} & $F_{yc} = 250.0 MPa < 485 MPa$ ... $\boldsymbol{Ok}$!!

- El alma debe ser proporcionada sin rigidizadores longitudinales ***(LRFD - Arto. 6.10.2.1.1)***: El alma de la viga que se está diseñando no contiene rigidizadores longitudinales, por tanto, **este requisito se considera satisfecho**.

- La sección satisface el límite de esbeltez del alma ***(LRFD – Arto. 6.10.6.2.2)***.

La profundidad del alma en compresión en el momento plástico, D_{cp}, es igual a cero ***(LRFD - Arto. D6.3.2)***.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}} = 0.0 < 106.3489 \ldots \boldsymbol{Ok}!!¡\ \boldsymbol{Por\ tanto\ la\ sección\ es\ compacta}!$$

2.11. Diseño por flexión - Estado Límite de Resistencia

El momento de fluencia, $\mathbf{M_y}$, se obtiene de la siguiente manera ***(LRFD – Arto. D6.2.2)***:

- Se calcula el momento M_{D1} provocado por la carga permanente *(0.5L)* mayorada aplicada antes que el tablero de hormigón se haya endurecido o vuelto compuesto. Este momento se deberá aplicar a la sección de acero.

Nota: M_{D1} debe ser afectado por el factor de carga correspondiente (γ_i).

$\gamma_i = 1.25$…DC ***(Véase Tabla 24)***

$$M_{D1} = 1.25\left(M_{Cubierta\ c} + M_{Cartela} + M_{Cubiert\ a_S} + M_{Pp_Viga}\right)$$ ***(Véase Tabla 16)***

$$M_{D1} = 56{,}990{,}474.6569N \cdot mm$$

- Se calcula el momento M_{D2} provocado por el resto de la carga permanente *(0.5L)* mayorada. Éste momento se debe aplicar a la sección compuesta a largo plazo.

Nota: M_{D2} debe ser afectado por el factor de carga correspondiente (γ_i).

$\gamma_i = 1.25$…DC; 1.50…DW ***(Véase Tabla 24)***

$$M_{D2} = (1.25M_{Baranda}) + \left(1.5M_{Superficie\ _D}\right)$$ ***(Véase Tabla 16)***

$$M_{D2} = 25{,}304{,}146.5199N \cdot mm$$

- Se calcula el momento adicional M_{AD} que se debe aplicar a la sección compuesta a corto plazo para provocar la fluencia nominal en cualquiera de los patines de acero.

- Para el patín en tensión:

Módulos de sección (Véase *Tabla 12*)			
Patín en tensión	$S_{inf.Viga}$ (mm^3)	S_{NC}	6,822,744.47
		S_{ST}	8,586,128.77
		S_{LT}	9,766,878.21

$$M_{AD_T} = \left[S_{ST} * \left(F_{yt} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}}\right)\right] = 2{,}331{,}352{,}761.8089 N \cdot mm$$

Momento de fluencia en el patín de tensión *(M_{yt}):*

$$M_{yt} = \eta_i\left(M_{D1} + M_{D2} + M_{AD_T}\right) = 2{,}407{,}613{,}264.5283 N \cdot mm$$

- Para el patín en compresión:

Módulos de sección (*Véase Tabla 12*)			
Patín en compresión	$S_{sup.Viga}$ (mm^3)	S_{NC}	6,822,744.47
		S_{ST}	16,576,144.86
		S_{LT}	45,453,728.35

$$M_{AD_C} = \left[S_{ST} * \left(F_{yc} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}}\right)\right] = 10{,}914{,}369{,}564.5611 N \cdot mm$$

Momento de fluencia en el patín de compresión *(M_{yc})*:

$$M_{yc} = \eta_i\left(M_{D1} + M_{D2} + M_{AD_C}\right) = 10{,}969{,}172{,}525.2736 N \cdot mm$$

Entonces, el momento de fluencia, **M_y**, se tomará como el menor valor calculado:

$$M_y = Min.\left(M_{yt}, M_{yc}\right) \Rightarrow M_y = M_{yt} = 2{,}407{,}613{,}264.5283 N \cdot mm$$

Resistencia nominal a la flexión *(LRFD – Arto. 6.10.7.1.2):*

$D_p = t_{s1} + t_h + Y = 257.4751mm$ ***(Véase Acápite 2.9)***

$D_t = H_{TSCOMP.} = 828.7720mm$ ***(Véase Acápite 2.4)***

$M_P = 3{,}386{,}700{,}749.3297N \cdot mm$

(Véase Acápite 2.9)

Si $D_p \leq 0.1D_t$, entonces: $M_n = M_p$

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

Para este diseño, $M_n = 2{,}887{,}265{,}896.8587N \cdot mm$

A continuación se verificación requisito de ductilidad establecido en el ***LRFD – Arto. 6.10.7.3***: $D_p \leq 0.42D_t \Rightarrow 257.4751mm < 348.0842mm$ ... $\boldsymbol{Ok}$!!

La resistencia a la flexión factorada, M_r, se calcula como sigue:

Φ_f = 1.0…*Adimensional*…Factor de resistencia a flexión ***(LRFD – Arto. 6.5.4.2)***

$M_r = \phi_f * M_n = 2{,}887{,}265{,}896.8587N \cdot mm$

La resistencia a la flexión se verifica a como se muestra a continuación:

$\sum \eta_i\gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \ldots Para\ este\ caso: \sum \eta_i\gamma_i M_i \leq M_r$

$\sum \eta_i\gamma_i M_i = 423{,}134{,}173.3946N \cdot mm$

$423{,}134{,}173.3946N \cdot mm < 2{,}887{,}265{,}896.8587N \cdot mm$ ... $\boldsymbol{Ok}$!! ***(Véase Tabla 25)***

Entonces, **¡La sección si es adecuada por flexión!**

2.12. Diseño por cortante - Estado Límite de Resistencia

Para este diseño el cortante máximo es generado en el estribo. Por lo tanto, los cálculos requeridos para diseño por cortante que se presentan a continuación son únicamente para la sección de diseño de la viga en el estribo.

Nota: El alma de la sección de viga que se está diseñando, no está rigidizada. ***(Véase APÉNDICE B)***

- Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte *(C)*. ***(LRFD - Arto. 6.10.9.3.2)***

$D = h_w = 508.0mm \quad t_w = 22.606mm \quad F_{yw} = 250.0MPa \quad E_s = 200{,}000MPa$

$k = 5.0\ (\boldsymbol{LRFD - Arto.6.10.9.2})$

$$Si\ \frac{D}{t_w} \leq 1.12\sqrt{\frac{E_s k}{F_{yw}}}, Entonces: C = 1.0 \Rightarrow \frac{508.0}{22.606} < 1.12\sqrt{\frac{(200{,}000)(5.0)}{250.0}} \ldots \boldsymbol{Ok!!}$$

Por tanto C = 1.0

- Esfuerzo cortante plástico *(V_p)* ***(LRFD - Arto. 6.10.9.2)***

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w = 1{,}665{,}157.96N$$

- Resistencia nominal al corte (V_n). ***(LRFD - Arto. 6.10.9.3.3)***

$$V_n = V_{cr} = CV_p = 1{,}665{,}157.96N$$

- Resistencia al corte (V_r). ***(LRFD - Arto. 6.10.9.1)***

Φ_v = 1.0…Adimensional…Factor de resistencia al corte ***(LRFD – Arto. 6.5.4.2)***

En el Estado Límite de Resistencia las almas deberán satisfacer:

$V_r = \phi_v V_n = 1{,}665{,}157.96N$

- Verificación de la resistencia al corte

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \ldots Para\ este\ caso: \sum \eta_i \gamma_i V_i \leq V_r$$

$$\sum \eta_i \gamma_i V_i = 198{,}432.1141N$$

Comprobando: $198{,}432.1141N < 1{,}665{,}157.960N$ ... $\boldsymbol{Ok}$!! ***(Véase Tabla 26)***

Entonces, **¡La sección sí es adecuada por cortante!**

2.13. Diseño por flexión – Estado Límite de Servicio

La viga debe ser verificada por flexión en el Estado Límite de Servicio; esto con el objetivo de evitar que las cargas de tráfico esperadas provoquen deflexiones permanentes objetables que pudieran afectar la transitabilidad.

Se chequeará en el Estado Límite de Servicio II, el cual describe la siguiente combinación de carga:

$Q = \eta_i[1.0(DC + DW) + 1.3(LL + IM)]$ ***(LRFD - Tabla 3.4.1-1)***

Para que la viga sea considerada apta por flexión en el Estado Límite de Servicio, los patines deben satisfacer los siguientes requisitos ***(LRFD – Arto. 6.10.4.2.2)***:

- Para el patín superior de las secciones compuestas:

$$f_f \leq 0.95 R_h F_{yf} \Rightarrow -13.3455 \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2} < (0.95 * 1.0 * 250) \ldots \mathbf{Ok}!!$$

$f_f(patín\ sup.) = f_{sup.\ viga} = -13.3455\mathrm{N/mm^2}$ ***(Véase Tabla 25)***

$R_h = 1.0$ ***(LRFD – Arto. 6.10.1.10.1)***

$F_{yf} = F_{yc} = F_{yt} = 250MPa$ ***(Véase Tabla 10)***

- Para el patín inferior de las secciones compuestas:

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95R_hF_{yf} \Rightarrow 34.7405\ \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm^2}} < (0.95 * 1.0 * 250) \ldots \mathbf{Ok!!}$$

$$f_l = 0.0MPa \ldots \boldsymbol{LRFD - Arto.6.10.1.6}$$

$f_f(patín\ inf.) = f_{inf.\ viga} = 34.7405\mathrm{N/mm^2}$ ***(Véase Tabla 25)***

- Para ambos patines de acero de las secciones no compuestas:

Este requisito no será evaluado porque en el presente diseño la sección se consideró compuesta.

En conclusión, la viga satisface los requerimientos de flexión en el Estado Límite de Servicio II.

CAPÍTULO III. DISEÑO DE APOYOS

En el presente trabajo se realiza el diseño de un apoyo elastomérico con acero de refuerzo interno, aplicando la Norma **AASHTO - LRFD 2007**. El apoyo a diseñar corresponde al puente mixto *(acero y concreto)* de claro simple "puente Los Ángeles".

3.1. Criterios de diseño

- Cortante por carga muerta para el Estado Límite de Servicio I

$$DW = 2.003\frac{N}{mm}$$

$$DC = 19.179\frac{N}{mm}$$

$$W = DC + DW = 21.182N/mm$$

Nota: Los pesos DC y DW corresponden a la viga con mayor carga muerta ***(Véase APÉNDICE B)***

Entonces: $CCM_{Serv.} = \frac{WL_{claro}}{2} = 64{,}605.100N$

- Cortante por Carga viva para el Estado Límite de Servicio I (incluyendo IM y el 25 % estipulado por el MTI)

$CCV_{Serv.} = 155{,}987.50N$ ***(Véase Tabla 20)***

- Rotación debido a la carga muerta y la carga viva:

Las rotaciones por carga viva son típicamente menores de 0.005 radianes, pero la rotación total debido a la fabricación y tolerancias para asientos, apoyos, y vigas pueden ser significativamente más grandes que esto. Por lo tanto, la

rotación total de diseño se encuentra sumando rotaciones debido a las cargas muerta y viva y agregando incrementos para los efectos de calidad de perfil y tolerancias ***(LRFD - C14.4.2)***.

$\theta_s = \theta_L + \theta_D = 0.00692 Radianes$ ***(LRFD - C14.4.2)***

- Rotación, para el Estado Límite de Servicio I, debido a la carga total sobre el eje transversal:

$\theta_{s,x} = \theta_s + 0.005 = 0.01192 Radianes$ ***(LRFD - C14.4.2)***

- Mínima fuerza vertical en el Estado Límite de Resistencia debido a las cargas permanentes:

P_{sd}, es la mínima fuerza vertical en el Estado Límite de Resistencia debido a las cargas permanentes. Como bien se menciona, es la mínima fuerza, por lo tanto, se debe utilizar la combinación de carga en el Estado Limite de Resistencia I, pero con los mínimos factores de carga.

$$P_{sd} = 0.9\left(W_{DC} * \frac{L}{2}\right) + 0.65\left(W_{DW} * \frac{L}{2}\right) = 56{,}617.3025N$$

3.2. Tipo óptimo de apoyo

El ***LRFD - Tabla 14.6.2-1*** puede usarse como una guía cuando se comparan los diferentes sistemas de apoyo. Para este diseño el tipo de apoyo más práctico seleccionado (Se considera el movimiento, rotación y resistencia a las cargas) es un **apoyo elastomérico con placas de acero reforzado**.

3.3. Propiedades preliminares del apoyo

Tabla 27 - Propiedades preliminares del Apoyo		
Longitud de la almohadilla (L)	289.56	mm
Ancho de la almohadilla (W)	300	mm
Espesor de recubrimiento de elastómero ($h_{recub.}$)	9	mm
Espesor de la capa interna del elastómero ($h_{interior.}$)	12	mm
Número de capas de acero de refuerzo ($N°_{capas\text{-}ref.}$)	6	Capas
Espesor del acero de refuerzo ($h_{refuerzo.}$)	3	mm

Tabla 28 - Propiedades del material		
Dureza del Elastómero ($H_{Shore(A)}$) ***(LRFD - Arto. 14.7.5.2 & 14.7.6.2)***	50	Adim.
Módulo de corte del Elastómero (G) ***(LRFD Arto. 14.7.5.2 & 14.7.6.2)***	0.66	Mpa
Deflexión del Flujo plástico del Elastómero en 25 años dividida por la deflexión instantánea(C_d) ***(LRFD - Tabla 14.7.6.2-1)***	0.25	Adim.
Tensión de fluencia del acero (F_y)	250	Mpa

El módulo de cortante del elastómero en 23 °C deberá ser usado como la base para el diseño. ***(LRFD – Tabla 14.7.6.2-1)***.

3.4. Método de diseño *(LRFD - Arto. 14.7.5.1 y LRFD - C14.7.5.1)*

El método seleccionado para este diseño, es el método **"A"**, el cual está descrito en el ***LRFD - Arto.14.7.6***.

3.5. Cálculo del factor de forma *(LRFD - Arto. 14.7.6.1)*

- Recubrimiento del elastómero:

$$h_{recub.} = 9.0mm \qquad h_{interior} = 12.0mm$$

$$h_{recub.} \leq 70\%\ h_{interior} \ \ldots Ok!!$$

- Capa interna del elastómero:

Las capas internas del elastómero tienen el mismo espesor *(12.0mm)*, por tanto este requisito se considera satisfecho…**Ok!**!

El apoyo elastomérico está formado por capas interiores y exteriores, por lo tanto, se debe calcular el factor de forma para ambas capas, tal como se muestra a continuación:

- Factor de Forma para el recubrimiento de las capas superiores e inferiores *(Para apoyos rectangulares sin agujeros)*:

$$S_{(recub\,.)} = \frac{L * W}{2h_{recub\,.}(L + W)} = 8.1858\ adimensional$$

- Factor de Forma para las capas interiores *(Para apoyos rectangulares sin agujeros)*:

$$S_{(interior\ )} = \frac{L * W}{2h_{interior}\ (L + W)} = 6.1393\ adimensional$$

3.6. Verificación de los esfuerzos compresivos

El esfuerzo compresivo se calcula como sigue:

$CCM_{Serv.} = 64{,}605.100N$ $\qquad$ $CCV_{Serv.} = 155{,}987.50N$

$L = 289.56mm$ $\qquad$ $W = 300.0mm$

$$\sigma_s = \frac{CCM_{Serv.} + CCV_{Serv.}}{L * W} = 2.5394MPa$$

Verificación del esfuerzo compresivo *(LRFD – Arto. 14.7.6.3.2)*:

$\sigma_s \leq 7.0MPa \Rightarrow 2.5394 < 7.0 \ldots \boldsymbol{Ok}!!$

$\sigma_s \leq 1.0GS \Rightarrow 2.5394 < 1.0GS \ldots \boldsymbol{Ok}!!$

$S = S_{interior} = 6.1393$ *(Factor de forma de la capa más gruesa del apoyo)*

$G = 0.66 \ldots Módulo\ de\ corte\ del\ elastómero$

3.7. Verificación de la deflexiones compresivas

Véase ***LRFD - Arto. 14.7.5.3.3***.

Ya que no se cuenta con información específica del elastómero particular a ser usado, el ***LRFD - Figura C14.7.6.3.3-1*** se toma como guía ***(LRFD - C14.7.5.3.3)***.

Basados en la figura antes mencionada y considerando apoyos reforzados de Dureza 50, e igualmente usando el esfuerzo compresivo calculado de **2.5394 MPa**, y el factor de forma calculado *(correspondiente a la capa más gruesa del elastómero)* de **6.1393** obtenemos una deformación unitaria compresiva de **2.085%**.

Número de capas internas del elastómero:

$N°_{capas\ -int.} = N°_{capas\ -ref.} - 1 = 6 - 1 = 5\ Capas$

Deflexión instantánea:

$h_{recub.} = 9.0mm$ $h_{interior.} = 12.0mm$

$\delta_{inst.} = (2 * \varepsilon_i * h_{recub.}) + (N°_{capas\ -int.} * \varepsilon_i * h_{interior}) = 1.6263mm$

Los efectos de flujo plástico también deben ser considerados. El valor de la **deflexión del flujo plástico** es como sigue:

$\delta_{flujo} = \delta_{inst.} * c_d = 0.4066mm$ $\qquad$ $c_d = 0.25$ ***(Véase Tabla 28)***

Una vez obtenidos los valores de deflexión instantánea y deflexión del flujo plástico, se procede al cálculo de la deflexión total:

$\delta_{total} = \delta_{inst.} + \delta_{flujo} = 2.0329mm$

El requisito especificado en el ***LRFD - Arto. 14.7.6.3.3***, será verificado usando la deflexión calculada para el Estado Límite de Servicio incluyendo incremento por carga dinámica. Si la deflexión compresiva es mayor que 0.07 h_{ri}, entonces la deflexión sin incremento por carga dinámica necesitaría ser calculada.

$\delta_{int.(capa)} = \varepsilon_i h_{interior} \leq 0.07h_{ri} \Rightarrow \delta_{int.(capa)} = \varepsilon_i h_{interior} \leq 0.07h_{interior}$ ... $\boldsymbol{Ok}$!!

3.8. Verificación de la deformación de corte

La deformación de corte es verificada para asegurar que el apoyo es capaz de permitir movimientos horizontales anticipados del puente. También, la deformación de corte es limitada para evitar giros en los bordes y delaminación debida a la Fatiga causada por deformaciones de expansión y contracción cíclica. El movimiento horizontal del puente se basará sólo en los efectos térmicos.

El movimiento térmico que controla en este diseño es la contracción ***(Véase Diseño de estribo)***.

El apoyo debe satisfacer: $h_{rt} \geq 2\Delta_s$ ***(LRFD - Arto. 14.7.6.3.4)***

h_{rt} = Espesor total del elastómero

$N°_{capas\ -recub\ .} = 2\ capas$

$h_{rt} = N°_{capas\ -recub\ .} * h_{recub\ .} + N°_{capas\ -int\ .} * h_{interior} = 78mm$

Δ_s = Deformación de corte máximo total del elastómero en el Estado Límite de Servicio

Debido a que el movimiento térmico que controla es la **contracción térmica**, entonces:

$\Delta_s = \gamma_{TU}\ \Delta_{contr\ .} = 3.8540mm$ $\Delta_{contr.}$ = 3.2117mm

$\gamma_{TU} = 1.2$ *(Factor de carga especificado en el **LRFD - Tabla 3.4.1-1**…Para el Estado Límite de Servicio I)*

Por tanto, se cumple satisfactoriamente que: $h_{rt} \geq 2\Delta_s$ ... ***Ok***!!

3.9. Chequeo de la rotación o la compresión y rotación combinada

Debido a que el método de diseño "A" ***(Véase Acápite 3.4)*** fue elegido, entonces no es necesario chequear la combinación de rotación y compresión. Se verificará únicamente la rotación.

Véase ***LRFD - C14.7.6.3.5a***.

3.9.1. Chequeo de la rotación *(LRFD - Arto. 14.7.6.3.5d)*:

La rotación de servicio debido a la carga total sobre el eje longitudinal es insignificante comparada a la rotación de servicio sobre el eje transversal. Por lo tanto, la verificación sobre el eje longitudinal se asumirá que es despreciable y no se calculará para el diseño del apoyo.

3.9.1.1. Chequeo de la rotación sobre el eje transversal:

$S = S_{interior} = 6.1393$ *(Factor de forma de la capa más gruesa de un apoyo elastomérico)*

$h_{ri} = h_{interior} = 12.0mm$

n = número de capas interiores del elastómero

Cuando los espesores de la capa exterior del elastómero son mayores que la mitad del espesor de una capa interior, el parámetro, n, se aumentará en la mitad para cada capa exterior ***(LRFD - Arto. 14.7.6.3.5d)***.

$h_{recub.} = h_{exterior} = 9.0mm$

$\frac{1}{2} h_{interior} = \frac{12}{2} = 6.0mm$

$9.0 > 6.0$ Por tanto, aumentar para el valor de "n" la mitad para cada capa exterior

Entonces, $n = N°_{capas\ -int.} + 0.5 + 0.5 = 6\ capas$

La rotación sobre el eje transversal se verifica como sigue:

$$\sigma_s \geq 0.5GS\left(\frac{L}{h_{ri}}\right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n} \Rightarrow 2.5394MPa > 2.3435MPa \ldots \boldsymbol{Ok}!!$$

3.10. Verificación de la estabilidad *(LRFD – Arto. 14.7.6.3.6)*

- El espesor total de la almohadilla *(h_{total})* no excederá el valor de L/3

$h_{total} = (N°_{capas\ -recub.} * h_{recub.}) + (N°_{capas\ -int.} * h_{interior}) + (N°_{capas\ -ref.} *$
$hrefuerzo=96mm$

$h_{total} \leq \frac{L}{3} \Rightarrow 96.0 < 96.52 \ldots \boldsymbol{Ok}!!$

- El espesor total de la almohadilla *(h_{total})* no excederá el valor de W/3

$h_{total} \leq \frac{W}{3} \Rightarrow 96.0 < 100 \ldots \boldsymbol{Ok}!!$

3.11. Verificación del refuerzo

Véase ***LRFD – C14.7.5.3.7 y LRFD - Arto. 14.7.6.3.7***.

El espesor del acero reforzado, **h_s**, debe satisfacer los siguientes requisitos:

- Para el Estado Límite de Servicio

$h_s \geq \frac{3h_{máx}\sigma_s}{F_y} \Rightarrow 3.0mm > 0.3657mm \ldots \boldsymbol{Ok}!!$

$h_s = h_{refuerzo} = 3.0mm$

$h_{máx} = h_{interior} = 12mm$ *(Espesor de la capa elastomérica más gruesa en el apoyo)*

$F_y = 36000Psi = 250MPa$ *(Tensión de fluencia del acero de refuerzo)*

- Para el Estado Límite de Fatiga

$h_s \geq \frac{2h_{máx}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} \Rightarrow 3.0mm > 0.261mm \ldots \boldsymbol{Ok}!!$

$CCV_{Serv.} = 155{,}987.50N$ *(Cortante por carga viva)*

$\sigma_L = \frac{CCV_{Serv.}}{L * W} = 1.7957MPa$

$\Delta F_{TH} = 165.0MPa$ [Umbral de fatiga de amplitud constante…***LRFD - Tabla 6.6.1.2.5-3***…para categoría **"A"**… ***(LRFD – Arto. 14.7.5.3.7)***]

3.12. Diseño para el anclaje *(LRFD - Arto. 14.7.6.4)*

Para el diseño del anclaje se deben tomar en cuenta los siguientes datos:

- Mínima fuerza vertical en el Estado Límite de Resistencia debido a las cargas permanentes: $P_{sd} = 56{,}617.3025N$

- Número de apoyos: $N°_{Apoyos} = N°_{Vigas} = 4$

- Carga de viento en el estribo de la superestructura: $L_{Viento} = 3050mm$ ***(Referirse a Diseño de Estribo)***

- Máximo esfuerzo cortante de viento en la superestructura: $W_S = 12{,}184.6670N$ ***(Referirse a Diseño de Estribo)***

- Máximo esfuerzo cortante de viento sobre la sobrecarga: $W_L = 4{,}453N$ ***(Referirse a Diseño de Estribo)***

- Profundidad total de la parte superior de la barrera *(o un poste)* a la parte inferior de la viga: $D_{Total} = 1{,}664.5720mm$ ***(Referirse a Diseño de Estribo)***

- Área de viento: $A_{Viento} = 5076944.60mm^2$ ***(Referirse a Diseño de Estribo)***

Teniendo los datos necesarios, ya se puede proceder con el cálculo de la fuerza de corte que controla; en este caso puede ser cualquiera de la Resistencia III o Resistencia V.

- Fuerza de corte factorada por apoyo para Resistencia III ***(LRFD - Arto. 3.4.1)***:

$\gamma_{WS} = 1.40$ ***(LRFD – Tabla 3.4.1-1)*** $\gamma_{WL} = 0.0$ ***(LRFD – Tabla 3.4.1-1)***

$$\Delta_{Viento\ (Resist.\ III)} = \frac{(\gamma_{WS} * W_S) + (\gamma_{WL} * W_L)}{N°_{Apoyos}} = 4{,}264.6335 \approx 4{,}265N$$

- Fuerza de corte factorada por apoyo para Resistencia V***(LRFD - Arto. 3.4.1)***:

$\gamma_{WS} = 0.4$ ***(LRFD – Tabla 3.4.1-1)*** $\gamma_{WL} = 1.0$ ***(LRFD – Tabla 3.4.1-1)***

$$\Delta_{Viento\ (Resist.\ V)} = \frac{(\gamma_{WS} * W_S) + (\gamma_{WL} * W_L)}{N°_{Apoyos}} = 2{,}331.7167 \approx 2{,}332N$$

Entonces la fuerza de corte factorada que controla es:

$$V_{Máx.} = Máx.\left(\Delta_{Viento\ (Resist.\ III)}, \Delta_{Viento\ (Resist.\ V)}\right) = 4265N$$

3.12.1. Verificación de la almohadilla ante el movimiento horizontal (*LRFD - Arto. 14.7.6.4*):

$\frac{1}{5}P_{sd} > V_{Máx.}$ Por tanto, **¡La almohadilla no debe ser asegurada contra el movimiento horizontal!**

3.13. Diseño de anclaje para apoyos fijos

Los apoyos en el estribo son de expansión en la dirección longitudinal pero son fijos en la dirección transversal. Por lo tanto, los apoyos deben ser restringidos en la dirección transversal.

- Factor de Amplificación por tipo de suelo *(S)*:

Zona Sísmica "B" *(Estelí)* Suelo tipo III ***(Arto. 25 RNC-07)***

El factor de amplificación por tipo de suelo, según la ***Tabla 2 del RNC***, es:

$S = 2.2 \ldots adimensional$

- Aceleración máxima del terreno *(a_0)*

Grupo "A" (Estructura esencial - ***RNC - Arto. 20***)

Entonces, la aceleración máxima "a_0" es: $a_0 = 0.2$ ***(Véase Mapa de Isoaceleraciones del Anexo C del RNC)***

Máxima carga transversal horizontal por apoyo:

$CCM_{Serv.} = 64{,}605.100N$ ***(Véase Acápite 3.1)***

$H_{Transv.} = S * a_0 * CCM_{Serv.} = 28{,}426N$

3.13.1. Resistencia al corte de pernos de anclaje

Véase ***LRFD - Arto. 14.8.3.1***.

La resistencia nominal al corte de un perno de alta resistencia o un perno **ASTM A 307** en el Estado Límite de Resistencia en conexiones cuya longitud entre los pasadores extremos medidos paralelos a la línea de acción de la fuerza está menos de 1,270mm se tomará como ***(LRFD - Arto. 6.13.2.7)***:

$R_n = 0.48\, A_b\, F_{ub}\, N_s$ *(Cuando las roscas o hilos son excluidos del plano de corte)*

- Área del perno al diámetro nominal correspondiente *(A_b)* ***(LRFD - Arto. 6.13.2.5)***

Diámetro del perno a usar: $\emptyset_{perno} = 1.0\ Pulg. = 25.4mm$

Se proponen 4 pernos **A 307**.

$$A_b = \frac{\pi \emptyset^2}{4} = 506.7075mm^2$$

- Resistencia a la tensión mínima especificada del perno*:* $F_{ub} = 420\ MPa$ ***(LRFD – Arto. 6.4.3.1)***

- Número de planos de corte por perno*:* $N_s = 4.0$ *(Se asume que hay un solo plano de corte por cada perno)*

Sustituyendo en la ecuación de Resistencia Nominal obtenemos:

$$R_n = (0.48)(506.7075mm^2)(420MPa)(4) = 408{,}608.9111 \approx 408{,}609N$$

Así mismo, la Resistencia real al corte se debe calcular:

$\emptyset_s = 0.65$ (Factor de resistencia para pernos A 307 en corte…***LRFD - Arto. 6.5.4.2***)

$$R_r = \emptyset_s R_n = 265{,}595.8500 \approx 265{,}596N$$

Se debe cumplir que: $R_r \geq H_{Transv.} \Rightarrow 265{,}596N > 28{,}426N$ … ***Ok!!***

3.13.2. Longitud del perno de anclaje

- Esfuerzo en el apoyo *($Esfuerzo_{apoyo}$)*

$\emptyset_b = 0.70$ ***(LRFD – Arto. 5.5.4.2.1)***

$m = 0.75$ *(Factor de modificación. Suposición conservadora…* ***(LRFD – Arto. 14.8.3.1)****)*

$f'_c = 28.0MPa$ *(Resistencia del concreto a la compresión)*

Entonces el esfuerzo en el apoyo es: $Esfuerzo_{apoyo} = \frac{\emptyset_b P_n}{A_1}$

Donde la resistencia al aplastamiento mayorada es: $P_n = 0.85f'_c\, A_1\, m$

Sustituyendo obtenemos: $Esfuerzo_{apoyo} = \emptyset_b\, 0.85f'_c\ m = 12.4950MPa$

- Carga transversal por perno de anclaje *(Carga$_{1perno}$)*

$$Carga_{1perno} = \frac{H_{Transv.}}{N_s} = 7{,}106.50N$$

- Área de perno de anclaje requerida para resistir la carga horizontal transversal *(A$_1$)*

$$A_1 = \frac{Carga_{1perno}}{\left(\frac{Esfuerzo_{apoyo}}{N_s}\right)} = 2{,}274.9900 \approx 2{,}275mm^2$$

El perno de anclaje está embebido dentro de la viga de asiento del pedestal de concreto.

Entonces, la longitud embebida requerida es:

$$L_{embebida\ req.} = \frac{A_1}{\emptyset_{perno}} = 89.5669 \approx 90.0mm$$

Para este diseño se usará una longitud embebida de: $L_{embebida} = 100mm$

3.14. Diseño de la placa de apoyo

La placa del apoyo tiene dimensiones en planta que son ligeramente más grandes que la almohadilla del apoyo para proveer espaciamiento adecuado para la conexión. Generalmente, **1"** es proporcionada en todos los lados.

- Longitud de la placa del apoyo *($L_{placa\ de\ apoyo}$)*

$$L_{placa\ \ de\ apoyo} = L + 25.4mm + 25.4mm = 340.360mm$$

- Ancho de la placa del apoyo *($W_{placa\ de\ apoyo}$)*

Para el ancho de la placa del apoyo se debe tener en cuenta el diámetro del perno **(1.0")** y la distancia libre del mismo hacia la cara de la almohadilla elastomérica y hacia el borde exterior de la placa en la dirección transversal, por lo tanto, en este diseño se propone aumentar en **2½"** más el ancho de la placa.

$$W_{placa\ \ de\ apoyo} = W + 1.0" + 1.0" + 2½" + 2½" = 477.80mm$$

- Longitud de la placa en voladizo *($L_{placa\ en\ voladizo}$)*

La placa del apoyo es asumida para actuar como un voladizo que transporta las presiones de la almohadilla del apoyo a la parte de atrás de la placa.

$$L_{placa\ \ en\ voladizo} = W_{placa\ \ de\ apoyo} - W = 177.80mm$$

- Espesor requerido para la placa de apoyo *($E_{req.}$)*

El espesor requerido de la placa se determina encontrando el espesor de la placa que tiene el suficiente módulo de sección para llevar el momento.

- Momento en la placa en voladizo *($M_{placa\ en\ voladizo}$)*

$\sigma_s = 2.5394MPa$ ***(Véase Acápite 3.6)***

$$M_{placa\ \ en\ voladizo} = \sigma_s * \frac{\left(L_{placa\ \ en\ voladizo}\right)^2}{2} = 40{,}138.8231N \cdot mm/mm$$

- Máximo esfuerzo flexionante admisible *(f_s)*

$F_y = 36000Psi = 250MPa$ ***(Véase Tabla 28)***

$f_s = 0.55F_y = 137.500MPa$

- Módulo de sección requerido *($S_{req.}$)*

$$S_{req.} = \frac{M_{placa\ \ en\ voladizo}}{f_s} = 291.9187mm^3$$

Entonces el espesor requerido para la placa del apoyo es:

$$E_{req.} = \sqrt{6 * S_{req.}} = 41.8511mm$$

El espesor mínimo para placas de apoyos es 38,1 mm (1½"). Cuando un espesor mayor es requerido, éste debe incrementarse en 6.35mm (¼").

Por tanto, para este diseño se usará un espesor de placa de:

$$E_{final} = 44.45mm = 1.75"$$

CAPÍTULO IV. DISEÑO DE ESTRIBO

La finalidad de la subestructura es transmitir carga al terreno de modo que no se sobrepase su capacidad de carga, está comprendida por los elementos de apoyo que transmiten las cargas de la superestructura a la cimentación.

Los estribos se diseñarán principalmente para resistir los empujes del terreno sobre los elementos, tales como muros o columnas, y deberán cumplir con los factores de seguridad al deslizamiento y al volteo. La condición de empuje de tierras rige en la mayoría de los casos, pero también se deberán revisar los efectos de sismo y las descargas al terreno por carga muerta mas carga viva.

4.1. Criterios de diseño

4.1.1. Metodología para el diseño de la sub-estructuras

El diseño de estribos de concreto reforzado se fundamenta en el uso de criterios necesarios y los Estados Límites de Resistencia y de Servicio correspondientes que garanticen una adecuada idealización de los elementos principales, asegurando la eficiencia de la estructura.

El análisis a utilizar en las fundaciones será el enfoque seudo – estático de Mononobe – Okabe, para determinar las cargas dinámicas provocadas por las aceleraciones del suelo.

4.1.2. Datos requeridos

Tabla 29 - Propiedades de los Materiales			
Resistencia del concreto a la compresión (f'_c).	5,000	lb/plg^2	***LRFD - Arto. 5.4.2.1***

Tabla 29 - Propiedades de los Materiales			
Peso específico del concreto (γ_c).	2,400	kg/m^3	***LRFD - Tabla 3.5.1-1***
Fluencia del acero de refuerzo.	40,000	lb/plg^2	***LRFD - Arto. 5.4.3***
Módulo de elasticidad del acero.	200,000	MPa	***LRFD - Arto.6.4.1***

Tabla 30 - Requisitos de recubrimiento del acero de refuerzo			
Recubrimiento trasero del muro.	60	mm	***Véase LRFD - Tabla 5.12.3-1***
Recubrimiento trasero del cuerpo.	60	mm	
Recubrimiento superior de la base.	50	mm	
Recubrimiento inferior de la base.	75	mm	

Tabla 31- Datos relevantes de la superestructura		
Espaciamiento de las vigas (S).	1,300	mm
Número de vigas (N_b).	4	vigas
Longitud del claro (L).	6,100	mm
Altura del poste	685.8	mm
Peso de barandas	397.34	Kg/m
Ancho de la cubierta (A_p).	6,900	mm
Espesor de la cartela de concreto (t_h)	40	mm
Espesor de la losa (t_{s1})	200	mm
Espeso de la acera (t_{s3})	150	mm
Altura de estribos		
Altura de la proa (cuerpo) del estribo	3,500	mm

Longitud de estribos			
Longitud del estribo	6,900	mm	***LRFD - Arto. 11.6.1.4***
Número de vigas exteriores	2	vigas	
Número de vigas interiores	2	vigas	
Aceleración de la gravedad	9.8086	m/s^2	
Peso específico del suelo (γ_s).	1.89x10^{-05}	N/mm^3	***LRFD - Tabla 3.5.1-1***

Tabla 31- Datos relevantes de la superestructura					
Algunas propiedades de la viga y otros elementos estructurales					
$tf_{(superior)}$	40.386	mm	h_w	508	mm
$tf_{(inferior)}$	40.386	mm	$L_{almohadilla}$	289.56	mm
Espesor de placa de apoyo (E_{preq}):			44.45	mm	
Espesor total del apoyo elastomérico (h_{Total}).			96	mm	
Espesor efectivo del vuelo (t_{s2}).			200	mm	
Espesor de losa de aproximación:			380	mm	

4.2. Seleccionar el tipo óptimo de estribo

En la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de estribos, en este caso de diseño se utilizara un estribo tipo integral debido a que están unidos rígidamente a la superestructura y son soportados por zapatas o fundaciones profundas capaces de permitir los movimientos horizontales necesarios ***"Ver LRFD – Arto. 11.2***.

En la norma **AASHTO LRFD** no se encuentran dimensiones estándares mínimas o máximas de los elementos que conforman el estribo; por lo tanto, el diseñador debe proponer las dimensiones preliminares basándose en experiencias propias o ejemplos de diseño.

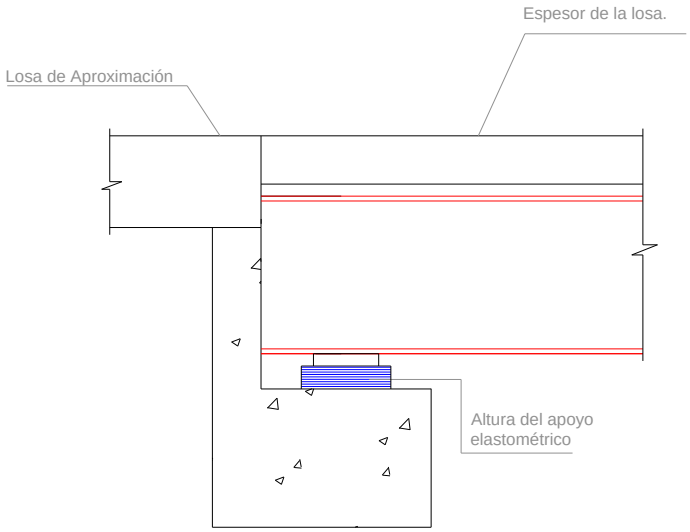


Figura 18: Detalle típico del respaldar del estribo

Tabla 32 - Dimensiones preliminares		
a_0	300	mm
a_1	600	mm
$H_{Asumido}$	5,500	mm
h_0	589.22	mm
$h_{1(Asumido)}$	950	mm
b_0	250	mm
b_1	450	mm
h*	2,000	mm
h_c	3,500	mm
B_0	990	mm
B_1	890	mm
B_2	890	mm
t	500	mm
H_{final}	5539.222	mm
B	2,770	mm

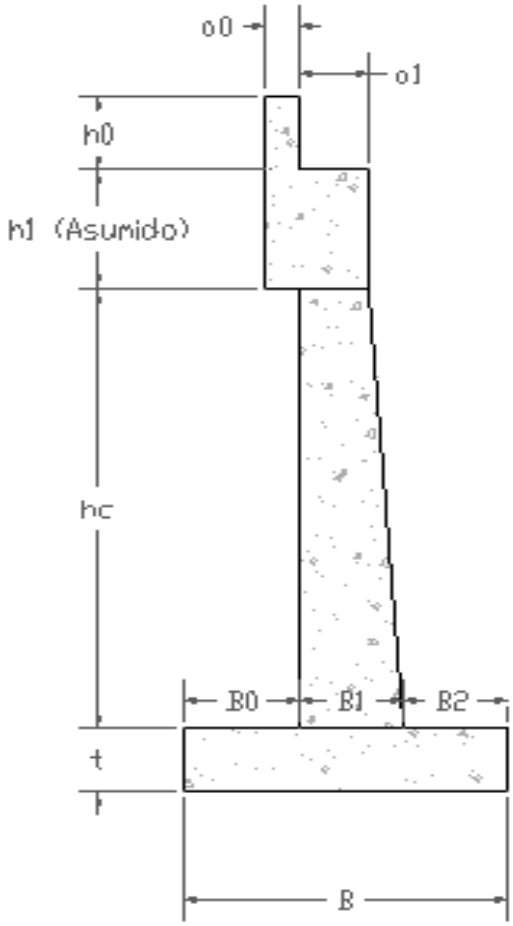


Figura 19: Dimensiones preliminares del estribo

h_o: peralte de la viga de acero + espesor de losa de la calzada + altura de la cartela de concreto + espesor de placa de apoyo + altura del apoyo elastomérico - espesor de la losa de aproximación.

$B_1 = B_2 = 0.16*H$ (Mínimo) (Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M.Das

B: Tomado de Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das…de $05*H_{final}$ a $0.7*H_{final}$. En éste diseño se usará el mínimo ($0.5H_{Final}$).

4.3. Cálculo de los efectos de carga muerta

4.3.1. Carga muerta proveniente de la superestructura

La superestructura estará compuesta por cuatro vigas longitudinales. Se deberá calcular la carga en tanto en las vigas externas como en las internas. ***(Véase APÉNDICE B).***

La tabla siguiente muestra los cortantes máximos (en los apoyos) para ambas vigas debidos a las cargas permanentes DC y DW:

Tabla 33 - Reacciones en los apoyos en los dos tipos de viga

Viga Exterior (N)		Viga Interior (N)	
R_{DC}	58,497.6080	R_{DC}	35,422.0119
R_{DW}	6,110.0507	R_{DW}	6,110.0507

Las reacciones debidas a la carga muerta de la superestructura, descritas en la tabla anterior, deben ser convertidas en una carga aplicada a 1 mm de ancho de estribo; esto se logra agregando las reacciones por carga muerta de las vigas exteriores con las reacciones por carga muerta de las vigas interiores y dividiendo el resultado por la longitud del estribo.

Por tanto, el R_{DC} total y el R_{DW} total son:

$R_{DC(Total)}$ = 27.2231 N/mm $R_{DW\ Total)}$ = 3.5421 N/mm

4.3.1.1. Carga muerta del estribo

- Carga muerta del respaldar: CM_{Muro}= 24.2884 N/mm
- Carga muerta del cuerpo del estribo: CM_{cuerpo}= 55.2028 N/mm
- Carga muerta de la base del estribo: CM_{base}= 32.6038 N/mm

4.3.1.2. Carga muerta del suelo

CM_{suelo}= 94.1969 N/mm

4.4. Cálculo de los efectos de carga viva

En el Capítulo II de este documento, correspondiente al diseño de viga de acero se calcularon los efectos de carga viva. *Véase modelo SAP de la viga de ensayo para el Estado Límite de Resistencia (Disco compacto anexo a este trabajo).*

La tabla siguiente resume los cortantes máximos y mínimos obtenidos del programa SAP 2000 del diseño de la viga para un carril cargado y éstas están aplicadas en la viga de asiento o parte superior del cuerpo del estribo para el diseño del cuerpo. Dichas cargas excluyen los factores de distribución e incluyen el 25% del MTI y sólo el camión de diseño está afectado por el IM.

Tabla 34 – Cortantes máximos y mínimos		
$V_{camión\ (máx)}$=	120,531.25	N
$V_{carril\ (máx)}$=	36,457.42	N
$V_{camión\ (mín)}$=	120,531.25	N
$V_{carril\ (mín)}$=	36,457.42	N

- Número de carriles cargados: 1 carril
- Incremento de carga según el MTI: 25%
- Incremento por carga dinámica (IM): 33% ***(LRFD- Tabla 3.6.2.1-1)***
- Factor de presencia múltiple (m): 1.2 ***(Para un carril cargado-LRFD - Tabla 3.6.1.1.2-1)***
- Carga del camión de diseño: 145,000 N
- Carga de carril: 9.3 N/mm

Máxima carga viva sin factorar usada para el diseño del cuerpo de estribo:

RLL $_{(Máx)}$= 27.3024 N/mm

Mínima carga viva sin factorar que representa la elevación usada para el diseño del cuerpo de estribo:

RLL $_{(Mín)}$= 27.3024 N/mm

Máxima carga viva sin factorar usada para el diseño de la base del estribo:

RLL $_{(Máx)}$= 22.1013 N/mm

Mínima carga viva sin factorar usada para el diseño de la base del estribo:

RLL $_{(Mín)}$= 22.1013 N/mm

4.4.1. Carga viva sobre el respaldar

Para este diseño la carga viva sobre el respaldar se calcula situando los dos ejes del camión del diseño *(HL-93)* en toda la longitud del estribo y luego se calcula la carga por milímetro de base incluyendo impacto y los factores de presencia múltiple. Dicha carga es usada en la longitud entera del respaldar del estribo y se asume que actúa en la esquina frontal superior del respaldar; sin embargo, se utiliza en el diseño del cuerpo del estribo o la base.

RLL $_{(respaldar)}$= 42.5304 N/mm

4.5. Cálculo de otros efectos de carga

4.5.1. Carga de viento en la superestructura (WS)

Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, P_B, para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en ***LRFD – Tabla 3.8.1.2.2-1***, y se deberá aplicar a una única

ubicación de área expuesta. Para el cálculo de la carga de viento en la superestructura, antes se deben conocer ciertos criterios:

- Profundidad total de la parte superior de la baranda (o un poste) y la parte inferior de la viga de ensayo.

D_{total}= 1,664.5720 mm

- Longitud del viento en la superestructura.

Se tomará como la mitad de la longitud del claro en el estribo de la superestructura:

L_{viento}= 3,050 mm

- Área de viento.

A_{viento}= 5, 076,944.60 mm^2

- Velocidad de diseño

La velocidad de diseño que a diseñar será:

$$V_D = F_{TR} * F_{\propto} * V_R \qquad \textbf{(RNC – Arto. 49)}$$

El factor F_α ***(RNC – Arto. 51)*** establece la variación de la velocidad del viento con la altura z. Se obtiene con las expresiones:

$$F_\alpha = 1.0 \;\; Si\; z \leq 10\, m, \quad F_\alpha = \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \;\; Si\; 10\, m < z < \delta, \qquad F_\alpha = \left(\frac{\delta}{10}\right)^\alpha \;\; Si\; z \geq \delta$$

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno ***(RNC - Figura 6)*** y se definen en el ***RNC - Tabla 6***.

Tabla 35 – Rugosidad del terreno			
α	R_3	0.156	R_3 corresponde a una zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por zonas arboleadas y no cumple las condiciones del R_4.
δ	R_3	390	

La altura z se tomará:

$$z = t + h_c + h_1 + D_{Total} + h_{Elastómero} + t_{Placa\ de\ apoyo} = 7.0m$$

Puesto que ***z < 10m,*** entonces la variación de la velocidad con respecto a la altura será: $F_\alpha = 1.00$

Para un terreno T3 el factor adimensional correctivo F_{TR} se tomará igual a 0.9.

El puente es considerado como una estructura esencial referente al ***Grupo A (RNC – Arto. 20)*** con un período de retorno de 200 años ***(RNC – Arto. 50)*** y ubicado en la ***Zona 2*** según el Mapa de zonificación eólica de Nicaragua.

La velocidad regional es la velocidad máxima del viento que se presenta a una altura de 10 m sobre el lugar de desplante de la estructura ***(Terreno tipo R2, RNC - Figura 6).*** Los valores de dicha velocidad se obtendrán del ***(RNC - Tabla 5)*** de acuerdo con la zonificación eólica mostrada en el ***(RNC - Figura 7)***.

Por tanto, la velocidad regional para la Zona 2, y la velocidad de diseño serán:

$V_r = 60$ m/s $\qquad$ $V_D = F_{TR} * F_\alpha * V_r = 54.00$ m/s

- Presión horizontal del viento ***(RNC - Arto.53)***

$$P_Z = 0.0479 * C_P * V_{D^2}$$

Donde:

- C_p= 2 "Coeficiente local de presión que depende de la forma de la estructura" ***(RNC – Arto. 54)***
- V_D: Velocidad de diseño de la altura (z) especificado ***(LRFD – Arto. 49).***

Y por consiguiente la presión horizontal del viento es: P_D: P_Z= 2.7395 x10^{-03} MPa

$W_{S(Total)} = D_{Total} * P_D$ $W_{S\ (Total)}$ = 4.5601 N/mm > 4.4 N/mm…Ok!!

La tabla siguiente muestra las cargas longitudinales y transversales multiplicadas por las presiones básicas de viento.

Tabla 36 - Cargas de viento de la superestructura para el diseño del estribo		
Ángulo de ataque del viento ***"LRFD- Tabla 3.8.1.2.2-1"*** (°)	Eje transversal del puente (N)	Eje longitudinal del puente (N)
0	12,185	0
15	10,662	1,523
30	10,154	3,046
45	8,123	4,062
60	4,062	4,569

4.5.1.1. Carga de viento en el estribo "subestructura" (WS)

[LRFD - Arto. 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."

El área de viento expuesta en la elevación final del estribo es:

$A_{viento\ (Sub)}$= 3, 422,455.40 mm^2

Tabla 37 - Cargas de viento de la subestructura para el diseño del estribo		
Ángulo de ataque del viento (°)	Eje transversal del puente (N)	Eje longitudinal del puente (N)
0	6,503	0
15	6,281	1,683
30	5,631	3,251
45	4,598	4,598
60	3,251	5,631

4.5.1.2. Presión del viento sobre los vehículos (WL)

Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. Cuando el viento sobre los vehículos no se considera normal a la estructura, ***Ver LRFD – Tabla 3.8.1.3-1.***

La siguiente tabla resume las cargas de viento actuantes en la elevación final del estribo.

Tabla 38 - Diseño de cargas de viento vehiculares para varios ángulos de ataque del viento		
Ángulo de ataque del viento (°).	Eje transversal del puente (N).	Eje longitudinal del puente (N).
0	4,453	0
15	3,904	549
30	3,660	1,067.5
45	2,928	1,433.5
60	1,525	1,677.5

4.5.1.3. Presión vertical del viento

A menos que el ***LRFD – Arto. 3.8.3*** determine lo contrario, se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 9.6 x 10^{-4} MPa por el ancho del tablero, incluyendo las barandas y aceras, como una carga lineal longitudinal.

$$W_{Vertical} = Fuerza\ del\ viento\ vertical * Longitud\ del\ estribo = 6.6240\ \mathrm{N/mm}$$

4.5.2. Cargas sísmicas (EQ)

Según el Mapa de Zonificación Sísmica de Nicaragua ***(RNC – Figura 2)***, la estructura está localizada en la zona sísmica B.

Ahora bien, el coeficiente sísmico **(c)** debe ser calculado tal como se indica en ***RNC – Arto. 24,*** este coeficiente es el cociente entre la fuerza cortante horizontal *(que debe considerarse actuante en la base de la edificación)* por efecto del sismo, V_0, y el peso de la edificación sobre dicho nivel, W_0.

La estructura se está analizando por el método estático equivalente, por lo cual se debe usar la siguiente ecuación:

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S * (2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} \quad \text{Pero nunca menor } (S)(a_0)$$

Donde:

a_0	0.2	Corresponde a la aceleración espectral cuando T=0….Mapa de zonificación sísmica de Nicaragua ***(RNC- Figura 2)***
Q'	1.5	Q´= Q porque se desconoce el periodo fundamental de vibración "T". ***(RNC- Arto 21)***
Ω	2	Factor de reducción por sobre la resistencia ***(Véase*** RNC- ***Arto. 22)***

Tipo de suelo	III	Factor de amplificación (s)	2.2	***RNC - Arto 25***
Zona sísmica	B			

El coeficiente sísmico calculado es: c = 0.3960

El ancho de asiento empírico del puente ***(LRFD – Arto. 4.7.4.4-1)***, se deberá tomar como:

$$N = (200 + 0.0017 * L + 0.0067 * H) * (1 + 0.000125 * S^2) = 210.370 \text{ mm}$$

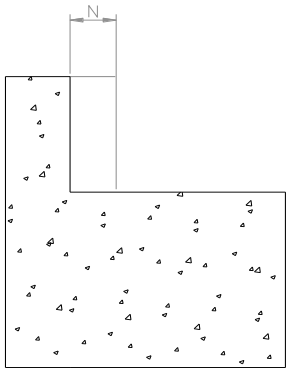


Figura 20: Mínima longitud de la viga de asiento.

4.5.3. Cargas debidas al empuje lateral del suelo (EH)

4.5.3.1. Análisis de Mononobe Okabe *(LRFD - A11.11.1.1)*

El análisis de Mononobe - Okabe es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb que toma en cuenta las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo.

Tabla 39 - Datos requeridos			
Φ	32°	Ángulo de fricción del suelo.	Asumido
A	0.2	Máximo coeficiente de aceleración sísmica.	A = a_0 ***(LRFD - Arto. 3.10.2)***

Tabla 39 - Datos requeridos			
d	38 (mm)	Desplazamiento lateral del muro.	***LRFD - C 11.5.2***
γ_s	1,925 (Kg/mm^3)	Densidad del suelo.	Arena, limo o arcillas compactados ***(LRFD - Tabla 3.5.1-1)***

El coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adimensional) será:

$$K_h = (1.66 * A) * \left(\frac{A}{d}\right)^{0.25} = 0.0894$$

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno ***(RNC - Arto. 27).***

El coeficiente sísmico vertical es: K_v= 0.00 ***(LRFD - Figura A11.1.1.1-2***)

Criterios para el cálculo de fuerzas activas y pasivas del estribo sobre del suelo	
Inclinación del muro con respecto a la horizontal	$\theta = \frac{tan^{-1}(K_h)}{1 - K_v} = 5.11°$
Ángulo de Fricción entre el suelo y el estribo	$\delta = \theta/2 = 2.55°$
Ángulo de inclinación de la superficie del terreno	I = β= 0.00 °

- Fuerza activa total que ejerce el estribo sobre la masa de suelo (E_{AE})

Coeficiente de empuje activo sísmico (adimensional):

$$K_{AE} = \frac{COS^2(\phi - \theta - \beta)}{COS\,\theta * COS^2\beta * \ COS\,(\delta + \beta + \theta)} * 1 - \frac{\left[\sqrt{sin * (\phi + \delta) * \ sin(\phi - \theta - i)}\right]}{cos(\delta + \beta + \theta) * cos\ \ (i - \beta)}$$

K_{AE} = 0.3540 **(*LRFD – Ecuación A11.1.1.1-2*)**

Las fuerzas activas que ejerce el estribo sobre la masa del suelo y viceversa se calculan en las tres partes críticas del estribo:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * g * H^2 * (1 - K_V) * K_{AE} * 10^{-9}$$ **(*LRFD – Ecuación A11.1.1.1-1*)**

- Para el respaldar es: $E_{AE\ (Respaldar)}$= 7.9178 N/mm
- Para el cuerpo del estribo: $E_{AE\ (Cuerpo)}$= 84.8646 N/mm
- Para la base del estribo es: $E_{AE\ (Base)}$= 102.5409 N/mm

- Fuerza pasiva total que ejerce el estribo sobre la masa de suelo (E_{PE})

Primeramente, el coeficiente de empuje pasivo sísmico (adimensional) será:

$$K_{PE} = \frac{Cos^2(\phi - \theta + \beta)}{Cos\ \theta * Cos^2\beta * \ Cos\ (\delta - \beta + \theta)} * 1 - \frac{\left[\sqrt{sin * (\phi + \delta) * \ sin(\phi - \theta + i)}\right]}{cos(\delta - \beta + \theta) * cos\ \ (i - \beta)} = 3.3394$$

$$E_{PE} = \frac{1}{2} * g * H^2 * (1 - K_V) * K_{AE} * 10^{-9}$$ **(*LRFD – Ecuación A11.1.1.1-1*)**

E_{EP} = 197.0380 N/mm

4.5.3.2. Cargas debidas a la sobrecarga uniforme (ES).

El material de relleno del estribo estará cubierto por una losa de aproximación ***(Véase APÉNDICE A)***, por lo cual no será necesario aplicar ninguna sobrecarga uniforme. Caso contrario, referirse al ***LRFD – Arto. 3.11.6.1***.

4.5.4. Cargas debido a la sobrecarga viva (LS) *(LRFD – Arto. 3.11.6.4)*

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas

vehiculares actuando sobre la superficie 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:

$$\Delta_p = k * \gamma_s * g * h_{eq} x 10^{-09}$$

Donde:

- k = coeficiente de empuje lateral del suelo
- h_{eq} = altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm)
- g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

Y la carga lateral debido a la sobrecarga viva se calculará a partir de la siguiente ecuación:

$$R_{LS} = \Delta_p * Altura\ del\ estribo$$

El coeficiente de empuje lateral del suelo, k = k_a = K_{AE}, considerando que el estribo se deforman o mueve lo suficiente para alcanzar las condiciones activas mínima ***(LRFD - C3.11.6.4)***.

k = 0.3540 (adimensional)

Las cargas debidas a sobrecarga viva se calcularán en tres superficies de contacto, éstas son:

- Parte inferior del respaldar.
- Parte inferior del cuerpo del estribo.
- Parte inferior de la base del estribo.

La tabla siguiente contiene los resultados de los cálculos:

Tabla 40 – Cargas debidas a la sobrecarga viva								
Superficie de contacto	**Argumentos de la ecuación**				**Empuje horizontal constante del suelo (Mpa)**		**Carga lateral debido a la sobrecarga viva (N/mm)**	
		Denotación	Ecuación	Resultado	Denotación	Resultado	Denotación	Resultado
Parte inferior del respaldar	Altura del estribo (mm)	$h_{(muro\text{-}resp.)}$	$h_{(muro_resp.)} = h_0 + h_1$	1,539.0	$\Delta_{P(muro\text{-}resp.)}$	0.0080	$R_{LS(muro\text{-}resp.)}$	12.2636
	Altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm)	$h_{eq(muro_resp.)}$	Interpolación de valores del ***LRFD - Tabla 3.11.6.4-1***	1,192.200				
Parte inferior del cuerpo del estribo	Altura del estribo (mm)	$h_{(muro+cuerpo)}$	$h_{(muro+cuerpo)} = h_0 + h_1 + h_c$	5,039.2220	$\Delta_{P(muro+cuerpo)}$	0.0047	$R_{LS(muro+cuerpo)}$	23.4450
	Altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm)	$h_{eq(muro+cuerpo)}$	Interpolación de valores del ***LRFD - Tabla 3.11.6.4-1***	696.0778				
Parte inferior de la base del estribo	Altura del estribo (mm)	$h_{(muro+cuerpo+base)}$	$h_{(muro+cuerpo+base)} = h_0 + h_1 + h_c + t$	5,539.2220	$\Delta_{P(muro+cuerpo+base)}$	0.0043	$R_{LS(muro+cuerpo+base)}$	23.9201
	Altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm)	$h_{eq(muro+cuerpo+base)}$	Interpolación de valores del ***LRFD - Tabla 3.11.6.4-1***	646.0778				

Entonces la altura del suelo equivalente para carga vehicular h_{eq} = 1,192.2mm

Br. Yasser Fauricio Lanuza Pineda | Br. José Elí Lanuza Castillo | Br. Rafael Antonio González Machado

4.5.5. Cargas debido a la temperatura (TU).

El movimiento térmico de diseño asociado con un cambio uniforme de la temperatura se puede calcular utilizando el Procedimiento A o el Procedimiento B descritos en la norma ***(LRFD – Arto. 3.12.2)***.

Las cargas por temperatura incluyen la carga debida al aumento de temperatura y la carga debida al descenso de temperatura. Para el cálculo de estas cargas se requiere:

- La temperatura ambiente de la viga de acero, $t_{ambiente}$ = 27°C.
- Se usará el rango de temperatura según el procedimiento de diseño ***(LRFD - Tabla 3.12.2.1.1-1).*** Se utilizarán los rangos para clima moderado.
- El módulo de elasticidad y el coeficiente de expansión térmico para el acero ***(LRFD – Arto. 6.4.1)***.

4.5.1. Cálculo de los diferenciales de temperatura:

[LRFD - Arto. 3.12.2.1.1] "Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se deberá utilizar la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica de la construcción supuesta para el diseño."

- Diferencial de temperatura para expansión:

$$\Delta_{t\ (Expansi\ ón)} = L._{Superior} - t_{Ambiente} = 23°$$

- Diferencial de temperatura para contracción:

$$\Delta_{t\ (Contracci\ ón)} = t_{Ambiente} - L._{Inferior} = 45°$$

4.5.2. Cálculo de los efectos provocados por la deformación de origen térmica:

- Expansión: $\Delta_{(Expansi\ ón)} = \varepsilon * \Delta_{t\ (Expansi\ ón)} * L = 1.6415\ \text{mm}$
- Contracción: $\Delta_{(Contracci\ ón)} = \varepsilon * \Delta_{t(Contracci\ ón)} * L = 3.2117\ \text{mm}$

4.5.3. Cargas por temperatura

$$H_u = G * A * \frac{\Delta_u}{h_{rt}} \qquad (\boldsymbol{LRFD - Arto.14.6.3.1})$$

4.5.3.1. Cargas debido al aumento de temperatura.

Para las propiedades del apoyo, referirse a las Tablas 27 y 28.

$$H_{u(aum.temp)} = G * A * \left(\frac{\Delta_{Exp.}}{h_{rt}}\right) = 1{,}271.7905\ \text{N}$$

$$H_{u(aum.temp.Total)} = H_{aum.temp} * \frac{N_{Apoyos}}{L_{Estribo}} = 0.9216\ \text{N}$$

4.5.3.2. Cargas debido al descenso de temperatura.

$$H_{u(desc.temp)} = G * A * \left(\frac{\Delta_{Contr.}}{h_{rt}}\right) = 2{,}488.2857\ \text{N}$$

$$H_{u(dec.temp.Total)} = H_{desc.temp} * \frac{N_{Apoyos}}{L_{Estribo}} = 1.8031\ \text{N}$$

4.6. Analice y combine los efectos de fuerza

En este acápite se hace necesaria la evaluación, por efectos combinados, de tres puntos críticos en el estribo, éstos son:

- Parte inferior del respaldar
- Parte inferior del cuerpo o parte superior de la zapata
- Parte inferior de la zapata.

Las cargas horizontales transversales no necesitan ser consideradas debido al alto momento de inercia sobre ese eje; sin embargo, dichas cargas sí necesitarán ser consideradas para el diseño de la zapata.

En este análisis se investigarán los Estados Límites de Resistencia I, III, V, y el Estado Límite de Servicio I:

4.6.1. Parte inferior del respaldar.

Antes de proceder al análisis y combinación de los esfuerzos en este punto del estribo, se deben conocer las dimensiones de la estructura en cuestión, las cargas adecuadas y puntos de aplicación de las mismas.

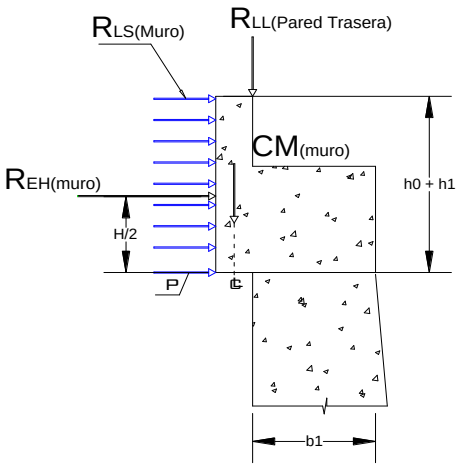


Figura 21: Efectos de fuerza en la parte inferior del respaldar

La siguiente tabla contiene los factores de carga correspondientes a cada Estado Límite, utilizados para el cálculo de los efectos de fuerza en la parte inferior del muro del estribo ***(LRFD – Tabla 3.4.1-1 y 3.4.1-2):***

Tabla 41 - Factores de carga _ Parte inferior del respaldar					
Estado Límite	Factores máximos de Carga				
	DC	DW	LL	EH	LS
Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.50	1.75
Resistencia III	1.25	1.50	---	1.50	--
Resistencia V	1.25	1.50	1.35	1.50	1.35
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Finalmente, las máximas fuerzas verticales, fuerzas cortantes factorada y momento para los Estados Límites de Resistencia y Servicio son:

$F_{v(muro)}$:	104.5268	N/mm
$V_{u\ (muro)}$:	33.2546	N/mm
$M_{u(muro)}$:	29,887.3005	N.mm/mm

4.6.2. Parte inferior del cuerpo del estribo.

La combinación de los efectos de fuerza para la parte inferior del cuerpo del estribo es similar a la del respaldar con la incorporación de la carga de la superestructura y las cargas vivas.

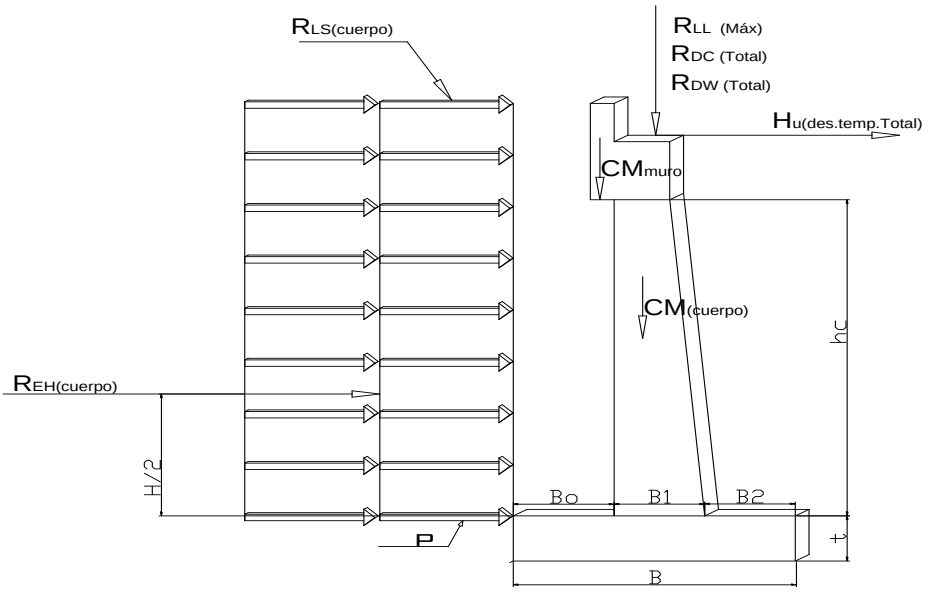


Figura 22: Efectos de fuerza en la parte inferior del cuerpo del estribo

Al igual que la parte inferior del respaldar se analizarán los Estados Límites de Resistencia y Servicio correspondiente a la parte inferior del cuerpo y la base del estribo dichas cargas serán afectadas por el modificador de carga η_i.

Las cargas y factores de carga son similares a las del respaldar, con la excepción de que en este caso se sumará el viento sobre la estructura, viento sobre la carga viva y efectos térmicos.

La tabla siguiente contiene los factores de carga a usar en cada Estado Límite ***(LRFD – Tabla 3.4.1-1 y 3.4.1-2)***:

Tabla 42 - Factores de carga – Parte inferior del cuerpo del estribo								
Estado Límite	**Factores máximos de Carga**							
	DC	**DW**	**LL**	**EH**	**LS**	**WS**	**WL**	**TU**
Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.50	1.75	---	---	0.50
Resistencia III	1.25	1.50	---	1.50	--	1.40	---	0.50
Resistencia V	1.25	1.50	1.35	1.50	1.35	0.40	1.00	0.50
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00

La máxima fuerza vertical factorada, fuerza cortante y momento en el cuerpo del estribo para el Estado Límite de Resistencia son:

$F_{v(muro)}$:	186.3203	N/mm
$V_{u\ (muro)}$:	168.8043	N/mm
$M_{u(muro)}$:	447,270.4662	N.mm/mm

4.6.3. Parte inferior de la base del estribo.

La combinación de los efectos de fuerza para la base del estribo es similar al respaldar y el cuerpo con la salvedad que se le adiciona un empuje de suelo en el talón del estribo.

En este punto el incremento por carga dinámica no es necesario aplicárselo a los componentes de las fundaciones, ya que están por debajo del nivel de terreno ***(LRFD - Arto. 3.6.2.1).***

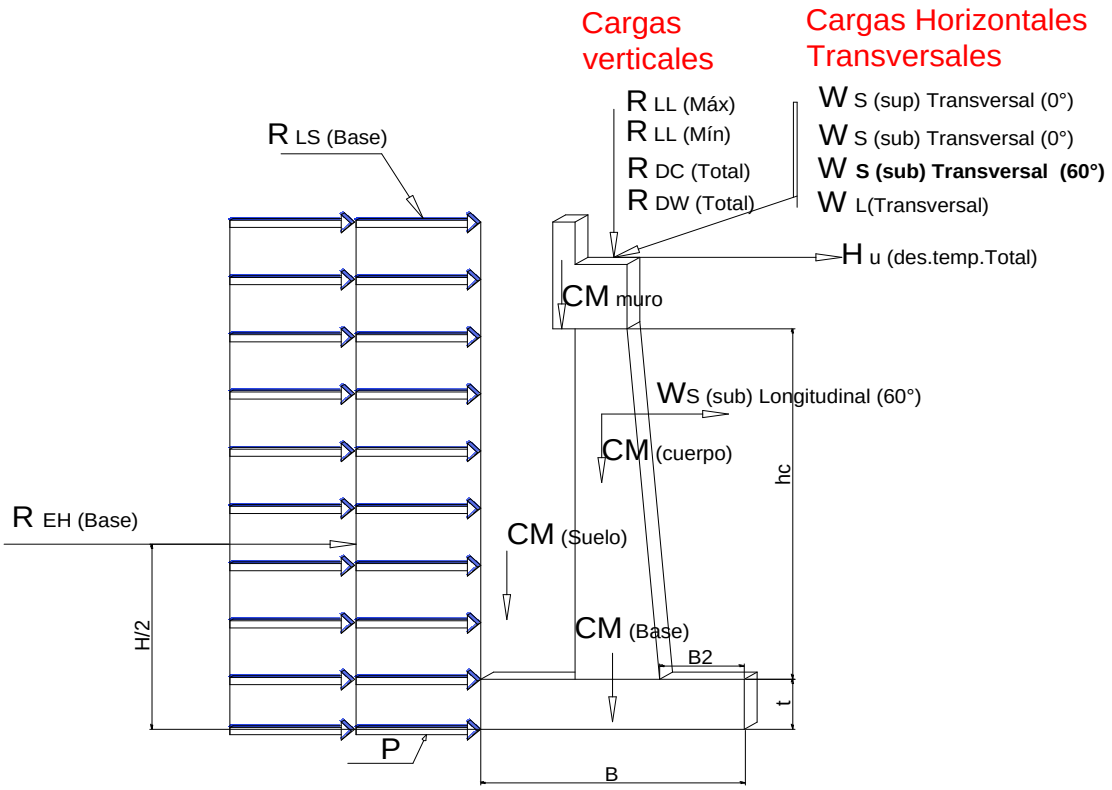


Figura 23: Parte Inferior de la Base del Estribo

Los efectos de fuerza para la parte inferior de la base serán combinados para los mismos Estados Límites que el respaldar y el cuerpo del estribo.

Las cargas y factores de carga son también similares con la adición de la carga vertical de tierra, como se muestra en la tabla siguiente ***(LRFD – Tabla 3.4.1-1 y 3.4.1-2)***:

Tabla 43 - Factores de carga _Parte inferior de la base del estribo

		Factores máximos y mínimos de Carga			
Cargas		**Resistencia I**	**Resistencia III**	**Resistencia V**	**Servicio I**
DC	γ_{max}	1.25	1.25	1.25	1.00
	γ_{min}	0.90	0.90	0.90	1.00

Tabla 43 - Factores de carga _Parte inferior de la base del estribo					
		Factores máximos y mínimos de Carga			
Cargas		Resistencia I	Resistencia III	Resistencia V	Servicio I
DW	γ_{max}	1.50	1.50	1.50	1.00
	γ_{min}	0.65	0.65	0.65	1.00
LL	γ_{max}	1.75	-----	1.35	1.00
	γ_{min}	1.75	-----	1.35	1.00
EH	γ_{max}	1.50	1.50	1.50	1.00
	γ_{min}	0.90	0.90	0.90	1.00
EV	γ_{max}	1.35	1.35	1.35	1.00
	γ_{min}	1.00	1.00	1.00	1.00
LS	γ_{max}	1.75	-----	1.35	1.00
	γ_{min}	1.75	-----	1.35	1.00
WS	γ_{max}	-----	1.40	0.40	0.30
	γ_{min}	-----	1.40	0.40	0.30
WL	γ_{max}	-----	-----	1.00	1.00
	γ_{min}	-----	-----	1.00	1.00
TU	γ_{max}	0.50	0.50	0.50	1.00
	γ_{min}	0.50	0.50	0.50	1.00

[LRFD – C3.4.1] "La carga correspondiente al empuje horizontal del suelo en un muro de sostenimiento en voladizo se debería multiplicar por γ_{pmax} (1,50) para una distribución del empuje activo del suelo, ya que la fuerza provoca una fuerza de resbalamiento más crítica en la base del muro.

De manera similar, los valores de (γ_{pmax}) para el peso de la estructura (1.25), carga de suelo vertical (1.35) y empuje activo horizontal (1.50) representarían la combinación de cargas crítica para evaluar la capacidad de carga de una fundación".

[LRFD – C3.4.1] "La carga correspondiente al empuje vertical del suelo en el respaldo de un muro de sostenimiento en voladizo se debería multiplicar por γ_{pmin} (1,00) y el peso de la estructura se debería multiplicar por γ_{pmin} (0,90) ya

que estas fuerzas provocan un aumento de la presión de contacto (y de la resistencia al corte) en la base del muro y la fundación".

La siguiente Tabla resume las fuerzas combinadas en la parte inferior de la base del estribo que a su vez fueron calculadas anteriormente; dichos valores se obtuvieron en el centro de la parte inferior de la base.

Tabla 44 - Fuerzas Combinadas en la Parte Inferior de la base del Estribo

Estado Limite	Momento Longitudinal (N.mm)	Momento Transversal (N.mm)	Fuerza vertical (N)	Carga Lateral Dirección Longitudinal (N)	Carga Lateral Dirección Transversal (N)
Res. I Max/Final	4,778,546,342.0	0.00	2,894,461.88	1,352,964.08	0.00
Res. I Min/Final	3,280,007,683.8	0.00	1,794,885.33	929,505.86	0.00
Res. III Max/Final	3,733,005,725.9	86,756,347.00	1,885,595.94	1,064,850.72	26,096.86
Res. V Max/Final	4,384,696,151.7	57,387,379.39	2,488,813.91	1,289,356.56	11,898.11
Serv. I Max/Final	3,221,799,528.7	51,190,497.46	2,080,095.75	884,495.46	10,034.05
Serv. I Min/Final	3,181,171,584.9	6,864,481.82	1,785,385.28	882,810.24	2,188.38

4.7. Verifique la estabilidad y requisitos de seguridad

[LRFD - Arto. 11.5.2] "Los estribos, pilas y muros de sostenimiento se deberán investigar para ver si ocurrirán desplazamientos verticales y laterales excesivos

en el Estado Límite de Servicio. También se deberá verificar su estabilidad global en el Estado Límite de Servicio."

[LRFD – Arto.10.6.3.3] "La excentricidad de carga en el Estado del Límite de Resistencia, se evalúa y se basa en cargas factoradas, las cuales no excederán:

- 1/4 correspondiente a las dimensiones de la zapata B o L para zapatas en contacto con el suelo.
- 3/8 correspondiente a las dimensiones de la zapata B o L para zapatas en contacto con el roca."

❖ Excentricidad máxima será: $e_{máx} = \frac{1}{4} * B = 692.5 \text{ mm}$

- Los puntos de aplicación de empuje del suelo **(EH)** son:

❖ Empuje Activo: $\frac{H}{2} = \frac{1}{2} * \left(h_0 + h_{1(Asumido\ )} + h_c + t\right) = 2{,}769.6110\ mm$

❖ Resistencia Pasiva: $\frac{H}{2} = \frac{1}{2} * (h^* + t) = 1{,}250 \text{ mm}$

4.7.1. Combinaciones de carga y factores de carga.

[LRFD - Arto. 11.5.5] "Los estribos, pilas, muros de sostenimiento, fundaciones y otros elementos de apoyo serán aplicables para todas las combinaciones de carga según lo especificado en el ***LRFD - Arto. 3.4.1."***

Para el Estado Límite de Resistencia I se tienen los siguientes factores de carga:

Tabla 45 - Estado Límite de Resistencia I *(LRFD - C11.5.5-2)*							
γ_{DC}	0.90	**γ_{EH}**	1.50	**γ_{EV}**	1.00	**γ_{LS}**	1.75
η_i	0.9975	$\boldsymbol{\eta_i = (0.90 * DC + 1.00 * EV + 1.50 * EH + 1.75 * LS)}$					

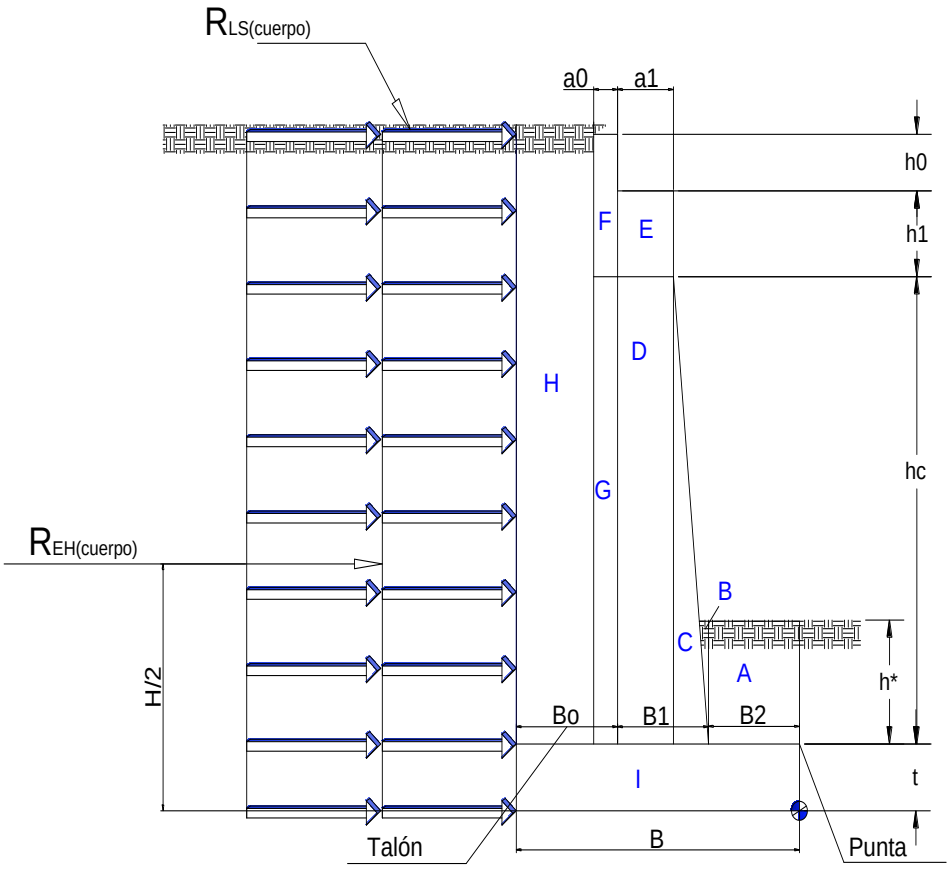


Figura 24: Combinaciones de carga y factores de carga

De la ***Figura 23*** se obtienen las áreas de cada figura delimitada, con el objetivo de comprobar la estabilidad global del muro ante efectos de carga y empujes laterales del suelo:

$$A = B_2 * h^* = 1,780,000 \text{ mm2}$$

$$F = \eta i * \gamma_{EV} * A * \gamma_S = 33.5224 \text{ N/mm}$$

$$Brazo = \frac{1}{2} * B_2 = 445\ mm$$

$$M = F * Brazo = 14,917.4609 \text{ N.mm/mm}$$

Tabla 46 - Momentos en la parte Inferior de la Punta de la base del estribo					
Figura Geométrica	**A (mm^2)**	**γ (N/mm^3) ($x10^{-05}$)**	**F(N/mm)**	**Brazo (mm)**	**M (N.mm/mm)**
A	1,780,000	1.89E-05	33.52	445	14,917.46
B	251,000	1.89E-05	4.73	973.7	4,602.55
C	7,700,00	2.35E-05	16.27	1,183.33	19,255.72
D	1,575,000	2.35E-05	33.29	1,555	51,757.44
E	855,000	2.35E-05	18.07	1,780	32,162.37
F	176,766.6	2.35E-05	3.74	2,080	7,770.08
G	875,000	1.89E-05	16.48	1,905	31,391.92
H	3,729,024.3	1.89E-05	70.23	2,600	182,592.72
I	1,385,000	2.35E-05	29.27	1,385	40,537.92
$E_{PE(base)}=R_{EH(base+h')}$			400.68	1,250	500,850.98
$R_{EH(base)}$			-153.43	2,769.61	- 424,932.81
$R_{LS(base)}$			0	2,769.61	0
		∑=	225.59	∑=	460,906.36

- Evaluación de la excentricidad.

❖ Suma de los momentos producidos en los estribos será:

M_v-M_h = 460,906.3558 N.mm/mm

❖ Suma de los esfuerzos verticales es: V= 225.5867 N/mm

Entonces:

$$x_r = \frac{M_v - M_h}{V} = 2043\ mm \qquad e = \frac{B}{2} - x_r = 658\ mm$$

$e_{máx}$= 692.5 mm > e= 658 mm ¡Sí cumple con la condición!

4.7.2. Falla por deslizamiento *(LRFD - Arto. 10.6.3.4)*

La fuerza horizontal factorizada se verifica contra la resistencia de fricción entre la fundación y el suelo. Si la resistencia no es adecuada se proporciona para la zapata, una llave de cortante.

- Para el ***Estado Límite de Resistencia I*** se tiene:

$$\boldsymbol{\eta_D \eta_R \eta_I (0.90 * DC + 1.0 * EV + 1.75 * LS + 1.50 * EH)}$$

$H = \eta i(1.75 * LS + 1.50 * EH)$ ***(Véase Tabla 46)***

H = F_{volteo} = 153.4269 N/mm

❖ El esfuerzo vertical total es:

$V = \eta i(0.90 * DC + 1.0 * EV)$ ***(Véase Tabla 46)***

V = 225.5867 N/mm

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento, R_R, en , se puede tomar como ***(LRFD - Arto.10.6.3.4).***

$$R_R = \varphi R_n = \varphi R_\tau + \varphi_{ep} * Q_{ep}$$

De la ***LRFD - Tabla 10.5.5.2.2-1*** se obtiene:

- φ_τ =0.80 (Para concreto colado en obra usando δ_f estimado a partir de datos de ensayos SPT).

Para lo cual:

- tanδ= tan δ_f para hormigón colado contra suelo
  = 0.8 tan δ_f para zapatas de concreto prefabricado.
- δ_f= Ángulo de fricción interna del suelo es de **32°**, pues se presume que el suelo bajo las zapatas es no cohesivo.

Donde: V = esfuerzo vertical total *(N).* V = 225.5867 N/mm

Para el hormigón colado la resistencia nominal entre el suelo y la zapata es:
R_T = 140.9621 N/mm

La resistencia nominal al deslizamiento frente a la falla por resbalamiento es:

Φ_{ep} = 0.5 Arcillas ***(LRFD -Tabla 10.5.5.2.2-1)***
$E_{PE(base)}$ = Qep = 400.68 N/mm

$R_R = F_{resistente} = (\Phi_T + R_T) + (\Phi e_p + Q_{ep})$ = 313.1101 N/mm

$$\boldsymbol{R_R = 313.1101\ N/mm > H = 153.4269\ N/mm\ \ ¡O.K!}$$

¡Una llave de cortante NO necesita ser agregada!

4.7.3. Capacidad de cargas de los suelos debajo de las zapatas.

La capacidad de carga nominal, R_n = 4.0 Kg/cm^2 equivalente a 0.392 MPa debido a que el suelo en estudio es no cohesivo.

La capacidad de carga mayorada, $\mathbf{R_R}$, en el Estado Límite de Resistencia I se deberá tomar como ***(LRFD - Arto.10.6.3.1.1-1)***:

$$R_R = F_{resistente} = \varphi_b * q_n$$

Donde:

- φ = factor de resistencia especificado en el ***LRFD - Arto 10.5.5.2.2.***
- q_n = capacidad de carga nominal (MPa).

Los factores de resistencia para los diferentes tipos de sistema de fundación en el Estado Límite de Resistencia I se deberán tomar como se especifica en el ***(LRFD Arto. 10.5.5 - Tablas 10.5.5.2.2-1 a 10.5.5.2.2-1).***

Usando el procedimiento semiempírico de datos de ensayos SPT del ***LRFD – Tabla 10.5.5.2.2-1*** se obtiene Φ = 0.45 en arena.

R_R= Φ*R_n= 0.45 * 0.392 MPa = 0.1764 MPa

Para el Estado Límite de Resistencia I se tienen los siguientes factores de carga:

Tabla 47 - Estado Límite de Resistencia I *(LRFD - C11.5.5-1)*							
γ_{DC}	1.25	**γ_{EH}**	1.50	**γ_{EV}**	1.35	**γ_{LS}**	1.75
η_i	0.9975	$\eta_i = (1.25 * DC + 1.35 * EV + 1.50 * EH + 1.75 * LS)$					

De los factores de carga anteriores, se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 48 - Momento en la parte inferior de la punta de la base del estribo					
Figura Geométrica	**A (mm^2)**	**γ (N/mm^3) ($x10^{-05}$)**	**F(N/mm)**	**Brazo (mm)**	**M (N.mm/mm)**
A	1,780,000	1.89E-05	45.26	445	20,138.57
B	251,000	1.89E-05	6.38	973.7	6,213.45
C	770,000	2.35E-05	22.60	1,183.33	26,744.05
D	1,575,000	2.35E-05	46.23	1,555	71,885.34
E	855,000	2.35E-05	25.09	1,780	44,669.95
F	176,766.6	2.35E-05	5.18	2,080	10,791.78
G	875,000	1.89E-05	22.25	1,905	42,379.10
H	3,729,024.3	1.89E-05	94.81	2,600	246,500.17
I	1,385,000	2.35E-05	40.65	1,385	56,302.66
$E_{PE(base)}=R_{EH(base+h')}$			400.68	1,250	500,850.98
$R_{EH(base)}$			-153.43	2,769.61	- 424,932.81
$R_{LS(base)}$			- 41.75	2,769.61	- 115,646.66
		∑=	308.45	∑=	485,896.58

$e_{máx}$= 692.5 mm> e= 190 mm ¡Sí cumple con la condición!

4.7.4. Capacidad de carga mayorada.

La capacidad de carga **(σ_v)** se deberá investigar en el Estado Límite de Resistencia utilizando cargas y resistencias mayoradas ***(LRFD - Arto. 11.6.3.2)***.

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 ***(LRFD - Figura 11.6.3.2-1):***

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2 * e} = 0.0645\ MPa < RR = 0.1764\ MPa \quad ¡\boldsymbol{OK}!$$

4.8. Diseño del respaldar del estribo

En el diseño del respaldar se aplicará el método convencional, el cual se basa en la resistencia de los materiales.

4.8.1. Diseño por flexión del respaldar.

Probando con varilla N° 6 → d_b = 19.05 mm → A_s = 285.02 mm^2.

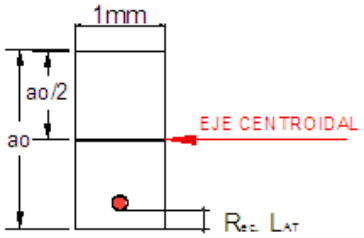


Figura 25: Respaldar del Estribo

Se deben conocer los requisitos de refuerzo mínimo, los cuales serán calculados según lo muestra el ***LRFD - Arto. 5.7.3.3.2.***

La resistencia del concreto a la compresión **(f'c)** a los 28 día: 35 MPa = 5,000 lb/plg^2.

Módulo de rotura del hormigón ***(LRFD - Arto. 5.4.2.6):*** $f_{cr} = 0.97 * \sqrt{f'c} = 5.70\ MPa$

La inercia bruta será: $I_g = \frac{1}{12} * b * h^3 = 2,225,000 \text{ mm}^4$

La distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada es: $y_t = \frac{a_0}{2} = 150\ mm$

Después de calcular todas las variables se obtendrá el momento de fisura:

$M_{cr} = f_r * \frac{I_g}{y_t} = 85,461.8994 \text{ N.mm/mm}$

El momento último en la parte inferior del respaldar:

$M_{u\ (muro)}$ = 29,887.3005 N·mm/mm ***(Véase Acápite 4.6.1)***

Se aplicarán los requisitos de refuerzo mínimo antes mencionados:

- 1.2* M_{cr} = 102,554.2793 N.mm/mm
- 1.33* $M_{u(muro)}$ = 39,750.1097 N.mm/mm

El momento que controla los requisitos de refuerzo mínimo para el respaldar es: 1.33* M_u = 39,750.1097 N.mm/mm

La profundidad efectiva del elemento es:

$d_e = Espesor_{(muro\ )} - Recubrimiento_{lateral} - \frac{d_b}{2} = 230.4750\ mm$

El factor de resistencia ***(Φ)*** se deberá tomar para flexiones y tracción del hormigón armado es: Φ= 0.90 ***(LRFD - Arto.5.5.4.2.1)***

El porcentaje de acero de refuerzos en miembros a flexión será:

$$R_n = \frac{M_{u(muro\ )}}{\phi * b * {d_e}^2} = 0.8315\ MPa$$

La cuantía de acero es: $\rho = \frac{0.85 * f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f'_c}}\right) = 0.0031$

Nota: Las dos ecuaciones anteriores son fórmulas derivadas que pueden ser encontradas en más libros de textos de concreto como lo es el ***Libro de "Concreto reforzado" de González Cuevas.***

El área de acero será: $A_S = \rho * b * d_e$ $A_s = 0.7050\ mm^2/mm$

El espacio requerido de la varilla es: 404.3067 mm → $Es_{req} = \frac{A_{s\ var}}{A_{s\ calc}}$

Probar con varillas espaciadas a 160 mm; esta separación no deberá ser mayor que 300 mm en cada dirección en todas las caras ***(LRFD - Arto. 5.10.8.2)***

Usar var. # 6 @ 160 mm →Refuerzo vertical

¡Para ambas caras frontal y trasera!

4.8.2. Armadura máxima.

En cuanto al cálculo de la armadura máxima, las especificaciones ***LRFD 2005***, restringían las cantidades de reforzamiento en la tensión a una máxima cantidad; de manera que el cálculo del radio c/d_e no sobrepasará el límite de refuerzo máximo establecido de 0.42.

Las provisiones del ***LRFD-2007*** eliminan el ***Arto. 5.7.3.3.1*** porque la cantidad de reforzamiento en la tensión incrementa y el factor de resistencia de secciones pretensadas y no pretensadas en las uniones se reduce según la ***LRFD - Tabla 5.5.4.2.2-1***. Esta reducción se compensa al decrecer la ductilidad con el incremento de sobreresistencia y la resistencia a la flexión factorada; así que, sólo basta hacer el chequeo correspondiente de armadura mínima que garantiza la cantidad de acero de refuerzo que realmente se necesita.

Usar var. # 5 @ 200 mm →Refuerzo Horizontal

¡Para ambas caras frontal y trasera!

4.8.3. Diseño por cortante

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base del respaldar es:

$V_{u(muro)}$ = 33.2546 N/mm ***(Véase Acápite 4.6.1)***

Las resultantes a la tensión y las fuerzas de compresión debido a la flexión no necesitan ser tomadas a menos que sean mayores que $0.9d_e$ ó 0.72h (mm); de modo tal que el cálculo de las distancias quedará:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = 16.7539 \text{ mm}$$

d_e-a/2 = 222.0980 mm

$0.9*d_e$ = 207.4275 mm

0.72*h = 216.00 mm

La mayor distancia es: d_v = 222.0980 mm

La resistencia nominal de cortante se determinará como el menor valor de:

$$\boldsymbol{V_n = V_c + V_s + V_p}$$

- $V_n = V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v = 216.5521\ N/mm$ ***(LRFD – 5.8.3.3-1)***
- $V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p = 1{,}915.5955\ N/mm$ ***(LRFD – 5.8.3.3-2)***

Donde:

- β = 2 ***(LRFD - Arto 5.8.3.4.1)***
- V_p= 0 ***(LRFD - Arto. 5.8.3.4.3)***
- b_v= 1 mm ***(LRFD - Arto. 5.8.2.9)***
- V_n: resistencia nominal al corte especificada.

- Φ = 0.90 ***(LRFD - Arto 5.5.4.2.)***
- s: separación de los estribos (mm).
- θ: ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal ***(LRFD - Arto. 5.8.3.4)***
- α: ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal en grados.
- A_v: área de la armadura de corte en una distancia **"s"** (mm^2).
- d_v: La altura de corte efectiva ***(LRFD - Arto. 5.8.2.9).***

Se tomará el menor valor de la resistencia nominal de cortante ***(V_n)*** para efectuar el cálculo de la resistencia al corte mayorada ***(V_r).***

V_s puede ser omitido ***(Ver LRFD – 5.8.3.3-4).***

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v\,(\cot\theta + \cot\alpha) * \sin\alpha}{s}$$

La resistencia al corte mayorada, *(V_r)* se deberá tomar como ***(LRFD - Arto. 5.8.2.1)***: $V_r = \phi * V_n = 194.8969\ N/mm$

$V_{u(muro)}$ = 33.2546 N/mm ≤ V_r = 194.8969 N/mm

¡OK, la sección Sí es adecuada por cortante!

4.9. Diseño del cuerpo del estribo

4.9.1. Diseño por flexión:

Probando con varilla N° 10 ➔d_b= 31.75 mm

A_s= 791.7322 mm^2

- I_g = 58, 747,416.67 mm^4
- y_t = 445 mm

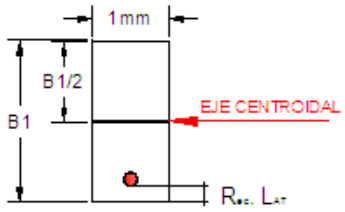


Figura 26: Cuerpo del estribo

- M_{cr} = 752,159.6724 N.mm/mm
- $M_{u\ (cuerpo)}$ = 447,270.4662 N.mm/mm **(*Véase Acápite 4.4.4.2*)**

Los requisitos mínimos al cuerpo del estribo serán:

- $1.2 \cdot M_{cr}$ = 902,591.6069 N.mm/mm
- $1.33 \cdot M_{u(cuerpo)}$ = 594,842.2634 N.mm/mm

El momento que controla los requisitos de refuerzo mínimo para el cuerpo del estribo es: $1.33 \cdot M_u$ = 594,842.2634 N.mm/mm

- Profundidad efectiva del elemento, d_e= 814 mm
- Porcentaje de acero de refuerzos en miembros a flexión, R_n = 0.9972 MPa.
- La cuantía de acero es: ρ = 0.0037
- Área de acero será, A_s = 2.9955 mm^2/mm
- Espacio requerido de la varilla: 264 mm

Usar var. # 10 @ 140 mm →Refuerzo vertical

¡Para ambas caras frontal y trasera del cuerpo del estribo!

4.9.2. Armadura máxima

Nota: Los límites máximos no serán definidos según aclaración anterior.

Usar var. # 9 @ 200 mm → Refuerzo Horizontal

¡Para ambas caras frontal y trasera!

4.9.3. Diseño por cortante

Para efectos de omisión, se usarán las mismas ecuaciones en el cálculo de la fuerza cortante longitudinal factorada en la base del cuerpo del estribo:

$V_{u(cuerpo)}$ = 168.8043 N/mm V_r = 691.0795 N/mm

$V_{u(cuerpo)}$= 168.8043 N/mm ≤ V_r= 691.0795 N/mm

¡OK, la sección Sí es adecuada por cortante!

4.10. Diseño de la base del estribo

La sección crítica para flexión en la base del estribo se localiza en la cara del cuerpo para ambos refuerzos superior e inferior, y comportamiento de corte en una y dos direcciones.

En el caso general de un muro de sostenimiento en voladizo, en el cual la carga descendente sobre el talón es mayor que la reacción ascendente del suelo debajo del talón, la sección critica para corte se toma en la cara posterior del alma, como se ilustra en la ***LRFD - Figura C15.13.3.6-1.***

4.10.1. Refuerzo para el talón.

Probando con varilla N° 9 → d_b = 28.58 mm → A_s = 641.30 mm^2

Para el talón $d_{sTalón}$ será:

$$d_{sTalón} = t - Rec.Superior - \frac{d_b}{2} = 635.7125\ mm$$

$$a_{Talón} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = 30.1571\ mm$$

La profundidad efectiva de corte es:

$$d_{vTalón} = d_{sTalón} - \frac{a_{Talón}}{2} = 620.6339\ mm$$
$$d_{vTalón} = 0.9 * d_{sTalón} = 572.1413\ mm$$
$$d_{vTalón} = 0.72 * t = 504.00\ mm$$
$$d_{vTalón} = Máximo\left[\left(d_{sTalón} - \frac{a_{Talón}}{2}\right); (0.9 * d_{sTalón}); (0.72 * t)\right]$$
$$d_{vTalón} = 620.6339\ mm$$

4.10.1.1. Chequeo del talón por corte:

La sección crítica para el talón de la zapata está delimitada en la cara posterior del estribo. Se supone que el talón de la base transporta su peso propio y el peso del bloque de tierra rectangular encima de él; reservando el beneficio de que cualquier presión ascienda debajo la zapata.

$$V_{u(Talón)} = \eta i[(\gamma_{EV} * \gamma_S * (h_0 + h_1 + h_c) * B_0) - (\gamma_{DC} * \gamma_C * t * B_0)]$$
$$= 147.1780\ N/mm$$

La resistencia al corte de la sección de hormigón es :

$$\phi V_C = \phi * 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v = 544.6226\ N/mm$$

$V_{u(Talón)}$ = 147.1780 N/mm ≤ ΦV_c= 544.6226 N/mm

¡OK, El talón es adecuado por cortante!

4.10.2. Refuerzo para la punta.

Probando con varilla N° 8 → d_b= 25.4 mm → A_s= 506.71 mm^2

Para la punta de la base la distancia en fibra extrema **(d_{sPunta})** será:

$$d_{sPunta} = t - Rec.Superior - \frac{d_b}{2} = 612.30\ mm$$

$$a_{Punta} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = 23.8278\ mm$$

La profundidad efectiva de corte para la punta de la base es:

$$d_{vPunta} = d_{sPunta} - \frac{a_{Punta}}{2} = 600.3861\ mm$$

$$d_{vPunta} = 0.9 * d_{sPunta} = 551.0700\ mm$$

$$d_{vPunta} = 0.72 * t = 504.00\ mm$$

$$d_{vPunta} = Máximo\left[\left(d_{sPunta} - \frac{a_{Punta}}{2}\right); (0.9 * d_{sPunta}); (0.72 * t)\right] = 600.3861\ mm$$

4.10.2.1. Chequeo de la punta por corte

El área crítica de corte para la punta de la zapata se localiza en **(d_v)** de la cara frontal del muro.

$$V_{u(Punta)} = \eta i\left[\left(\gamma_{EV} * \gamma_S * h' * \frac{B_2 + B_2 + x}{2}\right) + (\gamma_{DC} * \gamma_C * t * B_2)\right] = 82.9922\ N/mm$$

La resistencia nominal al corte del hormigón es:

$$\phi V_C = \phi * 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v = 526.8546\ N/mm$$

$V_{u(Punta)}$ = 82.9922 N/mm ≤ ΦV_c = 526.8546 N/mm

¡OK, La punta sí es adecuada por cortante!

4.10.3. Diseño del refuerzo de la zapata.

La sección crítica para flexión se deberá tomar en la cara de la columna, pilar o muro ***(LRFD - Arto. 5.13.3.4).***

4.10.3.1. Refuerzo tranversal superior.

Para el cálculo del refuerzo transversal superior se obtiene:

$V_{u(Talón)}$= 147.1780 N/mm

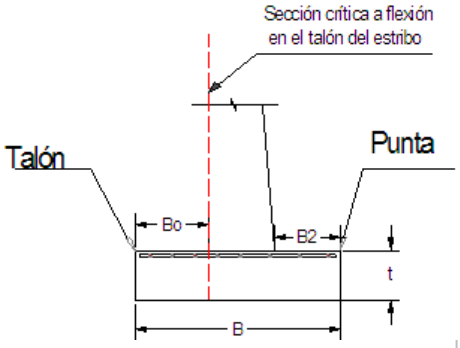


Figura 27: Refuerzo transversal superior

El momento último para el talón es:

$$M_{u(Talón)} = V_{u(Talón)} * \left(\frac{1}{2} * B_0\right) = 72{,}853.0859\ N.mm/mm$$

Para el área de acero requerida es necesario resolver la siguiente ecuación:

$$M_{u(Talón)} = \emptyset * A_s * f_y * d_s - \frac{\emptyset * A_{s^2} * f_{y^2}}{1.7 * f'_c * b}$$

Al resolver la ecuación se obtienen dos áreas de acero requeridas ***(As₁, As₂)***. De éstas se escoge la menor área.

A_{sreq} = 0.4633 mm^2/mm

Luego, el área de acero requerida **A_{sreq}** deberá ser menor que el área de acero proporcionada ***($A_{spropor}$)***. En caso contrario, cambiar el diámetro de la varilla.

El área de acero proporcionada en la base del estribo es:

$$A_{spropor} = \frac{A_{s\ varilla}}{Espaciamiento} = 3.2065\ mm^2/mm$$

$A_{s(proporcionada)}$ = 3.2065 mm^2/mm ≥ $A_{s(requerida)}$ = 0.4633 mm^2/mm ¡OK!

4.10.3.2. Verificando la armadura mínima:

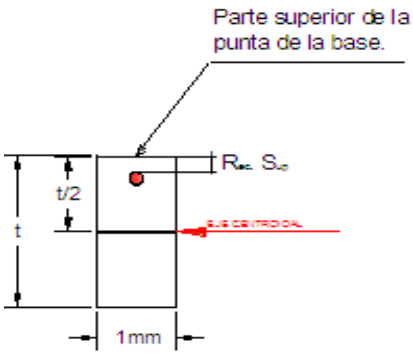


Figura 28: Parte Inferior de la punta de la base

I_g = 10, 416,666.6667 mm^4

y_t = 250 mm

M_{cr} = 237,394.1650 N.mm/mm

El momento que controla los requisitos de refuerzo mínimo es: 1.33*$M_{u(Talón)}$ = 96,894.6043 N.mm/mm

$$M_r = \phi * A_s * f_y * \left(d_s - \frac{A_s * f_y}{2 * 0.85 * f'c * b}\right) = 493{,}975.8058\ N.mm/mm$$

M_r = 493,975.8058 N.mm/mm ≥ 1.33* $M_{u(Talón)}$ = 96,894.6043 N.mm/mm ¡OK!

4.10.4. Refuerzo para el Talón:

Probando con varilla N° 9 → d_b= 28.575 mm → A_s= 641.30 mm^2

Usar varillas # 9 @ 200 mm- Refuerzo transversal- ¡Refuerzo superior para el Talón de la base!

4.10.4.1. Refuerzo transversal inferior.

Del chequeo del punta por corte se tiene:

$V_{u(Punta)}$= 82.9902 N/mm

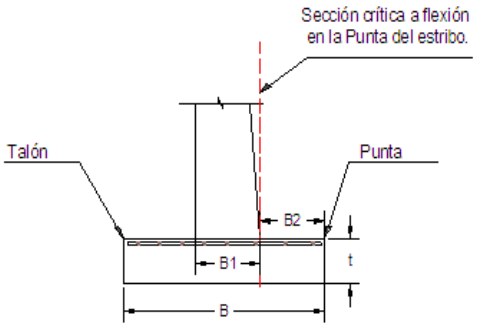


Figura 29: Refuerzo Transversal Superior

El momento último para la punta es:

$$M_{u(Punta)} = V_{u(Punta)} * \left(\frac{1}{2} * B_0\right) = 36{,}930.6184\ N.mm\ /mm$$

Se obtiene el área de acero requerida:

$$M_u = \phi M_n = \phi * A_s * f_y * \left(d_s - \frac{a}{2}\right)$$

$A_{s(proporcionada)}$ = 2.5335 mm^2/mm ≥ $A_{s(requerida)}$ = 0.3851 mm^2/mm ¡OK!

4.10.4.2. Verificando la armadura mínima:

I_g = 10, 416,666.6667 mm^4

y_t = 250 mm

M_{cr} = 237,394.1650 N.mm/mm

1.2* M_{cr} = 284,872.9980 N.mm/mm

El momento que controla los requisitos de refuerzo mínimo es:

1.33*$M_{u(Punta)}$ = 49,117.7224 N.mm/mm

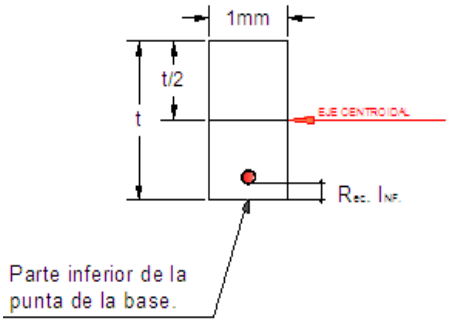


Figura 30: Parte inferior de la Punta de la base

La resistencia a la flexión mayorada (M_r) para el refuerzo inferior será:

M_r = 377,568.4719 N.mm/mm ≥ 1.33* $M_{u(Punta)}$ = 49,117.7224 N.mm/mm ¡OK!

4.10.4.3. Refuerzo para la punta:

Probando con varilla N° 8 → d_b= 25.4 mm → A_s= 506.71 mm^2

Usar varillas # 8 @ 200 mm- Refuerzo transversal- ¡Refuerzo inferior para la Punta de la base!

4.10.4.3.4. Refuerzo longitudinal.

Basado en los requisitos de contracción y temperatura, se proveerá armadura longitudinal a la zapata para minimizar la fisuración y para amarrar la estructura. Ver **(LRFD - C5.10.8 - ACI R7.12.1).**

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot A_g}{Perimetro\ de\ la\ zapata * (f_y)}$$

Usar varillas # 7 @ 180 mm - Refuerzo Longitudinal- ¡Refuerzo en la capa superior e Inferior de la Base del Estribo!

UNIDAD II: PRESUPUESTO

I. INTRODUCCIÓN

El presupuesto es la estimación programada sistemáticamente de las condiciones de operación y resultados a obtener en un período determinado.

La Alcaldía Municipal de Estelí necesita una referencia sobre la magnitud de la obra a diseñar; por lo tanto, se elaborará un Presupuesto de requerimiento de materiales.

Son cálculos de compra de materiales preparado bajo condiciones normales de producción. Mientras no se produzca una carencia de materiales, la cantidad se puede fijar sobre un estándar determinado para cada tipo de material.

CAPÍTULO I. MATERIALES COMPUESTOS

Los materiales que forman el concreto armado son: el concreto y el hierro homogéneo *(acero dulce colado manufacturado mediante el procedimiento Bessemer, Thomas o Siemens Martín, al crisol)*.

El concreto se compone de cemento tipo Portland, arena *(árido fino)* y material pétreo *(árido grueso),* a los cuales se les agrega agua para unirlos íntimamente y transformarlos en una pasta plástica que posee la propiedad de endurecerse, desarrollándose previamente el fenómeno conocido como fraguado.

1.1. Cemento común, tipo Portland

En general, tal designación corresponde siempre al cemento artificial común de fraguado lento. Es un aglomerante eminentemente hidráulico.

Este tipo de cemento es un polvo de color gris, algo verdoso. Su densidad, peso

aparente, en estado suelto es de 1,600Kg por metro según la **Tabla 6A. RNC**. Debe entenderse por "estado suelto" del cemento, tal como queda éste en el recipiente al llenarlo, y por "estado compacto" cuando se sacude el recipiente para que el cemento se asiente.

Generalmente se acepta, como peso aparente *(densidad)*, que $1m^3$ de cemento pesa 1,500Kg. Sin embargo, aunque su valor medio es de 1,270Kg su coeficiente de aporte es aproximadamente igual a 47% *(vacíos 53 %).*

1.2. Áridos o agregados

Se llama "Árido" o "agregado" al material inerte para preparar morteros u hormigones, formado por minerales duros. Se subdividen en árido o agregado fino, que es la arena, y en árido o agregado grueso, que es la grava.

1.3. Árido o agregado fino

La arena es el elemento de mayor importancia y que más influencia ejerce en la calidad del concreto. Las principales características de la arena que se usa para la elaboración de los morteros y hormigones son: su dureza, limpieza y su composición granulométrica *(graduado)*.

Este material se encuentra formado por el conjunto de granos de tamaños de 0.15 a 5 mm. Ésta puede proceder de río, de mar, yacimientos naturales de arena o por trituración mecánica de piedras, todas ellas de origen granítico, silícico, cuarzoso, basáltico o porfídico; es decir, de piedras duras. Las arenas procedentes de piedras calizas o de piedra pómez no deben ser admitidas.

Las arenas deben ser limpias, libres de sales nocivas *(salitre)* y exentas de materias orgánicas *(vegetales o animales)*, pues éstas no permiten una buena e íntima unión con el cemento. La presencia del salitre, que es en sumo grado

perjudicial para el cemento y para el hierro, se reconoce por el sabor amargo. Es necesario efectuar un análisis químico, en caso de duda.

1.4. Árido o agregado grueso

Otro material que entra en la elaboración del concreto es la grava, proveniente de río o de mar, y el cascajo. Estos materiales deben ser originarios de piedras duras *(granito, gneis, cuarcita, basalto, grauwaca, pórfido)* y no deben admitirse piedras calizas o areniscas.

El árido grueso debe contener piedritas de todo tamaño, desde 6mm hasta el máximo de 30mm. En realidad, las piedritas no deberían ser mayores que 25mm a efecto de que aún las más grandes puedan introducirse entre las barras de la armadura metálica y entre éstas y las paredes de los encofrados, ocasionando así la formación de "ratoneras" *(huecos).*

1.5. Agua

El agua para la preparación del mortero debe ser potable, limpia, exenta de impurezas tales como: sales, ácidos y grasas u otras materias nocivas.

Cuando se ha de emplear un agua desconocida, es de conveniencia practicar un análisis químico. El agua que tuviera arcilla en suspensión no es apta para su empleo. El agua de mar, que generalmente contiene cloruros y sulfatos de magnesio, perjudican en cierto grado el concreto.

- Agua de amasado:

La cantidad de agua a emplear en la elaboración del concreto depende del estado de humedad del volumen aparente de los áridos. La relación en peso del agua de amasado y el cemento se llama: *"Razón agua - material cementante".*

Dentro de lo posible, hay que tratar de usar la menor cantidad de agua para elaborar el concreto, pues una cantidad exagerada debilita notablemente la resistencia del mismo y lo hace permeable. Donde la colocación del concreto y su apisonado son fáciles y cómodos, se echará poca agua para amasarlo.

1.6. Unidades de medida

Según los **NIC – Artos. 602.21** y **110.03**, se especifica respectivamente que "la medición del concreto estructural y el concreto para sellar, será hecha en metros cúbicos en la estructura terminada" y que "el cemento Portland será medido por bolsa. El vocablo "bolsa" significará 42.5 kilogramos de cemento".

El volumen de arena, grava y piedra *(concreto ciclópeo)* se calcularán en metros cúbicos. El cemento se calculará en bolsas de 42.5 kilogramos y el agua en galones.

1.7. Volumen aparente de los agregados

Los agregados presentan vacíos entre sus partículas, mostrando volúmenes aparentes. Al mezclarse entre sí, los vacíos de los materiales más gruesos son ocupados por las partículas de los más pequeños y los de éstos por el agua, obteniendo así un volumen de concreto menor al esperado.

1.7.1. Coeficiente de aporte de los agregados

Coeficiente de aporte es la relación entre el volumen real del material y el volumen que éste ocupa dentro de su volumen aparente. Estos factores tienen un valor menor o igual que 1, pues el volumen real es menor que el aparente:

$$Volumen\ Real\ (Vr) = Volumen\ Aparente\ (Va) \times coeficiente\ de\ aporte\ (Ca)$$

Para los materiales que componen el concreto y el mortero se tienen los siguientes coeficientes de aporte:

Arena	63%	**Cemento**	47%
Grava	51%	Agua	100%
Piedra	60%		

1.7.2. Coeficiente de aporte general

El coeficiente de aporte general es la razón entre el volumen del concreto una vez colado y la suma de volúmenes de agregados incluyendo al agua. Este factor dependerá de la dosis, pues el volumen de vacíos entre los agregados cambia según la variedad y cantidad de agregados. Por lo tanto, es necesario calcular un volumen de agregados extra, mayor que el volumen del encofrado.

1.8. Factores de desperdicio

En el proceso de construcción se debe considerar un factor de desperdicio cuyo valor depende del elemento a fabricar y de las condiciones propias de trabajo.

Nota: Los factores de desperdicio que a continuación se presentan están basados en el **Manual de Presupuesto de Obras Municipales *(INIFOM)***, ***TABLA NO 1: % DE DESPERDICIOS***, página 110. Sin embargo, algunos de estos factores fueron modificados con base en la experiencia de algunos constructores locales y por consejo de la Alcaldía Municipal de Estelí, AME.

A la derecha se presentan los factores de desperdicios durante el almacenamiento, traslado, o cualquier otra manipulación de los agregados del concreto y del mortero.

Arena	15	**Cemento**	10
Grava	8%	Agua	30%
Piedra	5%		

Los factores de desperdicios durante el encofrado del concreto y el repello con mortero son:

Mortero	10%
Concreto	5%

1.9. Cálculo del volumen de concreto ciclópeo

Los cálculos de volumen de materiales para concreto ciclópeo se detallan mejor en los anexos. Se utilizó la misma metodología para obtener los volúmenes de agregados para la cubierta, aceras y barandas, los cuales se presentan en las tablas de los Apéndices.

Cada estribo tiene un volumen de 34.7746 m^3. Por sugerencia de constructores y recomendaciones de ingenieros civiles locales, se recomienda elaborar una mezcla de concreto ciclópeo compuesto en un 60% por piedra bolón y un 40% por concreto de 21MPa. Los volúmenes de estos dos componentes son:

$$Vol_{Piedra} = 34.7746m^3 \; x \; 0.6 = 20.8648m^3$$
$$Vol_{Concreto} = 34.7746m^3 \; x \; 0.4 = 13.9098m^3$$

Para obtener una resistencia de 21MPa a los 28 días se propone usar una dosis de concreto de 1:2:4 usando una relación en peso de agua/cemento igual a 0.45.

CAPÍTULO II. ACERO DE REFUERZO Y DE AMARRE EN ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Las barras deben ser derechas, limpias, sin fisuras y no presentarán picaduras por oxidación. Es preferible emplear barras de diámetros distintos, pero de menor diámetro, así se obtiene más absorción uniforme de la tracción dentro de del concreto y mayor superficie de adherencia entre la armadura y el concreto.

2.1. Longitud de anclaje

Se determina la longitud que una varilla definida cubre a lo largo de un elemento o en una dirección. Si una varilla no es lo suficientemente larga como para

abarcar esta longitud, entonces se deberán usar dos o más varillas consecutivas unidas entre sí mediante empalmes cuya distancia *(longitud de anclaje)* se calcula tomando en cuenta los criterios expuestos en el ***LRFD – Arto. 5.11.2.1.1***.

La longitud de anclaje obtenida según lo especificado en el ***LRFD – Arto. 5.11.2.1.1*** deberá ser modificada por un factor de aumento igual a 1.2 ***(LRFD - Arto. 5.11.2.1.2)*** y un factor de reducción igual a 0.8 ***(LRFD - Arto. 5.11.2.1.3).***

2.2. Desperdicios

Con base en la experiencia de constructores locales, se estima que se desperdiciará el 10% del acero de refuerzo, traducido como acero cuya longitud es muy corta y no se puede utilizar para el armado.

2.3. Unidad de medida

En Nicaragua el acero de refuerzo generalmente se cotiza en Quintales *(100 lb)*. Sin embargo, con base en el **NIC – Arto. 604.09** el acero de refuerzo también se calculará en kilogramos *(Kg).*

Tabla 1: Peso de acero de refuerzo

Número	Diámetro	m/QQ	m/Kg
2	6.35	182.839629	4.02247183
3	9.525	81.2620572	1.78776526
4	12.7	45.7099071	1.00561796
5	15.875	29.2543406	0.64359549
6	19.05	20.3155143	0.44694131
7	22.225	14.925684	0.32836505
8	25.4	11.4274768	0.25140449

La longitud total que se necesita por cada varilla de diámetro distinto deberá tomar en cuenta el número y longitud de traslapes. La longitud total se traducirá en peso multiplicando la misma por el factor de conversión correspondiente:

2.4. Cálculo de volumen de acero de refuerzo

En los anexos se presenta el cálculo de acero de refuerzo necesario para la construcción de la cubierta de concreto en la dirección primaria para flexión positiva. El refuerzo requerido para las otras capas, así como para parapetos, aceras y estribos se presenta en las tablas de los Apéndices.

2.5. Alambre de amarre

Algunos ingenieros y constructores determinan el alambre de amarre a utilizar multiplicando el total de acero de refuerzo en quintales por un factor del 8%.

En esta monografía se determina la cantidad de alambre #18 basado en el número de amarres, asumiendo una longitud de amarre de 21cm. Se asume un 10% de desperdicio del total cotizado.

El alambre de amarre #18 se mide en libras. Primeramente se deberá determinar la longitud total requerida de este alambre. Por cada libra de alambre de amarre #18 hay 56 metros lineales de éste. Por lo tanto, esta longitud total será dividida entre 56m/lb para obtener el número de libras requeridas de amarre.

CAPÍTULO III. ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural será cotizado en unidades globales. Sin embargo, con base en el ***NIC – Arto. 605.24*** este acero también será medido en kilogramos.

3.1. Perfiles

El peso de los perfiles se calcula multiplicando su longitud total requerida por su área transversal y luego por un peso específico del acero de 7,850 Kg/m^3.

Asumiendo que los angulares para construir los marcos transversales y los canales propuestos para los conectores de cortante tienen una longitud de fábrica de 6m, y sabiendo que las vigas de acero miden 6.85m se tiene:

Tabla 2: Volumen de perfiles de acero

Perfil	Longitud total *(m)*	Área transversal *(m^2)*	Unidades/ fábrica	Peso total *(Kg)*
Angulares: 3" x 2 1⁄2 " x 3⁄16 "	12.57	6.45E-04	12.57/6 =**3**	**91.3428**
Canales: 1.72"x4"x2/7"x9"	11	1.37E-03	11/6 = **2**	**776.6927**
Vigas: W18x175	27.4	3.31E-02	**4**	**7506.641**

3.2. Otros

Tabla 3: Cantidad y peso de otros componentes estructurales de acero

Descripción	Cantidad	Dimensiones *(mm)*	Peso *(Kg)*
Placas de acero para el anclaje de apoyos de neopreno	**8**	477.80 x 340.360 x 44.45	454.5225
Pernos A307 para fijar los	**32**	289.4 x 25.4	36.8363

Tabla 3: Cantidad y peso de otros componentes estructurales de acero			
Descripción	Cantidad	Dimensiones *(mm)*	Peso *(Kg)*
apoyos en la dirección transversal			
Rigidizadores de apoyos	**16**	508.4 x 50.8 x 12.7	41.1630

3.3. Apoyos de Neopreno con placas de acero de refuerzo interno

El puente Los Ángeles deberá ser provisto de 8 apoyos con las siguientes características:

Tabla 4 – Apoyo de neopreno con placas de acero de refuerzo interno			
Dimensiones	Longitud de la almohadilla *(L)*	289.56	mm
	Ancho de la almohadilla *(W)*	300	mm
	Espesor de recubrimiento de elastómero ($h_{recub.}$)	9	mm
	Espesor de la capa interna del elastómero ($h_{interior.}$)	12	mm
	Número de capas de acero de refuerzo ($N°_{capas\text{-}ref.}$)	6	Capas
	Espesor del acero de refuerzo ($h_{refuerzo.}$)	3	mm
Propiedades de los materiales	Dureza del Elastómero ($H_{Shore(A)}$)	50	Adim.
	Módulo de corte del Elastómero (G)	0.66	MPa
	Deflexión del Flujo plástico del Elastómero en 25 años dividida por la deflexión instantánea (C_d)	0.25	Adim.
	Tensión de fluencia del acero (F_y)	250	MPa

CONCLUSIONES

- Usando la metodología desarrollada en este trabajo monográfico, se garantiza que la estructura está sujeta a la reglamentación y parámetros dados por la **AASHTO LRFD – 2007**, asegurando el equilibrio del conjunto del puente y de cada una de sus partes.

- Como solución al problema de falta de puente de comunicación vial entre los barrios Los Ángeles y Ronaldo Arauz, el diseño de este puente recomienda la construcción de una estructura isostática, con una separación longitudinal entre ejes de los apoyos de 6.10 m, y una cubierta de concreto de 20 cm más una carpeta de asfalto de 7.81 cm de espesor. Esta cubierta estará apoyada sobre cuatro vigas de acero A36 de perfil W con una separación eje a eje de 1.30 m. La cubierta constará de un sólo carril y se deberá proveer de barandas de concreto armado de nivel TL-2.

- En el diseño de los elementos del puente, principalmente en la superestructura, se hicieron cálculos complejos e iterativos que tienden a retrasar y dilatar el proceso para la obtención de resultados confiables. Por este motivo, se creó una aplicación orientada al diseño automatizado, en Visual Basic, y así corroborar los cálculos manuales.

- Se elaboró un presupuesto de requerimiento de materiales cumpliendo con la solicitud hecha por la Alcaldía Municipal de Estelí. Éste cálculo de volumen y cantidad de materiales están basados en las normas nacionales, entre ellas la NIC - 2000.

RECOMENDACIONES

- Hasta hoy en día, en Nicaragua no existe una norma o reglamento interno que pueda ser usado para el diseño estructural de un puente. Por lo mismo, se recomienda usar como código y especificaciones de diseño las normas **AASHTO – LRFD**.

- Las normas **AASHTO – LRFD** son actualizadas constantemente mediante revisiones interinas, por lo que se insta a los interesados en el tema a revisar las constantes actualizaciones.

- En atención al comentario ***LRFD - C3.6.1.1.2***, ***párrafo 10***, si se desea construir el puente con el mínimo ancho de carril se recomienda usar vuelos de 80cm, con aceras de 95cm y separaciones de vigas de 1.3m. El acero de refuerzo principal se puede distribuir cada 30cm.

El **"Puente Los Ángeles"** presenta limitaciones de espacio de trabajo debido a que las casas habitacionales adyacentes al cauce **"Los Robles"** se encuentran muy cerca al puente en mención y de esta manera se impide la proyección de los Aletones paralelamente al sentido de la vía. Por otro lado, existe una separación máxima de 9,650 mm entre las casas ubicadas a ambos lados de la calle. El ancho de vía del puente es de 6,900 mm, resultando difícil colocar los Aletones

- Por lo antes expuesto, se recomienda usar gaviones con una longitud de 10 m, tanto aguas arriba como aguas abajo a ambos lados del cauce para que éstos aporten estabilidad al talud *(Véase* Apéndice *D)*.

- En caso de que el dueño decida utilizar marcos transversales, se recomienda utilizar rigidizadores intermedios como placas de conexión entre las vigas y los marcos con las siguientes dimensiones:
  Ancho, b_t (mm) = 76.2, Espesor, t_p (mm) = 6.35, Altura (mm) = 508

BIBLIOGRAFÍA

American Association of State Highway and Transportation Officials. (January, 2007). AASHTO LRFD Bridge Desgin Specifications, 4th Edition. Washington DC: AASHTO Publications Staff.

Arnal, E. (1983).) LECCIONES DE PUENTES. Folleto de Estructuras N° 8.4ta Impresión. UCV .

Baker, M. J. (December, 2003). LRFD Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge. Moon Township, Pennsylvania.

FUNDEVI LANAMME Consultora. (Marzo 2001). MANUAL CENTROAMERICANO DE ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES REGIONALES. Guatemala.

INIFOM. (2002). Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes (NIC-2000). Managua, Nicaragua.

Kapur, J. (Mayo 2008). Bridge Design Manual. Olympia, Washington.
Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2007). REGLAMENTO NACIONAL DE LA CONSTRUCCIÓN. Managua, Nicaragua.

Ministerio de Obras Públicas, T. y. (1995). NOTA TECNICA SOBRE APARATOS DE APOYO PARA PUENTES DE CARRETERA. España: Centro de Publicaciones - Secretaría General Técnica.

Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2007). Reglamento Nacional de la Construcción. Managua, Nicaragua.

MINNESOTA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION BRIDGE OFFICE. (2010).

LRFD Bridge Design Manual. Oakdale, Minnesota.

Moya, I. V. (2006). Puentes: Análisis y Diseño.

Permuy, J. P. (2000). Introducción al dimensionamiento en acero.

Proyecto redactado por la Fundación Laboral de la Construcción Navarra. (2007). Identificación de Riesgos Laborales, Medidas Preventivas y Evaluación en la construcción de puentes y túneles. Pamplona, Navarra: © GOBIERNO DE NAVARRA.

República de Nicaragua, Ministerio de Transporte e Infraestructura. (Abril,2002). Especificaciones generales para la construcción de caminos, calles y puentes NIC-2000. Managua, Nicaragua.

SOUTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. (2006). SCDOT BRIDGE DESIGN MANUAL. Columbia, Carolina del Sur.

Virginia Department of Transportation. (2010). Manual of the Structure and Bridge Division. Richmond, Virginia.

ANEXOS

APÉNDICE A

I. DISEÑO DE LA CUBIERTA DE CONCRETO

Las características geométricas de la cubierta los factores de diseño se detallan en el CAPÍTULO I. Se recomienda revisar estos datos para comprender las variables que se usarán en este anexo.

1.1. Cargas permanentes

Las cargas permanentes la comprenden: el peso propio de los componentes estructurales *(la losa, las aceras y las barandas) (DC)* y el peso propio de la superficie de rodamiento *(DW).* Se usará un ancho de faja b = 1,000mm*:*

Tabla 1: Cargas muertas			
Componente		*Valor*	*Condición*
Estructur.	*Losa*	*4.7072 N/mm*	$W_{losa} = t_{s1} \cdot b \cdot \gamma_c$
	Baranda	*3,896.5525 N*	$W_{bar} = W_{bar} \cdot g \cdot b$
	Acera	*3.5304 N/mm*	$W_{acera} = t_{s3} \cdot b \cdot \gamma_c$
Asfalto		*1.7233 N/mm*	$W_{asfalto} = t_{fws} \cdot b \cdot \gamma_a$

Los momentos actuantes se obtuvieron mediante el uso del software Sap 2000 V.11. Se presentan los momentos para las regiones internas:

Tabla 2: Momentos debido a carga muerta			
Zona	Componente	Valor	Ubicación
+M *(N·mm)*	Estructurales	2,139,364.26	$X = 1{,}500mm + 1{,}300mm + 1{,}300mm/2$
	Asfalto	124,951.9	
-M *(N·mm)*	Estructurales	1,070,544.87	$X = 1{,}500mm + 1{,}300mm$
	Asfalto	-260,277.58	

1.2. Cargas transitorias *(LRFD - Tabla A4.1-1)*

La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte equivale a un cuarto del ancho de patín *($1/4 \cdot b_f$)* = 72.39mm ***(LRFD - Arto. 4.6.2.1.6)***. Basado en la separación de vigas y la sección de diseño, se obtuvo:

Tabla 3: Momento positivo según la separación "S"		
Variable	**Valor**	**Condición**
M_{LL+IM} *(N·mm/mm)*	21,130	
M_{LL+IM} ajustado *(N·mm/mm)*	26,412,500	$M_{LL+IM} = 21{,}130 \cdot b \bullet (1.25)_{MTI}$

Tabla 4: Momento Negativo según Separación "S" y Sección de Diseño		
Variable	**Valor**	**Condición**
M_{LL+IM} *(N·mm/mm)*	10,320.46	*Interpolado*
M_{LL+IM} ajustado *(N·mm/mm)*	-12,900,575	$M_{LL+IM} = 10{,}320.46 \cdot b \bullet (1.25)_{MTI}$

1.3. Solicitaciones Extremas

Se emplearon las combinaciones extremas con los momentos por cargas actuantes sobre la cubierta del puente. Con los resultados de momento y los factores sugeridos se obtienen las siguientes solicitaciones extremas:

Tabla 5: Combinaciones extremas		
Componentes	**Zona**	
	+M	**-M**
Estructurales: M_{DC} *(N·mm)*	2,139,364.260	1,070,544.870
Superficie asfáltica: M_{DW} *(N·mm)*	124,951.900	-260,277.580
Sobrecarga vehicular: M_{LL+IM} *(N·mm)*	26,412,500.0	-12,900,575
Estado Límite de Resistencia I		
$Q_R = \eta_i \bullet [\gamma_{DC} \bullet DC + \gamma_{DW} \bullet DW + \gamma_L \bullet (LL+IM)]$	48,960,799.4	-21,574,170.93

Tabla 5: Combinaciones extremas		
Estado Límite de Servicio I		
$Q_S = \eta_i \cdot [1 \cdot DC + 1 \cdot DW + 1 \cdot (LL+IM)]$	28,605,124.12	-12,060,081.94

1.4. Diseño de refuerzo para la armadura principal

La dirección de la armadura primaria es perpendicular al eje del puente. El acero requerido para cada zona de momento se determinará basado en las solicitaciones en el ancho de faja efectivo.

1.4.1. Diseño de refuerzo para flexión positiva

Se propone usar una varilla #6 *(6/8" Φ)*. Una vez determinada el área requerida, basada en la solicitación mayorada para la zona de Momento Positivo, se calcula la separación entre varillas.

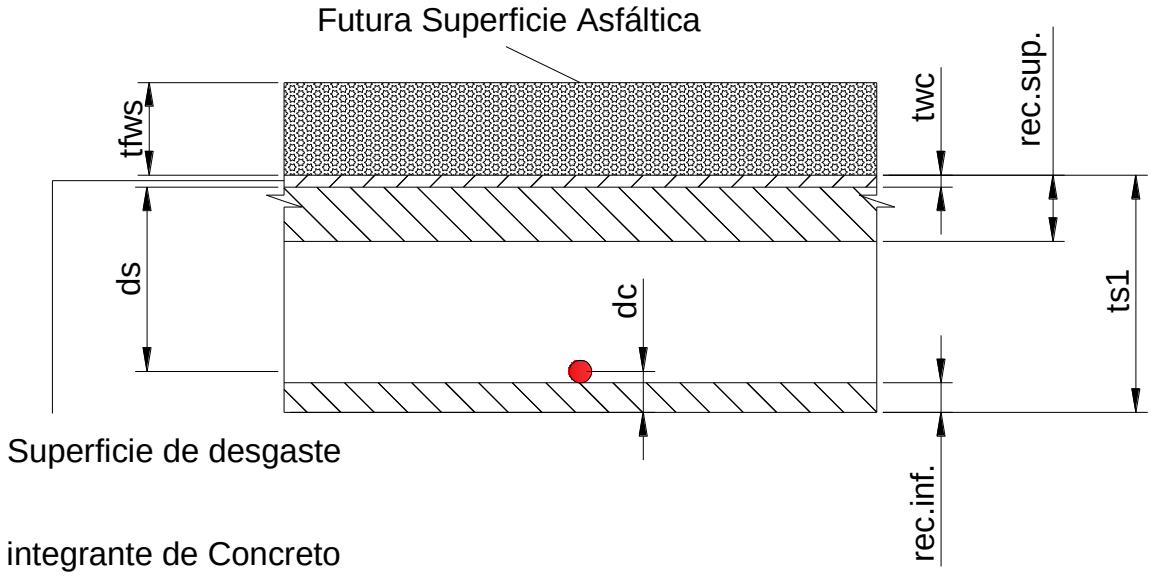


Figura 1: Diagrama de la losa para refuerzo en Zona de Momento Positivo

Se utilizará un Factor de resistencia a la flexión y tracción del hormigón armado, $\Phi_f = 0.9$ ***(LRFD - Arto. 5.5.4.2.1).***

Tabla 6: Acero transversal requerido para Momento positivo		
Variable	**Valor**	**Condición**
Diámetro de varilla, $dia_{(bar)}$ *(mm)*	19.05	
Profundidad de momento flexional, d_s *(mm)*	155.475	$d_s = t_{s1} - t_{wc} - rec.inf - dia_{(bar)} / 2$
Ancho de Faja, b *(mm)*	1,000	
Momento nominal resistente requerido, M_{nreq}, *(N·mm)*	54,400,889	$M_{nreq} = Q_R/\Phi$
Área de acero requerido, A_{Sreq} *(mm^2/mm)*	0.8767	$A_{sreq} = A_{sreq} / b$

Nota: Dado que la superficie de desgaste, t_{wc}, puede ser removida durante la abrasión, no incluirla en los cálculos de capacidad estructural.

Donde:

$$A_{sreq} = \frac{1.7 \cdot f_c' \cdot b \cdot f_y \cdot d_s - \sqrt{\left(1.7 \cdot f_c' \cdot b \cdot f_y \cdot d_s\right)^2 - 6.8 \cdot f_c' \cdot b \cdot f_y^2 \cdot M_{nreq}}}{2 \cdot f_y^2 \cdot b}$$

Para la separación entre varillas se toma en cuenta el área de acero requerido, el área de la varilla propuesta y algunas limitaciones en cuanto a separación.

Tabla 7: Separación de Acero transversal requerido para flexión positiva		
Variable	**Valor**	**Condición**
Área de la varilla propuesta, $A_{(bar)}$ *(mm^2)*	285.0230	
Separación máxima requerida, $S_{req(bar)}$ *(mm)*	325.1015	$S_{req(bar)} = A_{(bar)} / A_{sreq}$
Separación propuesta, $S_{(bar)}$	250	**Ok!** $S_{(bar)} < (1.5 \cdot t_{s1}$, 450mm) ***(LRFD - Arto. 5.10.3.2)***.
A_s *(mm^2)*	1,140.0918	$A_s = A_s \bullet Ancho_{faja}$. **Ok!** $A_s \geq A_{sreq}$

A continuación se aplicará una serie de evaluaciones en los que se comprobará la máxima separación permitida por las especificaciones de la norma en uso:

a. Resistencia a la Flexión *(LRFD – Arto. 5.7.3.2.1)*

La resistencia mayorada a la flexión al cual contribuye el acero propuesto deberá ser mayor o igual que la solicitación durante el Estado Límite de Resistencia I:

Tabla 8: Resistencia a la flexión mayorada de una sección flexionada		
Variable	**Valor**	**Condición**
Altura del diagrama de tensiones equivalente, a *(mm)*	20.1193	$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b_{pos}}$
Resistencia nominal a la flexión, M_n *(N•mm)*	69,630,485.7	$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right)$
Resistencia a la flexión mayorada, M_r *(N•mm)*	62,667,437.13	$M_r = \Phi \cdot M_n$ **Ok!** $M_r \geq Q_R$

b. Límites para las Armaduras

- Limitación de la Fisuración ***(LRFD - Arto. 5.7.3.4)***

La revisión del control de fisuración del **LRFD** coloca un límite en el espaciamiento del refuerzo para prevenir severas y excesivas fisuraciones flexionales. Esto se cumple limitando la separación de las barras de acero.

Tabla 9: Resistencia a la tensión en el acero propuesta		
Variable	**Valor**	**Condición**
Relación modular acero / concreto, n	8	***LRFD - Arto. 6.10.1.1.1b***
$n \cdot A_s$ *(mm^2)*	9,120.7346	

Tabla 9: Resistencia a la tensión en el acero propuesta		
Variable	**Valor**	**Condición**
Distancia de fibra superior hasta eje neutro, X *(mm)*	44.9096	$b \cdot x \cdot x / 2 = n \cdot A_s \cdot (d_s - x)$
Brazo de momento entre componentes de fuerza flexional, $j \cdot d_s$ *(mm)*	140.5051	$j \cdot d_s = d_s - x/3$
Tensión del refuerzo, f_{ss}, cuando está sujeta a momento de Servicio I *(N/mm²)*	178.5714	$f_{ss} = \frac{Q_{spos}}{A_s \cdot j \cdot d_s}$

Donde:

$$x = \frac{-n \cdot A_s + \sqrt{(n \cdot A_s)^2 + 2 \cdot b \cdot n \cdot A_s \cdot d_s}}{b}$$

Tabla 10: Separación máxima de las varillas		
Variable	**Valor**	**Condición**
Distancia, d_c, entre fibra extrema en tensión hasta centro de varilla *(mm)*	34.525	d_c = rec.inf. + $dia_{(bar)}$ / 2
Altura del tablero, t_{s1}, *(mm)*	200	
β_s	1.2981	$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 \cdot (h - d_c)}$
S_{max} *(mm)*	328.9287	$S_{max} \leq \frac{123000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \cdot d_c$

Nota: Para exposición severa, usar, $\gamma_e = 0.75$

Ok! 250mm < 328.9287mm. La separación propuesta cumple con el requisito de Limitación por Fisuración mediante distribución de la Armadura.

- Armadura mínima ***(LRFD - Arto. 5.7.3.3.2):***

La armadura de tracción deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r, como mínimo igual al menor entre: $1.2 \cdot M_{cr}$ y $1.33 \cdot Q$.

Tabla 11: Solicitación a la flexión mayorada		
Variable	**Valor**	**Condición**
Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta, S_c *(mm^3)*	4,028,745.938	$S_c = \frac{b \cdot d^2}{6}$
Módulo de Rotura para concreto de densidad normal, f_r *(Mpa)*	5.1328	$f_r = 0.97 \cdot \sqrt{f_c'}$
Momento de fisuración, M_{cr} *(N•mm)*	20,678,576.1	$M_{cr} = S_c \cdot f_r$
Q_R *(N·mm)*	48,960,799.4	Resistencia I para +M
$1.2 \cdot M_{cr}$	24,814,291.32	
$1.33 \cdot Q_R$	65,117,863.21	

Donde b = Ancho de faja y d = d_s.

M_u = 24,814,291.32 N•mm

$\Phi M_n = M_r$ = 62,667,437.13 N•mm. **Ok!** $M_r > 1.2M_{cr}$

Ok! Se han cumplido todos los requisitos de la armadura propuesta. Se recomienda usar varillas de 6/8 pulgadas de diámetro separadas cada 250mm en la parte inferior de la losa, perpendicularmente al sentido del tráfico.

1.4.2. Parte superior de la losa *(Momento negativo)*

Se sigue el mismo procedimiento realizado para el cálculo del acero para momento positivo. El acero de refuerzo requerido es de 451.2042mm^2.

Se propone usar varillas #6 *(6/8" Φ)* en la zona de momento negativo. La separación requerida para este diámetro es de 631.6939mm. Por lo tanto, se propone una separación de 200mm. Ésta es menor que 1.5 veces la altura de la losa *(300mm)* y 450mm ***(LRFD - Arto. 5.10.3.2)***.

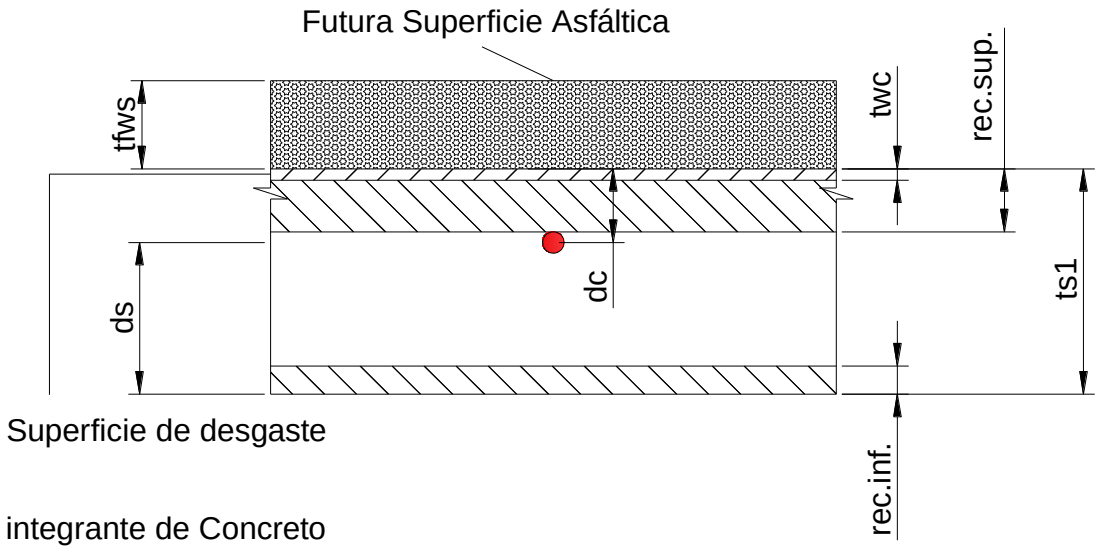


Figura 2: Diagrama de la losa para refuerzo en zona de Momento Negativo

a) Resistencia a la Flexión *(LRFD – Arto. 5.7.3.2.1)*

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right) = 70{,}569{,}107.93 N \cdot mm$$

$$\phi M_n = M_r = 63{,}512{,}197.14\ N \cdot mm$$

$$Ok!\ M_r > Q_R = 21574170.93\ N \cdot mm$$

b) Límites para las Armaduras

- Limitación de la Fisuración ***(LRFD - Arto. 5.7.3.4):***

La separación máxima cuando el refuerzo se encuentra sometido a tensión durante el Estado Límite de Servicio es:

$$S_{max} \leq \frac{123000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \cdot d_c = 577.0720\ mm, \qquad \boldsymbol{Ok}!\ 200mm < S_{max}$$

- Armadura mínima ***(LRFD - Arto. 5.7.3.3.2):***

$$1.2 \cdot M_{cr} = 17{,}475{,}731.22\ N \cdot mm\ y\ 1.33 \cdot Q_R = 28{,}693{,}647.34\ N \cdot mm$$

Se toma como solicitación máxima $1.2 \cdot M_{cr}$. Ésta es menor que la Resistencia mayorada del concreto reforzado, M_r = 63,512,197.14N·mm.

Ok! Se han cumplido todos los requisitos establecidos por la Norma ***AASHTO - LRFD 2007*** para la distribución de refuerzo para momento negativo.

1.5. Diseño de refuerzo en la dirección secundaria *(longitudinal)*

1.5.1. Parte inferior de la losa *(Momento Positivo)*

Este refuerzo es una fracción del acero primario requerido en la parte inferior de la losa *(momento positivo)*. Para las cubiertas donde el refuerzo primario se coloca perpendicularmente al tráfico, el requisito de refuerzo longitudinal en la parte inferior de la capa es ***(LRFD - Arto. 9.7.3.2):***

$3{,}840 / \sqrt{S_{ef}} = 113.5361\% > 67\% \rightarrow$ Usar: 67.00%, donde S_{ef} = 1,143.917mm

El acero primario en la parte inferior de la losa es: A_s = 1.1401 mm^2/mm. Entonces, el refuerzo secundario solicitado para la parte inferior de la losa es:

$A_s = 1.1401\ mm^2/mm \times 67\% = 0.7639 mm^2/mm$

Se propone usar varillas #6. Por consiguiente, se requiere una separación máxima de 373.1343 mm. Se recomienda una separación de 300mm en cumplimiento con el ***LRFD - Arto. 5.10.3.2.***

Por lo tanto, usar varillas de 6/8 pulgadas de diámetro separadas cada 300 mm en la parte superior de la losa, paralelo al tráfico.

1.5.2. Parte superior de la losa *(Momento Negativo)*

Esta armadura, en cada cara y en cada dirección, deberá cumplir con el ***LRFD - Arto. 5.10.8:***

Tabla 12: Acero longitudinal solicitado para flexión negativa		
Variable	**Valor**	**Condición**
Ancho mínimo de la sección componente, b *(mm)*	1,000	*Ancho unitario de 1m*
Espesor mínimo de la sección componente, h *(mm)*	200	*Espesor de losa, t_{s1}*
Esfuerzo a la fluencia del acero de barras, $f_y = f_s$ *(MPa)*	420	***LRFD - Arto. 5.4.3.1***
Acero máximo requerido, $A_{smáx}$ *(mm^2/mm)*	0.233	$A_{smáx} = \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b+h) \cdot f_y}$ **Ok!** $0.233 \leq A_{smáx} \leq 1.27$ ***(LRFD - Arto. 5.10.8-2)***

Se propone usar varillas #4. Con este diámetro se requiere una separación de 543.6776mm. En cumplimiento con el ***LRFD - Arto. 5.10.8***, usar una separación de 300mm.

Por lo tanto, usar varillas de 4/8 pulgadas de diámetro separadas cada 300 mm en la parte superior de la losa, paralelo al tráfico.

1.6. Diseño de vuelo

Las cargas horizontales que actúan sobre el vuelo cuando un vehículo colisiona contra las barreras deberán satisfacer los requisitos de la ***Sección 13.***

1.6.1. Fuerza de colisión vehicular

La baranda seleccionada deberá soportar el nivel de ensayo que se solicite. En este caso, se seleccionó el nivel TL-2. Las características geométricas y de diseño del sistema de baranda se resumen en el Capítulo I.

1.6.2. Procedimiento de Diseño *(LRFD - A13.3)*

Tabla 13: Resistencia de la baranda tipo Kansas Corral		
Variable	Valor	Condición
Resistencia inelástica, M_p, del riel *(N·mm)*	35,522,430.2463	*Dato de laboratorio*
Capacidad de Momento de un solo poste, M_{poste} *(N·mm)*	24,811,468.4545	*Dato de laboratorio*
Altura en la cual se evalúa el efecto de la colisión vehicular, $\bar{Y}$, *(mm)*	512.5	Altura media del riel *(viga)*
Resistencia última a la carga transversal de un único poste, P_p *(N)*	48,412.6214	$P_p = \frac{M_{poste}}{\bar{Y}}$

Para diseñar las barandas formadas por postes y vigas bajo condiciones de falla se deberán utilizar análisis inelásticos ***(LRFD - A13.3.2)***.

Tabla 14: Mínima resistencia nominal crítica del riel		
Tramos que fallan	Resistencia *(N)*	Ecuación
Falla 1 tramo	261,868.2657	$R = \frac{16 \cdot M_p + (N-1) \cdot (N+1) \cdot P_p \cdot L}{2 \cdot N \cdot L - L_t}$
Fallan 3 tramos	136,843.2713	
Fallan 2 tramos	161,242.1211	$R = \frac{16 \cdot M_p + N^2 \cdot P_p \cdot L}{2 \cdot N \cdot L - L_t}$

Ok! $R > F_t = 120{,}000N$

La relación de momento entre la viga interna *(M_2)* y la externa *(M_1)* por sobrecarga vehicular o por colisión es igual a 0.2667 según la configuración del puente en diseño:

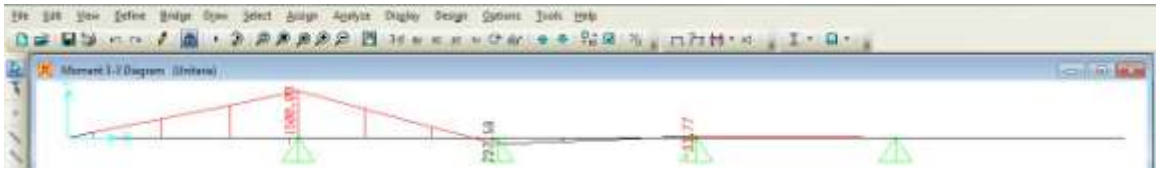


Figura 3: Distribución de momento por carga viva o colisión actuando únicamente en el vuelo

El momento por la combinación de carga muerta $1.25M_{DC} + 1.50M_{DW}$ en la viga interna es M_2 = 947,765.48N·mm y en la viga externa es M_1= -19,879,671N·mm. Debido a que en Sap 2000 no se pueden usar todos los decimales de entrada que uno desee se utilizará la relación de momentos M_2/M_1 = 0.0476.

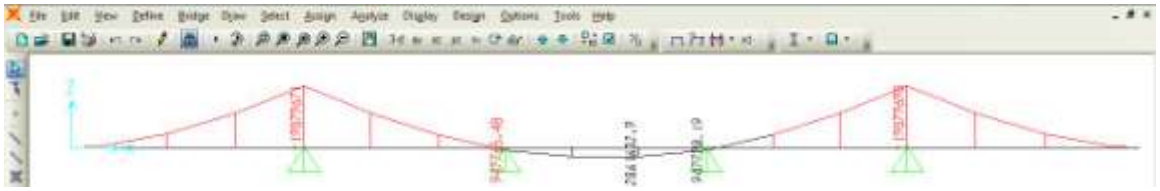


Figura 4: Distribución de cargas muertas a lo largo del eje transversal del puente

A continuación se resumen las solicitaciones por carga muerta, colisión y carga viva para los tres casos de diseño analizadas en la cara interna de la baranda y en las secciones de diseño de la viga (en el vuelo y en el primer claro).

Tabla 15: Distribución de momentos por carga muerta en vuelo *(N·mm/mm)*			
Sec.	Componente	Valor	Ecuación
a_2	Baranda, acera y vuelo	930.9359	$M_{DCa} = \frac{(t_{s2} + t_{s3}) \cdot \gamma_c \cdot cw^2}{2} + [W_{par} \cdot (cw - \bar{x})] \cdot g$
b	Baranda	4,923.3775	$M_{DPb} = W_{par} \cdot (vuelo - dc - \bar{x}) \cdot g$
	Acera	3,408.1226	$M_{DWsb} = \frac{t_{s3} \cdot \gamma_c \cdot ws_w \cdot [2(vuelo - dc) - ws_w]}{2}$
	Vuelo	4,796.7697	$M_{DDb} = \frac{t_{s2} \cdot \gamma_c \cdot (vuelo - dc)^2}{2}$
	Asfalto	92.4776	$M_{Dwb} = \frac{[t_{fws} \cdot \gamma_a \cdot (vuelo - dc - W_{sw})^2]}{2}$
c	Baranda	5,205.4490	$M_{DPi} = \frac{t_{s2} \cdot \gamma_c \cdot (vuelo)^2}{2}$
	Acera	3,689.2429	$M_{DWsi} = \frac{t_{s3} \cdot \gamma_c \cdot ws_w \cdot [2 \cdot vuelo - ws_w]}{2}$
	Vuelo	5,295.564	$M_{DDi} = W_{par} \cdot (vuelo - \bar{x}) \cdot g$
	Asfalto	137.8612	$M_{Dwi} = \frac{[t_{fws} \cdot \gamma_a \cdot (vuelo - w_{sw})^2]}{2}$
	Momento factorado	17,944.6116	$M_{FDLV} = \gamma_{dc} \cdot (M_{DPi} + M_{DDi} + M_{DWsi}) + \gamma_{dw} \cdot M_{DWi}$
d	Momento factorado	855.5113	$M_{FDL2} = M_{FDLV} \times 0.0476$
e	Momento factorado	16,897.7340	$M_{FDLdc} = M_{FDLV} - d_c \cdot (M_{FDLV} + M_{FDL2})/S$

Secciones donde se calculan los momentos por colisión, carga viva y carga muerta:

a_1: cara externa de baranda.

a_2: cara interna de baranda.

b: sección de diseño de viga en el vuelo, d_c *(1/4·b_f).*

c: eje de la viga interna.

d: eje de la viga externa.

e: sección de diseño de viga en el primer claro *(entre las vigas interna y externa).*

Nota: una vez determinado el momento factorado por colisión en la sección de diseño interna, este momento se debe reducir por la distribución angular.

El momento por carga viva se debe a una carga W_L = 14N/mm. Usar factor de presencia múltiple m_1= 1.2 *(LRFD - Tabla 3.6.1.1.2*).

Tabla 16: Distribución de momentos por carga viva y colisión en vuelo

Sec.	Tracción axial *(Caso I) (N/mm)*	Resistencia última a flexión *(Caso I) (N·mm/mm)*	Momento por F_v *(Caso II) (N·mm/mm)*	Sobrecarga vehicular *(Caso III) (N·mm/mm)*
a_1	$T_a = \frac{P_p}{W_b + D}$	$M_d = \frac{M_{poste}}{W_b + D}$	-	
	42.4133	21,736.7983	-	
b	$T_{se} = \frac{P_p}{W_b + D + 2 \cdot \tan(\theta) \cdot (O_w - c_w + d_c)}$	$M_{se} = \frac{M_d \cdot W_b}{W_b + 2 \cdot \tan(\theta) \cdot (O_w - c_w - d_c)}$	$M_d = M_{se} = P_v \cdot \frac{X}{b}$	$M_{se} = m_1 \cdot W_L \cdot (O_w - c_w - 300 - d_c) \cdot (1.33 + 1.25)$
	26.3874	13,004.3338	5,191.3091	23,965.9869
c	-	$M_1 = M_d$		$M_{LLv} = m_1 \cdot W_L \cdot (O_w - c_w - 300) \cdot (1.33 + 1.25)$
	-	21,736.7983	5,191.3091	15,683.904
d	-	$M_2 = 0.2267\ x\ M_1$	$M_2 = 0.2267\ x\ M_1$	$M_{LL2} = 0.2667 \times M_{LLv}$
	-	5,796.4794	1,384.3491	4,182.374
e	$T_{si} = \frac{P_p}{W_b + D + 2 \cdot \tan(\theta°) \cdot (O_w - c_w + d_c)}$	$M_{CT} = M_1 - dc \cdot \frac{(M_1 + M_2)}{S}$		$M_{si} = M_{LLv} - d_c \cdot (M_{LLv} + M_{LL2}) / S$
		20,042.2310	2,744.5374	
	0.7010	$M_{si} = \frac{M_{CT} \cdot W_b}{W_b + 2 \cdot \tan(\theta) \cdot (O_w - c_w + d_c)}$		14,577.6579
		11,491.7943	23,724.1567	

Tabla 17: Acero de refuerzo requerido para cada caso			
Sec.	Caso I	Caso II	Caso III
a_2	$Mu = \eta_e \cdot (\gamma_{dc} \cdot M_{DCA} + \gamma_{CT} \cdot M_d)$	-	-
	22,843.21702 N·mm/mm	-	-
	$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot mm}{f_y} \cdot \left(d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot mm}{0.85 \cdot \varphi \cdot f_c' \cdot mm}} \right) + \frac{T_a}{f_y}$	-	-
	0.5303 mm^2/mm	-	-
b	$M_u = \eta_e \cdot (\gamma_{dc} \cdot (M_{DPb} + M_{DDb} + M_{DWsb}) + \gamma_{dw} \cdot (M_{DWb}) + \gamma_{CT} \cdot M_{se})$		
	28,318.5545 N·mm/mm	21,686.0118 N·mm/mm	58,343.3068 N·mm/mm
	$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot mm}{f_y} \cdot \left(d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot mm}{0.85 \cdot \varphi \cdot f_c' \cdot mm}} \right) + \frac{T_{se}}{f_y}$	$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot mm}{f_y} \cdot \left(d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot mm}{0.85 \cdot \varphi \cdot f_c' \cdot mm}} \right)$	
	0.6248 mm^2/mm	0.4069 mm^2/mm	1.2967 mm^2/mm
e	$M_u = \eta_e \cdot (\gamma_{CT} \cdot M_{si} + M_{FDLdc})$		
	28,252.2494 N·mm/mm	19,593.1658 N·mm/mm	55,740.2879 N·mm/mm
	$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot mm}{f_y} \cdot \left(d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot mm}{0.85 \cdot \varphi \cdot f_c' \cdot mm}} \right) + \frac{T_{si}}{f_y}$	$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot mm}{f_y} \cdot \left(d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot mm}{0.85 \cdot \varphi \cdot f_c' \cdot mm}} \right)$	
	0.5990	0.3666 mm^2/mm	1.2330 mm^2/mm

Nota: Los valores de M_{DPb}, M_{DDb}, M_{DWsb}, M_{DWb} y M_{FDLdc} no cambian para cada caso, pero sí lo hacen los valores de M_{se} y M_{si}. La profundidad d_s se calcula basado en una varilla #6 *(refuerzo primario para zona de momento negativo).*

II. LOSA DE APROXIMACIÓN

La losa de aproximación previene el deslizamiento de los estribos debido al drenaje del puente; a su vez, encauza y disminuye el golpe provocado por el vehículo al ingresar al puente, siendo un elemento de transición entre la parte flexible *(carretera)* y el medio rígido *(puente).* Pueden colocarse de manera horizontal ó inclinada.

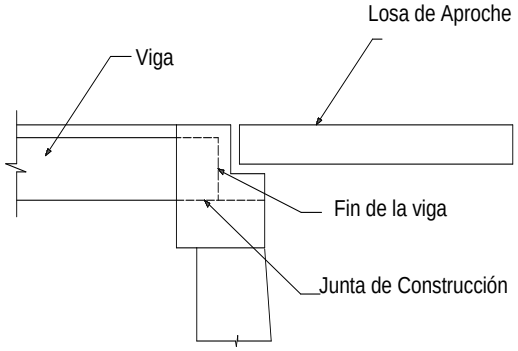


Figura 5: Losa de aproximación

2.1. Datos requeridos

Tabla 18: Propiedades de la sección de diseño		
Longitud de losa de aproximación ($L_{losa\ de\ aproche}$)	3,048	mm
Espesor de la losa ($t_{s\ aproche}$)	380	mm
Espesor de capa Asfáltica (t_a)	78.1	mm
Peso especifico del concreto (γ_c)	2.354×10^{-05}	N/mm^3
Peso especifico del asfalto (γ_a)	2.206×10^{-05}	N/mm^3

2.2. Cargas muertas de la losa de aproximación para 1 mm de ancho de franja:

$$W_{losa}\,(DC) = t_s * Ancho\ unitario * \gamma_c = 0.0089\ N/mm$$

$$W_{Asfalto}\,(DW) = t_a * Ancho\ unitario * \gamma_a = 0.0017 N/mm$$

Estado límite de resistencia I: $w = (1.25 * DC) + (1.50 * DW) = 0.0138\ N/m$

2.3. Ancho de distribución de carga viva

2.3.1. Para un carril cargado

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril tanto para corte como para momento con un carril cargado es ***(LRFD - Arto.4.6.2.3)***:

$$E = 250 + 0.42 * \sqrt{L_1 * W_1} = 2{,}450mm$$

Donde:

Longitud de tramo, L_1 = 3,048 mm. **Ok!** L_1 < 1,800 mm

Ancho modificado, W_1 = 9,000 mm

Este ancho se divide entre un factor de presencia múltiple igual a 1.20 ***(LRFD - Arto.C4.6.2.3):***

$$E = \frac{E}{1.20} = 2{,}041\ mm$$

2.3.2. Para uno o más carriles cargados

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril, tanto para corte como para momento con más de un carril cargado ***(LRFD - Arto.4.6.2.3)*** es:

$$E = 2{,}100 + 0.12 * \sqrt{L_1 * W_1} = 2{,}650mm \leq \boldsymbol{OK!}\ E < W/N_L$$

Donde:

- Ancho modificado: 6,900 mm (Ancho real entre bordes del puente).
- Ancho físico entre los bordes del puente, W = 6,900 mm.
- Número de carriles de diseño, N_L = 2 **(LRFD - Arto. 3.6.1.1.1).**

El ancho de faja equivalente es el menor valor de ancho de distribución de carga viva de los dos calculados anteriormente: E = 2,041mm.

2.3.3. Máximo momento por carga viva

Carga de carril de diseño: W_{carril} = 9.3N/mm ***(LRFD - Arto. 3.6.1.2.4).***

$$W_{carril} = (1 + 25\%)_{MTI} * W_{carril} = 11.6250\ N/mm$$

$$M_{carril} = \frac{W_{carril} * l^2}{8} = 13{,}499{,}973.00\ N.mm$$

2.3.4. Carga del camión de diseño

P_{eje}= 145,000 N ***(LRFD – Figura 3.6.1.2.2).***

$$P_{eje} = (1 + 25\%) * P_{eje} = 181{,}250.0\ N\ (Sobrecarga\ máxima\ permitida\ por\ MTI)$$

$L_{losa\ de\ aprox}$ = 3,048mm *(máximo recomendado es 25 ft).* (Wagdy G. Wassef, 2003)

$$M_{cami\,ón} = \frac{P_{eje} * l}{4} = 138,112{,}500.0\mathrm{N} \cdot \mathrm{mm}$$

2.3.5. Carga viva total

Incremento por carga dinámica, IM: 33% ***(LRFD - Tabla 3.2.6.1-1)***

$$M_{máx} = M_{carril} + 1.33 * M_{cami\,ón} = 197{,}189{,}598.00\mathrm{N} \cdot \mathrm{mm}$$

- Momento por unidad de ancho de losa:

$$M_{unidad\ \ de\ ancho} = \frac{M_{máx}}{E} = 96{,}591.58N \cdot mm/mm$$

- Máximo momento positivo factorado por unidad de ancho de losa debido a la carga muerta más carga viva:

$$M_u = \frac{w * l^2}{8} + 1.75 * (LL + IM) = 185{,}021.3534\text{N} \cdot \text{mm}$$

- Resistencia a la flexión:

La resistencia a la flexión mayorada, M_r, se debe tomar como lo especifica ***(LRFD -Arto. 5.7.3.2).***

Se recomienda la siguiente distribución de acero:

Varilla Nº 8 → d_b = 25.4mm → A_s= 506.71mm^2. Separación de varillas: 180mm

La separación no debe exceder de 450mm ***(LRFD - Arto. 5.10.8.2)***. Por lo tanto, la cantidad de varillas a utilizar es: 6,900mm / 180mm = 40 varillas

El área de acero requerida es:

$$A_s = \frac{A_{s\ varilla}}{Cantidad\ de\ varillas} * Ancho\ de\ puente = \ 2.9374mm^2/mm$$

❖ Profundidad efectiva del elemento:

Si la resistencia del hormigón es f´c = 4,000lb/plg^2 = 28MPa, el recubrimiento inferior es de75mm y se toma un ancho unitario b = 1.0mm, se tiene:

$$d_s = t_{s\ aproc\ he} - Recubrimiento_{Inferior} - \frac{d_b}{2} = 292mm$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = 51.8372mm, \qquad f_y = 420MPa \approx 60{,}000psi$$

- Resistencia nominal a la flexión:

$$M_n = A_s * f_y * \left(d_s - \frac{a}{2}\right) = 328{,}641.5085N \cdot mm$$

La resistencia a la flexión mayorada de la sección flexionada es ***(LRFD - Arto.5.7.3.2.1)***:

$$M_r = \emptyset * M_n = 295{,}777.3577N \cdot mm\ ¡\text{Ok}\ > M_u = 185{,}021.3534N \cdot mm$$

Donde:

- M_n **=** resistencia nominal *(N·mm)*.
- Ø = 0.90: factor de resistencia para flexión y tracción del hormigón armado ***(LRFD - Arto. 5.5.4.2).***

Usar var. # 8 @ 180mm → Refuerzo Longitudinal

¡Refuerzo Longitudinal colocado en la capa Inferior!

2.4. Distribución del refuerzo inferior

Esta armadura es un porcentaje de la armadura principal para momento positivo ***(LRFD - Arto. 9.7.3.2)***. La armadura principal es paralela al tráfico, por lo tanto la armadura en la dirección secundaria será:

$$\frac{1{,}750}{\sqrt{S}} \leq 50\% = \frac{1{,}750}{\sqrt{3{,}048}} = 31.70\ \% \leq 50\% \rightarrow Usar: 31.70\ \%$$

Se toma S como la longitud de la losa de aproximación. El refuerzo requerido es:

$$A_s = 2.9374mm^2/mm * 31.70\ \% = 0.9310mm^2/mm\ \ \boldsymbol{OK}!\ A_s > 0.570mm^2/mm\ (LRFD\ -\ Arto.9.7.2.5)$$

Se recomienda la siguiente distribución de acero:

- Varilla Nº → d_b=19.05mm → A_s= 285.02mm^2
- Separación de varillas: 200mm
- Cantidad de varillas: 3,048mm / 200mm = 15 varillas

$A_{s(propuesta)}$ = 1.4250mm^2/mm ≥ $As_{(requerido)}$ = 0.9231mm^2 mm ¡OK!

200mm < 450mm ¡CUMPLE con la separación Requerida!

Usar var. # 6 @ 200mm → Refuerzo Transversal

¡Refuerzo Transversal colocado en la capa Inferior!

2.5. Distribución de Refuerzo Superior (transversal y longitudinal)

Para resumir los cálculos, el acero de refuerzo paralelo y perpendicular al tráfico en las capas superiores se tomará de la siguiente manera:

Recubrimiento superior 50mm.

Probando con varilla Nº 6 → d_b=19.05mm → A_s= 285.02mm^2

Cantidad de varillas a utilizar: 3,048 mm / 200mm = 15 varillas

200mm < 450mm ¡CUMPLE con la separación Requerida!

Usar var. # 6 @ 200mm → Ambas Direcciones

¡Refuerzo Transversal y longitudinal colocado en la capa Superior!

APÉNDICE B

I. DISEÑO DE VIGA DE ACERO

1.1. Diseño de conectores de cortante

La viga de acero fue diseñada como una sección compuesta, entonces se hace necesario la disposición de conectores de corte justo en la interfaz o conexión entre la losa de concreto y la sección de viga de acero; esto se realiza con el objetivo de proveer mayor resistencia al corte en la interfaz ***(LRFD – Arto. 6.10.10.1)***.

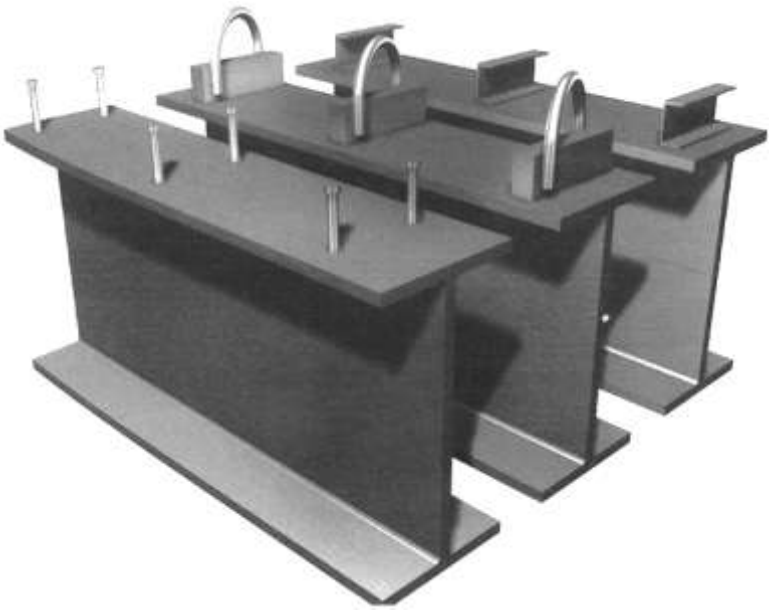


Figura 6: Tipos de conectores de corte

En la norma AASHTO se describen dos tipos de conectores: conector tipo perno y tipo canal. Véase ***LRFD – Arto. 6.10.10.1.1***

En este diseño se usará un conector de corte tipo canal. Según el ***LRFD – Arto. 6.10.10.1.1***, los conectores de corte tipo canal deberán tener soldaduras de filetes de un tamaño no menor que 5 mm a lo largo de las aristas del canal.

Además de su mayor resistencia con respecto a los conectores tipo perno, el canal, como conector de corte, tiene varias ventajas, entre ellas:

- Mayor economía, porque un canal puede reemplazar un mayor número de pernos
- Más fácil de usar y más independencia de la configuración geométrica de la lámina de acero sobre la cual se vacía el concreto.
- Garantiza mayor compactación del concreto.

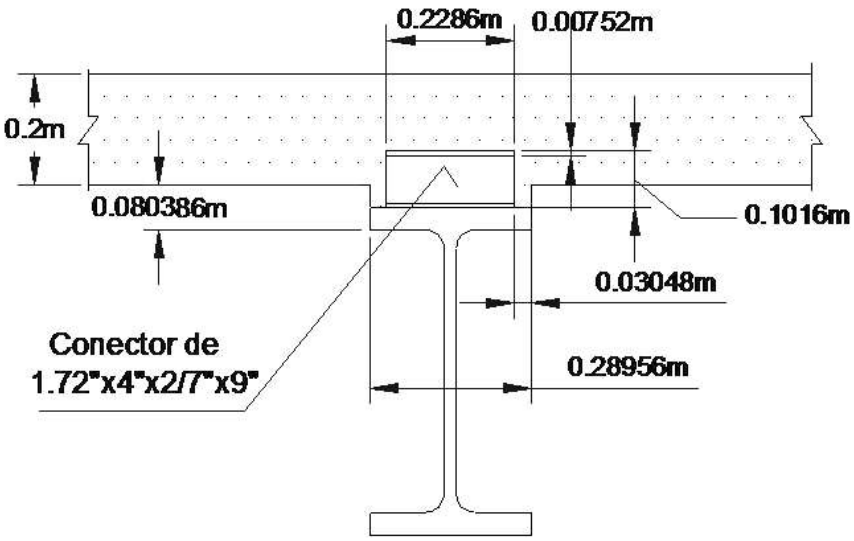


Figura 7: Conector de corte

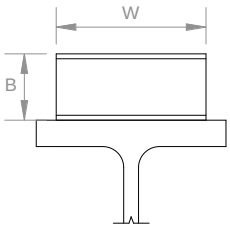
La tabla y la figura siguiente muestran con más detalle las dimensiones del canal:

Tabla 19: Dimensiones del canal		
$b_{f(canal)}$	1.72	Pulgadas
$t_{f(canal)}$	2/7	Pulgadas
$h_{(canal)}$	4.00	Pulgadas
$t_{w(canal)}$	1/3	Pulgadas

Figura 8: Canal conector

En la región de flexión positiva:

$Z_r = BW$ *(Para conectores tipo canal…Diseño de estructuras de concreto armado, Teodoro E. Harmsen)*



W = L_c = 9.0pulg. *(Longitud de un canal conector de cortante medido en una dirección transversal sobre el patín de la viga)*

El valor de B se determina a partir del número de ciclos, tal como se indica a continuación:

Valores de "B" según el N° de ciclos	
B	**N**
4,000	100,000
3,000	500,000
2,400	2,000,000
2,100	>2,000,000

Ésta tabla fue extraída de: Diseño de Estructuras de Concreto. Tercera edición. Teodoro E. Harmsen…pág. 484

N° de ciclos (N) = (365)•(75)n.(ADTT) = 2,025,750 Ciclos ***LRFD – Arto. 6.6.1.2.5***

n = 1 *(Para vigas de claros simples y con una longitud menor que 12,000 mm…**LRFD – Tabla 6.6.1.2.5-2**)*

ADTT = 74 camiones ***(Véase Capítulo II, Tabla 10)***

Por tanto, **B = 2,100** *(adimensional)*

La resistencia al corte de fatiga se calcula como sigue:

$Z_r = 2{,}100 * 9" = 18{,}900 lbs \approx 8{,}4071 N$

Ahora se procede a calcular el primer momento del área transformada a corto plazo de la cubierta de concreto alrededor del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo:

$n = 8$ *(Relación modular)*

$b_s = 1{,}300 mm$ *(Ancho efectivo)*

$t_{s1} = 200 mm$ *(Espesor de la cubierta)*

$y_{sup.\ Viga} = 104.14 mm$ ***(Véase Capítulo II, Tabla 12)***

$t_h = 40 mm$ *(Espesor de cartela)*

$$Q = \frac{1}{n} b_s\, t_{s1} \left[y_{sup.\ Viga} + t_h + \frac{t_s}{2} \right] = 7{,}934{,}426.6705 mm^3$$

- Rango de fuerza de cortante vertical *(Vf)*: Considerado como el valor absoluto de la suma de los cortantes por carga viva en el Estado Límite de Fatiga, a 0.0L y 0.5L. ***(Véase Capítulo II, Tabla 23)***

$$V_f = ABS(-46{,}121.3679 N - 46{,}121.3679 N) = 92{,}242.7357 N$$

- Cálculo del rango de cortante de fatiga longitudinal por unidad de longitud *(V_{fat})*:

$$V_{fat} = \frac{V_f\, Q}{I} = \frac{154.6239 N}{mm} \ldots \boldsymbol{Véase\ LRFD - Arto. 6.10.10.1.2}$$

$I = 4{,}733{,}378{,}784.645 mm^4$ = Inercia total de la sección compuesta a corto plazo n… ***(Véase Capítulo II, Tabla 12)***

- Cálculo del rango de cortante de fatiga radial por unidad de longitud *(F_{fat}):*

El rango de cortante de fatiga radial por unidad de longitud *(N/mm),* será tomado como el más grande de cualquiera de F_{fat1} ó F_{fat2}.

❖ Rango de cortante de fatiga radial #1:

➢ Área del patín en tensión: $A_{bot} = b_{finf} * t_{finf} = 11{,}694.170mm^2$

➢ Distancia vertical del Eje Neutro al borde más exterior del patín inferior: $y_b = 484.64mm$

y_b = d…Distancia del eje neutro de la sección de acero más la cubierta de concreto transformada usando una proporción modular de n. ***(Véase Capítulo II, Tabla 12)***

➢ Rango de momento de fatiga: Considerado como el valor absoluto de la suma de los momentos por carga viva en el Estado Límite de Fatiga, a 0.0L y 0.5L. ***(Véase Capítulo II, Tabla 23)***

$$M_f = ABS(0.0N \cdot mm + 122{,}724{,}459.047N \cdot mm)$$
$$M_f = 122{,}724{,}459.0473N \cdot mm$$

➢ Longitud efectiva de la cubierta *(w):* $w = 1{,}220mm$ … $(\boldsymbol{LRFD - Arto.6.10.10.1.2})$.

➢ Radio mínimo de la viga dentro del panel *(R)*: Para puentes rectos el radio mínimo de viga tiende al Infinito.

➢ Rango de esfuerzos de fatiga longitudinal en el patín inferior sin consideración de torcimiento lateral del patín:

$$\sigma_{flg} = \frac{M_{fat} * \left(y_b - \frac{t_{finf}}{2}\right)}{I} = 12.0418MPa$$

Por tanto, el Rango de cortante de fatiga radial #1 es:

$$F_{fat\,1} = \frac{A_{bot} * \left(\sigma_{flg}\right)^{I}}{wR}$$

Para claros o segmentos rectos, el rango de cortante de fatiga radial puede ser tomado igual a cero ***(LRFD - Arto. 6.10.10.1.2)***.

Así que: $F_{fat\,1} = 0.0N/mm$

- Rango de cortante de fatiga radial #2

$$F_{fat\,2} = \frac{F_{rc}}{wR}$$

F_{cr} = Rango de fuerza neta del marco transversal en el patín superior *(N).*

Para puentes rectos o curvados horizontalmente con inclinaciones que no exceden los 20°, el rango de cortante de fatiga radial, F_{fat2}, puede ser tomada igual a cero ***(LRFD - Arto. 6.10.10.1.2).***
Para este diseño el ángulo de inclinación del puente es de 0.0 Grados.

$$F_{fat\,2} = 0.0N/mm$$

Por tanto, el rango de cortante de fatiga radial por unidad de longitud se toma como sigue:

$$F_{fat} = Máx.\left(F_{fat\,1},\ F_{fat\,2}\right) = 0.0N/mm$$

- Cálculo del rango de cortante de fatiga horizontal por unidad de longitud:

$$V_{sr} = \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2} = 154.6239 N/mm \ldots$$ ***LRFD – Arto. 6.10.10.1.2***

- Cálculo del espaciamiento longitudinal de los conectores de cortante:

El espaciamiento longitudinal de los conectores de cortante, **P**, es determinado para satisfacer el Estado Límite de Fatiga, como se especifica en los ***LRFD – Artos. 6.10.10.2*** *y* ***6.10.10.3***. El número resultante de conectores de cortante no será menos del número requerido para satisfacer el Estado Límite de Resistencia como se especifica en el ***LRFD – Arto. 6.10.10.4***. ***(LRFD - Arto. 6.10.10.1.2)***

n = 1… Cantidad de conectores de corte transversales al eje longitudinal de la viga

$$P_{máx} = n\, Z_r / V_{sr} = 543.7130 mm \approx 550.0 mm$$

El espaciamiento longitudinal máximo requerido para satisfacer el Estado Límite de Fatiga es 550 mm. Para fines prácticos se utilizará un espaciamiento menor:

$P = 520.0 mm < 600 mm \ldots$ ***Ok!!*** ***(LRFD - Arto. 6.10.10.1.2***)

- Chequeo de requisitos que se deben cumplir:

  - La distancia libre entre el borde de un patín superior y la orilla más cercana de un conector de corte no será menor que 25mm ***(LRFD - Arto. 6.10.10.1.3):***

$$Dist._{libre} = \frac{1}{2}(b_{fsup.} - L_c) = 30.480 mm > 25 mm \ldots$$ ***Ok!!***

- La profundidad mínima del recubrimiento del concreto sobre la parte superior de los conectores de corte no debe estar a menos de 50mm. ***(LRFD - Arto. 6.10.10.1.4):***

$h = 4.0pulg = 101.6mm \ldots Altura\ del\ conector$

$t_{s1} = 200mm \qquad t_h = 40mm$

$Recub._{Concreto} = (t_{s1} + t_h) - h = 138.40mm > 50mm \ldots \boldsymbol{Ok}!!$

- Los conectores de cortante deben penetrar por lo menos 50mm dentro de la cubierta de concreto ***(LRFD - Arto. 6.10.10.1.4):***

$Penetrac._{Concreto} = h - t_{Cartela} = 61.60mm > 50mm \ldots \boldsymbol{Ok}!!$

- Cálculo de la resistencia al corte factorada de un único conector de cortante ***(LRFD - Arto. 6.10.10.4)***:

La resistencia al corte factorada, **Q_r,** de un único conector de cortante en el Estado Límite de Resistencia se toma como: $Q_r = \phi_{sc}\, Q_n$.

$\phi_{sc} = 0.85$ ***(LRFD - Arto. 6.5.4.2)***

$Q_n = 0.3\left(t_f + 0.5t_w\right) L_c\sqrt{f'_c\, E_c} = 688{,}229.3062N$ ***(LRFD - Arto. 6.10.10.4.3)***

$t_f = t_{f(canal)} = 7.5184mm \Rightarrow$ Espesor del patín del canal conector de cortante.

$t_w = t_{w(canal)} = 8.1534mm \Rightarrow$ Espesor del alma del canal conector de cortante.

$L_c = 228.6mm \Rightarrow$ Longitud del canal conector de cortante.

$f'_c = 28MPa \Rightarrow$ Resistencia a la compresión del concreto.

$E_C = 26{,}752.4976Mpa \Rightarrow$ Módulo de elasticidad del concreto.

Por tanto: $Q_r = 0.85 * 688{,}229.3062N = 584{,}994.9103N$

- Cálculo del número de conectores de cortante ***(LRFD - Arto. 6.10.10.4.1)***:

Los conectores de corte requeridos a cada lado del punto de máximo momento de flexión, serán distribuidos uniformemente entre este punto y los puntos adyacentes de momento cero.

❖ Fuerza cortante longitudinal total "P_p":

La fuerza cortante longitudinal total en la cubierta de concreto en el punto de máximo momento positivo de carga viva más impacto, es tomado como el menor de cualquiera: P_{1p} ó P_{2p}.

➢ Fuerza cortante longitudinal #1 ***(LRFD – Arto. 6.10.10.4.2)***

$f'_c = 28MPa \qquad t_{s1} = 200mm \qquad b_s = 1300mm$

$P_{1P} = 0.85\, f'_c\, b_s\, t_s = 6{,}188{,}000N$

➢ Fuerza cortante longitudinal #2 ***(LRFD – Arto. 6.10.10.4.2):***

$F_{yw} = 36000Psi = 250.0MPa$ ⇒ Mínima resistencia a la fluencia de un alma.

$F_{yt} = F_{yc} = 36000Psi = 250.0MPa$ ⇒ Mínima resistencia a la fluencia especificada de los patines.

$D = h_w = 508mm$ ⇒ Altura del alma de la sección de viga de acero.

$b_{ft} = b_{fc} = 289.56mm$ ⇒ Ancho total del patín de tracción y compresión de la sección de viga.

$t_{ft} = t_{fc} = 40.386mm$ ⇒ Espesor del patín de tracción y compresión de la sección de viga.

$t_w = 22.606mm$ ⇒ Espesor del alma de la sección de viga.

$P_{2P} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} = 60{,}108.8161N$

Entonces, la fuerza cortante longitudinal total es:

$P_p = Mín.\left(P_{1p}, P_{2p}\right) = 60{,}108.8161N$

- Cálculo de la Fuerza cortante nominal total "P":

$P = \sqrt{{P_p}^2 + {F_p}^2}$ ***(LRFD - Arto. 6.10.10.4.2)***:

La fuerza cortante radial total en la cubierta de concreto en el punto de máximo momento positivo de carga viva más impacto, F_p, se considera nulo para claros o segmentos rectos ***(LRFD - Arto. 6.10.10.4.2).***

Por tanto: $P = \sqrt{(60{,}108.8161\ )^2 + (0.0)^2} = 60{,}108.8161N$

- Mínimo número de conectores de cortante ***(LRFD - Arto. 6.10.10.4.1):***

$Q_r = 584{,}994.9103N$

$n_{mín} = \dfrac{P}{Q_r} = 0.1028 \approx 1.0\ unidad$

- Número de conectores de cortante proporcionados:

La distancia entre el extremo de la viga y la localización del máximo momento positivo es igual a:

$L = L_{Viga} - L_{Mmáx.} = 6{,}100 - 3{,}050 = 3{,}050mm$

Usando un espaciamiento longitudinal de **520 mm**, como se calculó anteriormente para el Estado Límite de Fatiga, y tomando en consideración la longitud mínima calculada arriba, el número de conectores de cortante proporcionados es como sigue:

$$n = \frac{L}{P} = 5.8654 \approx 6\ unidades > n_{mín} \ldots \boldsymbol{Ok}!!$$

1.2. Diseño de Rigidizadores

Una viga puede requerir tanto rigidizadores en las pilas *(usadas en puentes con más de un claro)* como en los estribos. El diseño de los rigidizadores transversales intermedios se realizará cerca de las pilas y estribos o para usarlos como placas de conexión entre el alma de la viga y los marcos transversales.

Se asume que los rigidizadores transversales intermedios consisten de placas soldadas a un lado del alma ***(LRFD - Arto. 6.10.11.1.1)***.

Si la configuración de un rigidizador a cada lado del alma no provee la suficiente resistencia, entonces se pueden usar dos a cada lado del alma. La resistencia del apoyo debe ser suficiente para resistir la reacción factorada actuando en los rigidizadores soportantes.

A continuación se presentan algunos datos de la viga necesarios para el dimensionamiento y el cálculo de la resistencia de los rigidizadores:

Figura 9: Rigidizadores de Apoyo e Intermedios

E_s *(Mpa)* =	200,000
Acero, F_{yw}= F_{ys} *(MPa)* =	250
D *(mm)* =	508
t_w *(mm)* =	22.606
b_f *(mm)* =	289.56
t_f *(mm)* =	40.386
Sobrecarga Vehicular permitida *(MTI)* =	25%
Incremento carga dinámica, IM=	33%

Para comprobar si es necesario limitar la esbeltez del alma con rigidizadores se deberá revisar la ductilidad de la misma ***(LRFD - Arto. 6.10.2.1.1):***

D/t_w = 22.47 **Ok!**; ≤ 150, Se puede limitar la esbeltez con rigidizadores transversales.

Este requisito de manejo para rigidizadores transversales sólo necesita ser aplicado en las regiones donde ya no sean más requeridos para corte y donde la relación de esbeltez exceda 150. Por lo tanto, este requisito solamente debe ser aplicado en las regiones centrales de claros de vigas relativamente profundas, donde el corte es bajo.

1.2.1. Diseño de rigidizadores transversales intermedios

Se utilizarán rigidizadores a ambos lados del alma. Se comprobará si el alma necesita de rigidizadores transversales para el diseño de corte. La resistencia nominal de corte del alma no-rigidizada de las vigas híbridas y homogéneas será:

Capacidad de cortante máxima: $V_p = 0.58F_{yw} \cdot D \cdot t_w = 1{,}665{,}157.96\ N$

La ecuación apropiada de C ***(LRFD - Arto. 6.10.9.3.2)*** se selecciona basado en cómo es la rigidez del alma:

- Para un alma no rigidizada, k= 5 ***(LRFD - Arto. 6.10.9.2)***
- Relación, C, entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte: 1 ***(LRFD - Arto. 6.10.9.3.2-4)***

Usando un factor de resistencia al corte, Φ_v, igual a 1.0 ***(LRFD - Arto. 6.10.9.1),*** se obtiene la capacidad, V_r, del alma no rigidizada:

V_r *(N)*= 1,665,157.96 $V_r = \Phi_v \cdot C \cdot V_n$ ***(LRFD - Arto. 6.10.9.2-1)***

Como el diseño del puente Los Ángeles solamente contempla un claro, se tomarán en cuenta las reacciones en los apoyos sobre los estribos utilizando el Estado Límite de Resistencia I:

La máxima fuerza cortante factorada se encuentra sobre los apoyos:

R_{DC} = 35,838.8850 N, R_{DW} = 6,110.0507 N, R_{LL+IM} = 82,837.57237 N

$V_u = \eta_i \cdot (\gamma_{DC} \cdot R_{DC} + \gamma_{DW} \cdot R_{DW} + \gamma_{LL} \cdot R_{LL+IM})$ = 198,432.1103 N

No será necesario utilizar rigidizadores intermedios porque la capacidad del alma no-rigidizada, V_r, es mayor que la demanda, V_u. La sección de diseño de la viga satisface los requisitos de resistencia de corte para el alma.

1.2.2. Diseño de rigidizadores de apoyo

1.2.2.1. Resistencia al aplastamiento *(LRFD - Arto. 6.10.11.2.3):*

Hay algunas limitantes en la geometría de los rigidizadores de apoyo. Éstos se deben extender cerca de los márgenes externos del patín más estrecho. Se proponen las siguientes dimensiones para rigidizadores de apoyo:

Ancho del elemento rigidizador, b_t = 50.8 *mm* $Ok!\ b_t \leq 0.48 \cdot t_p \cdot \sqrt{E_s \cdot F_{yw}}$

Espesor del rigidizador, t_p = 12.7 *mm* ***(LRFD - Arto. 6.10.11.2.2-1)***

Parte del rigidizador debe ser cortado para limpiar la soldadura del alma-patín. Por eso, el área directa del rigidizador es menor que su área gruesa ***(LRFD - Arto. 6.10.11.2.3-1).*** El área soportante, A_{pn} ***(LRFD - Arto. 6.10.11.2.3-2)***, es el área de los elementos salientes del rigidizador excluyendo el empalme de la viga entre el alma y los patines pero no más allá de la orilla del patín.

Tabla 20: Resistencia factorada al aplastamiento		
Variable	**Valor**	**Condición**
Factor de resistencia para apoyo, φ_b	1	***(LRFD - Arto. 6.5.4.2)***
Ancho del soporte, b_{brg} *(mm)*	25.8	$b_{brg} = b_t - 25mm$
Área del soporte, A_{pn} *(mm^2)*	655.32	$A_{pn} = 2 \cdot b_{rg} \cdot t_p$
Resistencia factorada, R_{sbn} *(N)*	229,362	$R_{sbn} = 1.4 \cdot A_{pn}.F_{ys}$

La reacción que se debe transmitir a los rigidizadores de apoyo es:

R_f *(N)*= 198,432.1103

Ésta se obtuvo del cálculo de las reacciones factoradas para una viga interna. Los componentes cuyo peso se usarán para determinar estas reacciones son: losa, barandas, acera sobreelevada, viga de acero, cartela de concreto y encofrados. A la reacción obtenida se deberán aplicar los factores del Estado Límite de Resistencia utilizados a lo largo de este diseño.

Como se puede apreciar, la demanda es menor que la permisible. Por lo tanto, el rigidizador del apoyo en el estribo satisface la solicitación.

1.2.2.2. Resistencia axial de los rigidizadores de apoyo

La verificación final del rigidizador de apoyo relaciona la resistencia axial de los rigidizadores de apoyo. La resistencia axial factorada se determina tal como se especifica en el ***LRFD - Arto. 6.9.2.1-1***. El radio de giro se calcula alrededor del espesor medio del alma, y la longitud efectiva se toma como 0.75·D, donde D es la profundidad del alma ***(LRFD - Arto. 6.10.11.2.4a)***.

Figura 10: Corte en Rigidizador para limpieza de soldadura

Para los rigidizadores que consisten en dos placas soldadas al alma, la sección efectiva de la columna consiste en dos elementos rigidizadores mas una franja

del alma localizada centralmente no más de $9 \cdot t_w$ a cada lado de los rigidizadores ***(LRFD - Arto. 6.10.11.2.4b).***

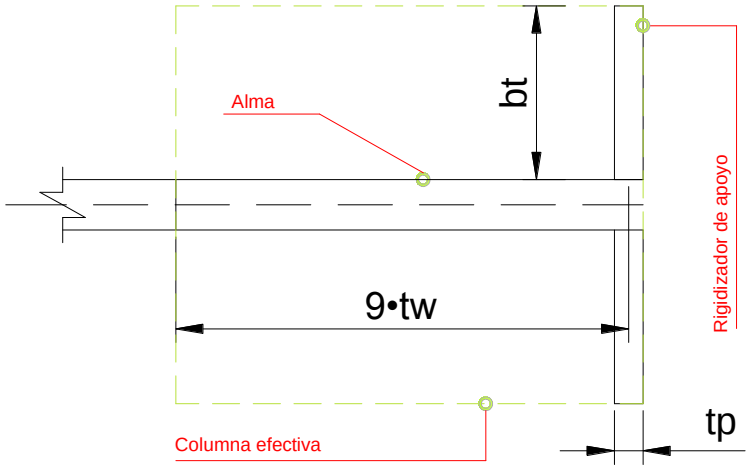


Figura 11: Sección efectiva de la columna

Se utilizarán rigidizadores a ambos lados del alma, por eso aparecerá el término $2 \cdot b_t$ en las ecuaciones.

Como el puente en diseño tendrá estribos y no tendrá pilas *(por ende no habrán vigas continuas)*, la columna efectiva se prolongará 9·tw desde el apoyo hacia el centro del claro. Si el puente es diseñado con pilas la columna efectiva debe prolongarse 9·tw hacia ambos extremos del puente a partir del apoyo en las pilas.

Tabla 21: Resistencia axial de los rigidizadores de apoyo		
Variable	**Valor**	***Condición***
Φ_c	0.9	***(LRFD - Arto. 6.5.4.2***
K•l *(mm)*	381	Donde l = D y k = 0.75 ***(LRFD - Arto. 6.10.11.2.4a)***
I_s *(mm)*	2,223,781.816	$I_s = \frac{t_p \cdot (2 \cdot b_t + t_w)^3 + (2 \cdot 9 \cdot t_w) \cdot t_w^3}{12}$
A_s *(mm^2)*	6,176.6973	$A_s = t_p \cdot (2 \cdot b_t + t_w) + (2 \cdot 9 \cdot t_w) \cdot t_w$

r_s *(mm)*	18.9744	$r_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}}$
λ	0.0511	$\lambda = \left(\frac{K \cdot l}{r_s \cdot \pi}\right)^2 \cdot \frac{F_y}{E} \leq 2.25\ (LRFD\ -\ Arto.6.9.4.1)$
P_n *(N)*	1,511,754.667	$P_n = 0.66^{\lambda} \cdot F_y \cdot A_s$ ***(LRFD - Arto. 6.9.4.1)***
P_r *(N)*	1,360,579.201	$P_r = \Phi_c \bullet P_n$
R_f *(N)*	198,432.1103	Cortante en el Estado Límite de resistencia para una viga interna. *(Véase* **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** *de este documento)*

La resistencia axial de los rigidizadores de apoyo es mayor que la reacción factorada en los apoyos; por lo tanto el rigidizador de apoyo en el estribo cumple con los requisitos de resistencia axial. Usar un par de rigidizadores de apoyo de 12.7mmx50.8mm = 0.5inx2in.

1.3. Diseño de marcos transversales

Al investigar la necesidad de marcos transversales y al diseñarlos se debe considerar lo siguiente:

- Transferencia de cargas laterales de viento de la parte inferior de la viga al tablero y del tablero a los apoyos .
- La estabilidad del patín inferior para todas las cargas cuando está a compresión.
- La estabilidad del patín superior cuando está a compresión previo al curado del tablero.
- La distribución de cargas muertas y vivas aplicadas a la estructura.

Como mínimo, las especificaciones requieren que los marcos sean diseñados para lo siguiente:

- Transferir las cargas de viento de acuerdo a la disposición ***LRFD – Arto. 4.6.2.7.***
- Requisitos aplicables de esbeltez en el ***LRFD - Arto. 6.8.4*** ó el ***LRFD - Arto. 6.9.3.***

Las placas de conexión deben cumplir los requisitos del ***LRFD - Arto. 6.6.1.3.1.***

"Una regla común de aprobación es usar marcos tipo K cuando la razón de apariencia *(que es, la relación del espaciamiento de vigas y la profundidad de la viga)* es mayor que 1.5 y 1 y usar marcos tipo X cuando la razón de apariencia es menor que 1.5 a 1. Los marcos tipo X tienen una configuración en forma de X de ángulos o tes estructurales más que una tipo K."[1]

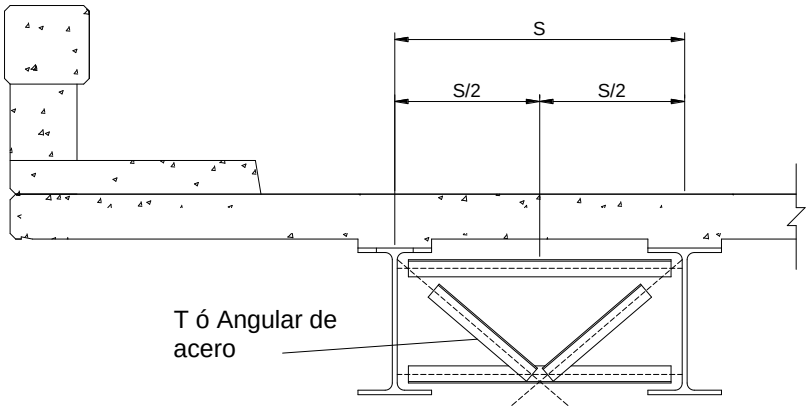


Figura 12: Marco Transversal tipo K

Para efectos prácticos, se realizará una verificación a través de la cual se escogerá la mejor configuración de marcos transversales:

Separación entre vigas, S =	1,300 mm
Profundidad de viga, D =	508 mm
Razón de aspecto, R_a = S / D =	2.5591 mm

[1] *(Baker, December, 2003, págs. 5-23)*

Se sugiere usar marcos Tipo K, porque $1 \leq R_a \geq 1.5$	
Longitud de Angular diagonal, l =	795.1503 mm

Se propondrá un angular para la fabricación de los marcos. Se realizarán los siguientes cálculos con el fin de verificar la efectividad del miembro:

F_{ya} =	250 MPa
Probar angular:	L3x2-1/2x3/16
r_{xx} =	24.0538 mm
r_{yy} =	18.825 mm
r_{zz} =	13.2334 mm
W =	0.0498 N / mm
A_s =	645.16 mm^2
d =	76.2 mm
b =	63.5 mm
t =	4.7625 mm

1.3.1. Esbeltez como miembro a compresión *(Arto 6.9.3)*

K *(Arto 4.6.2.5)*=	1	Para ángulos sencillos, sin tener en cuenta la conexión en el extremo.
Longitud no arriostrada, l =	1,300 mm	
Mínimo radio de giro, r =	13.2334 mm	
K·l / r =	98.2363	**OK!** K·l/r≤120 ***(LRFD – Arto. 6.9.3)***

1.3.2. Separación entre los marcos transversales

En previas ediciones de las Especificaciones AASHTO, se sugería una separación máxima de marcos igual a 7,600mm. Esta separación influirá en la reducción del espesor del patín requerido en la sección de la viga en estribo.

Basado en el "Manual of the Structure and Bridge Division", Volumen V – Parte 2: DESIGN AIDS AND TYPICAL DETAILS, capítulo 11, del 14 de junio de 2010, se propone una distancia mínima de:[2]

S_m *(mm)*= 3,050

1.3.3. Compresión axial

La resistencia nominal a la compresión, P_n, se tomará como se especifica en el ***LRFD - Arto. 6.9.4.1.***

λ= 1.2222 $\lambda = \left(\frac{K \cdot l}{r_s \cdot \pi}\right)^2 \cdot \frac{F_y}{E} \leq 2.25$ ***(LRFD - Arto. 6.9.4.1-3)***

P_n = 97,061.7329 N $P_n = 0.66^{\lambda} \cdot F_y \cdot A_s$

P_r = 87,355.5596 N $P_r = \Phi_c \cdot P_n$

1.3.4. Carga no factorada de viento

Véase ***LRFD - Arto. 3.8.1.2.1***.

El puente en diseño se encuentra ubicado dentro de un Área Suburbana ***(LRFD – C3.8.1.1)***:

Se calculará la velocidad de diseño para la altura de este puente ***(RNC – Arto. 50 al 53)***:

- Según su importancia el puente se clasifica: Grupo A ***(RNC - Arto. 20)***

Para una estructura que se encuentra dentro del Grupo de importancia A, el período de retorno debe ser de 200 años ***(RNC –Arto. 50).***

[2] *(Virginia Department of Transportation, 2010, pág. SHEET 1 of 11)*

- Dentro de la Zona 2 del Estado de la República de Nicaragua ***(RNC - Figura 7)***.

Por lo tanto, se tiene una velocidad regional V_R *(Km/h)* = 60 ***(RNC - Tabla 5)***

- El tipo de terreno según el ***RNC - Tabla 6*** es: R_3

Se calcularán las cargas de viento a una altura Z de 3,000 sobre el nivel del suelo o espejo de agua ***(LRFD - Arto. 3.8.1.2).***

Según el ***LRFD - Arto. 3.8.1.2,*** la mínima altura debe ser de 10,000mm, porque se asume que las presiones especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, V_B, de 160 km/h a una altura de 10,000mm.

Como la altura del puente Los Ángeles es mucho menor que 10m, casi cualquier sección de angular puede cumplir con la resistencia a la Compresión Axial. Sin embargo, no todos cumplirán con el Requisito de esbeltez como miembro a la compresión.

Por lo tanto, el Factor de variación con la altura, F_α= 1 ***(RNC - Arto. 51)***.

- El tipo de topografía según el RNC - Tabla 7 es: T_3

Por lo tanto, el factor de topografía y Rugosidad del terreno *(F_{TR})* en aireadores es: 0.88 ***(RNC - Tabla 7)***.

- La velocidad de diseño del Viento, V_D, según el RNC-2007 a una altura de 7,000 *(medido desde el desplante de la zapata hasta la cara superior de la baranda)* es:

$$V_D = F_{TR} F_\alpha V_R = 52.8 Km/h$$

El siguiente paso es determinar la carga de viento a una altura de 7,000mm basado en el ***LRFD - Arto. 3.8.1***:

Tabla 22: Carga de viento		
Variable	**Valor**	**Ecuación/Especificación**
η	0.9975	***(LRFD - Arto. 1.3.2.1-2)***
Factor de carga para viento sobre la estructura γ	1.4	*Para Estado Límite de Resistencia III* ***(LRFD - Tabla 3.4.1-1)***
Presión básica del viento especificada, P_B *(Mpa)*	0.0024	*(Para vigas)* ***LRFD - Tabla 3.8.1.2.1-1***
Velocidad básica del viento, V_B *(Km/h)*	160	***(LRFD - Arto. 3.8.1.1)*** *igual a 160 km/h a una altura de 10.000 mm, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas en los* ***Artículos 3.8.1.2 y 3.8.2***
Velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, V_{DZ} (Km/h)	52.8	
Presión horizontal del viento, P_D *(MPa)*	2.6136E-04	***(LRFD - Arto. 3.8.1.2.1-1)*** $P_D = P_B \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2$
Altura del alma de la viga, d *(mm)*	508	
Carga de viento, W *(N/mm)*	9.29396E-02	$W = \frac{\eta \cdot \gamma \cdot P_D \cdot d}{2}$

Como la altura total de la estructura es menor que 10m se usará una velocidad V_{DZ} igual a la tomada del ***RNC-2007***. En caso contrario, V_{DZ} se debe modificar tomando en consideración las especificaciones ***LRFD - Arto. 3.8.1.1 y LRFD - Tabla 3.8.1.1-1.***

Se aplica la fuerza horizontal de viento para que el punto de brazo pueda ser calculado como lo especifica el ***LRFD – C.4.6.2.7.1***:

- Espaciamiento de marcos L_b *(mm)*= *3,050*
- Fuerza horizontal de viento, P_w *(N)*= 283.4658 $P_w = W \cdot L_b$

OK! El angular L3x2-1/2x3/16 cumple con los requisitos de compresión axial y esbeltez como miembro a compresión.

1.4. Diseño de conexiones soldadas

La base metálica, soldadura metálica y detalles de diseño de soldadura deben ajustarse a los requisitos de la ANSI/AASHTO/AWS Bridge Welding D1.5 y el Manual de Diseño Welding of Steel Bridges, Vol. I, Chap 15, Highway Structures.

1.4.1. Conexión entre rigidizadores y el alma de la viga

Se recomienda diseñar una conexión de filete de soldadura metálica E250, pues la resistencia a la fluencia mínima del acero estructural es de 250MPa y éste es menor que 345MPa ***(LRFD - Arto. C6.13.3.1)***.

Para la conexión soldada entre los rigidizadores de apoyo y el alma, la soldadura debe resistir la reacción factorada actuante calculada en el acápite **1.2** *(199,825.3177N).* La resistencia factorada al corte de la soldadura metálica será:

Φ_{e2} =	0.8	***(LRFD - Arto. 6.5.4.2)***
F_{exx} =	250 MPa	*(Mayor o igual que la resistencia del metal de la viga)*
R_r =	120 MPa	$R_r=0.6 \cdot \varphi_e 2 \cdot F_{e250}$ ***(LRFD - Arto. 6.13.3.2.4b)***

Asumir un espesor de soldadura de 8mm, dado que los espesores del alma y del rigidizador de apoyo son mayores que 20mm ***(LRFD - Tabla 6.13.3.4-1).***

En la parte superior e inferior se hará un chaflán de 25mmx25mm, el cual servirá para facilitar la limpieza de la soldadura de conexión entre el alma y los patines. Por lo tanto, el corte en la esquina del rigidizador será de 50mm.

El área efectiva de soldadura será la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva será la distancia más corta de la raíz de la junta a la cara soldada ***(LRFD - Arto. 6.13.3.3).***

Tabla 23: Área efectiva de soldadura		
Variable	**Valor**	**Condición**
Espesor de soldadura, t_{wf} *(mm)*	8	**Ok!** ***(LRFD - Tabla 6.13.3.4-1)***
$L_{efectiva}$ *(mm)*	1,832	$L_{efectiva}$=4·(D-50)
$Garganta_{efectiva}$ *(mm)*	5.6569	$Garganta_{efectiva}= t_{wf} / \sqrt{2}$
$A_{efectiva}$ *(mm^2)*	10,363.3570	$A_{efectiva}=Garganta_{efectiva} \cdot L_{efectiva}$

Para la conexión soldada entre el rigidizador y el alma, el filete debe resistir la Reacción factorada, R_f. La resistencia de la soldadura real de filete será:

$R_{sol_fil} = R_r \bullet A_{efectiva}$ = 1,243,602.8382N, **OK!** $R_{sol\text{-}fil} \geq R_f$ ***(LRFD - Arto. 6.13.3.2.4b)***

1.4.2. Conexión entre el alma y los patines para una viga armada

El corte se calcula basado en las propiedades individuales y factores de carga para cada carga en la Sección no-compuesta. Los cortantes que se utilizan en el siguiente cálculo se basan en los componentes de la sección compuesta utilizando los factores de carga correspondientes a Resistencia I:

$$V_{no-comp} = \eta_i \cdot \gamma_{DC} \cdot \left(V_{viga} + V_{Cubierta} + V_{cartela} + V_{encofrado}\right) = 37{,}277.3760\ N$$

Tabla 24: Corte en la sección no compuesta *(LRFD - Arto. 6.10.10.1.2-2)*		
Variable	**Valor**	**Condición**
$Q_{no\text{-}comp}$ *(mm^3)*	32,06,459.5987	$Q_{no\text{-}comp} = b_f \cdot t_f \cdot$ (centroide de patín sup. - centroide total de viga)
$I_{no\text{-}comp}$ *(mm^4)*	2,008,520,454.4407	*Inercia de viga de acero*
$v_{no\text{-}comp}$ *(N/mm)*	59.5107	$v = \frac{V_{no-comp} \cdot Q_{no-comp}}{I_{no-comp}}$

En el corte horizontal factorado para la sección compuesta actúan los cortantes por carga muerta de las barandas y de la superficie asfáltica, así como de la carga viva del camión y carril. Estos últimos se mayoran por el 25% de sobrecarga permitido por el MTI y 33% de Incremento por Carga Dinámica:

$$V_{comp} = \eta_i \cdot [\gamma_{DC} \cdot barandas + \gamma_{DW} \cdot DW + \gamma_L \cdot (LL + IM)] = 288{,}847.0767\ N$$

	Tabla 25: Centroide de la sección compuesta por el acero de refuerzo en el tablero y la viga de acero					
	Área, A *(mm^2)*	Centroide, d *(mm)*	A·d *(mm^3)*	I_0 *(mm^4)*	$A \cdot y^2$ *(mm^4)*	I_{total} *(mm^4)*
Viga	2.01E+09	294.386	5.91E+11	2.01E+09	2.75E+02	2.01E+09
Refuerzo	1.78E+03	711.272	1.27E+06	0	3.10E+08	3.10E+08
Total	2.01E+09	294.3863	5.91E+11	2.01E+09	3.10E+08	2.32E+09

El área de acero de refuerzo se determina a partir del ancho de ala afectivo: $Á_{(bar)}$.Ancho_ala_efectiva/$S_{(bar)}$. Se usa el área y separación de varillas paralelas al tráfico en ambas capas *(superior e inferior)*. El ancho de ala efectivo ***(LRFD - Arto. 4.6.2.6)*** para viga interna es igual a la separación entre ejes de las vigas.

Nota: El área de refuerzo se debe tomar como el refuerzo en el tablero paralelo al tráfico en la Zona donde se produce el máximo momento.

Tabla 26: Corte en la sección compuesta		
Variable	**Valor**	**Condición**
Q_{comp} *(mm³)*=	3.2065E+06	$Q_{comp} = b_f \cdot t_f \cdot$ (centroide de patín sup. - centroide total de sección compuesta)
I_{comp} *(mm⁴)*=	2.3186E+09	*Inercia de viga de la sección compuesta*
v_{comp} *(N/mm)*=	22.8896	$v_{comp} = V_{comp} \cdot Q_{comp} / I_{no\text{-}comp}$

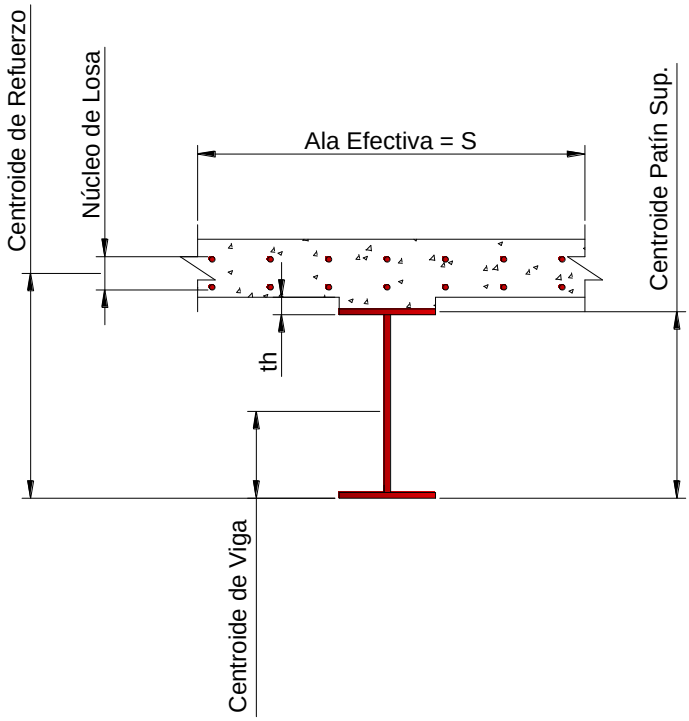


Figura 13: Sección Compuesta entre acero de refuerzo y viga de acero

Entonces, el corte total factorado horizontal será como sigue:

$$v_{no-comp} + v_{comp} = 70.3566 N/mm$$

Asumir un espesor de soldadura de 8mm, dado que los espesores de alma, patín superior y patín inferior son mayores que 20mm ***(LRFD - Tabla 6.13.3.4-1).*** Si la resistencia factorada del metal de soldadura, R_r, es de 120MPa, entonces:

$Garganta_{efectiva}$ = 8mm / √2 = 5.6569 mm

$A_{efectiva}$ =$Garganta_{efectiva}$ • $L_{efectiva}$ = 11.3137 mm^2

La resistencia de la soldadura real de filete será ***(LRFD - Arto. 6.13.3.2.4b)***:

R_{sol_fil} =R_r•$A_{efectiva}$ = 1,357.6450 N/m

Ok! R_{sol_fil}=1,357.6450N ≥ v_{total}=70.3566 N/mm

1.5. Efectos de carga viva para vigas externas

1.5.1. Factores de distribución de cargas para vigas externas

Para determinar los factores de distribución de cargas para vigas externas, se debe verificar el rango de aplicabilidad; este es el mismo que se chequeó para vigas internas ***(Véase Capítulo II, Acápite 1.6.1)***.

El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se puede determinar aplicando la fracción por carril, g, especificada en la ***LRFD - Tabla 4.6.2.2.2d-1.*** La distancia d_e se deberá tomar como positiva si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si está hacia fuera del cordón o barrera para el tráfico ***(LRFD - Arto. 4.6.2.2.2d).***

d_e = 375 mm **Ok!** -300 ≤ d_e ≤ 1,700 ***(LRFD - Tabla 4.6.2.2.2d-1)***

Para un carril de diseño cargado, la distribución de la carga viva por carril para momento en las vigas exteriores se calcula usando la Ley de Momentos. Se idealizarán las siguientes cargas de rueda: P_1 *(carriles)* = 0.5; P_2 *(carriles)* = 0.5. El siguiente paso será obtener los brazos de momento para cada una de las fuerzas puntuales ejercidas por las ruedas del camión:

Tabla 27: Brazos de momento para las ruedas interna y externa		
Variable	**Valor *(mm)***	**Condición**
Separación entre ruedas, W_s	1,800	
Distancia de carga de rueda desde orilla de carril, d_w	600	***LRFD - Arto. 3.6.1.3.1***
Separación entre vigas, S	1,300	
Ancho de vuelo de la cubierta, O_w	1,500	
Ancho de acera, w_{sw}	1,100	
Distancia horizontal del declive, d'	25	
Brazo de momento rueda interna, l_{wi}	-725	$l_{wi} = S + O_w - w_{sw} - d' - d_w - W_s$
Brazo de momento rueda externa, l_{we}	1,075	$l_{we} = W_s + l_{wi}$

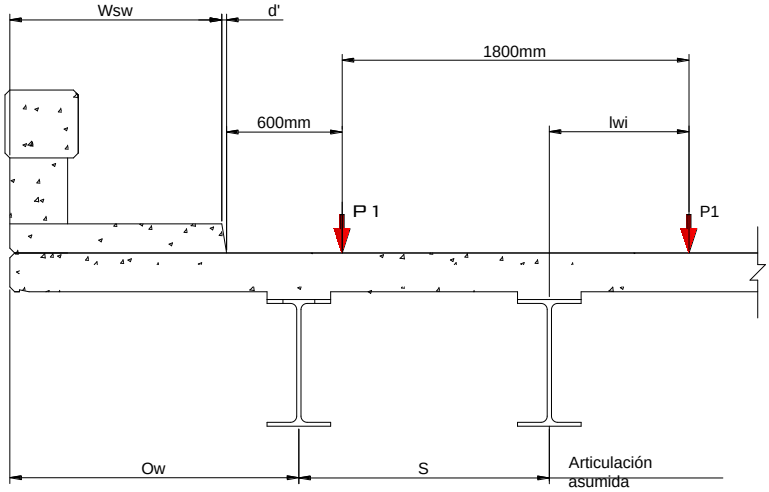


Figura 14: Diagrama para determinar la distribución de las cargas a través de la ley de Momentos

l_{wi} es menor que cero, esto implica que la carga de rueda interna se encuentra al lado opuesto al medido *(725mm hacia la derecha).*

Para un carril de diseño cargado, la distribución de la carga viva por carril para momento en vigas externas será como sigue ***(LRFD - Arto. 4.6.2.2.2b-1):***

$$g_{momento\ _ext\,1}\,(carril - Fatiga) = \frac{P_1 \cdot l_{we} + P_2 \cdot l_{wi}}{S} = 0.0972$$

$$g_{moment\ o_{ext\,1}}(carriles_{Resistencia}\ ) = g_{moment\ o_{ext\,1}} \cdot 1.2 = 0.1167$$

Los factores de distribución de carga viva para cortante para una viga exterior se calculan de la misma manera para un carril de diseño cargado.

1.6. Efectos por carga muerta para vigas exteriores

Tabla 28: Cargas muertas sobre vigas externas *(N/mm)*			
Por elementos y accesorios			
Variable	**Valor**		**Condición**
1/2 Cubierta de concreto	3.0597	$\gamma_c \cdot S \cdot ts_1/2$	En estas vigas actúa la mitad de la losa en el primer claro y el voladizo.
Voladizo	7.0608	$\gamma_c \cdot O_w \cdot ts_2$	
Acera	3.9275	$\gamma_c \cdot (2 \cdot w_{sw} + d') \cdot t_{s3}/2$	
Cartela de concreto	0.2726	$\gamma_c \cdot b_f \cdot t_h$	
1/2 Cubierta soportada	0.3629	$w_c \cdot (S - b_f)/2$	Carga en la losa (no existe sobre vuelo)
Peso propio de la viga	2.6845	$A \cdot \gamma_s$	
Sistemas de barandas	1.9483	$(W_{bar} \cdot g/1000) \cdot 2_{bar\ andas}/N_b$	La carga muerta superimpuesta de se distribuye uniformemente a lo largo de todas las vigas.
Carga total W_{DC}	19.3162		
Por Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos			
Vuelo W_{DW}	2.0033	$\gamma_a \cdot t_{fws} \cdot w/N_b$	El peso total se distribuye equitativamente en todas la vigas.

A partir de estas cargas, se pueden calcular las reacciones producidas por las cargas usando la ecuación para vigas simplemente apoyada: W•l/2.

1.7. Carga viva

1.7.1. Reacción factorada soportante

La reacción factorada soportante en el extremo se calcula como sigue, usando los factores de carga presentes en las ***LRFD - Tablas 3.4.1-1*** y ***3.4.1-2*** y usando las reacciones obtenidas por análisis estructural. El resultado de RLL+IM debe ser afectado por el Factor de Distribución de Carga Viva por Cortante para una viga interna con un carril cargado.

R_{LL+IM} = 15,165.4514N para una viga externa.
R_{LL+IM} = 82,837.5724N para una viga interna.

Factor de carga ηi = 0.9975

Por lo tanto, la reacción factorada [$R_f = \eta_i \cdot (\gamma_{DC} \cdot R_{DC} + \gamma_{DW} \cdot R_{DW} \cdot \gamma_{LL} \cdot R_{LL+IM})$] en los apoyos será:

R_f = 109,074.3480N *(Para vigas externas)*
R_f = 198,432.1103N *(Para vigas internas)*

Como se puede observar, las vigas internas se encuentran a mayores solicitaciones que las vigas externas en el Estado Límite de Resistencia I cuando se aplican los factores de distribución de carga viva. Por lo tanto, se sugiere diseñar las vigas para solicitaciones de vigas internas.

1.8. Deflexión debida al camión de diseño con una separación entre ejes traseros de 4,300mm

Del programa de análisis estructural utilizado, **SAP 2000**, se obtuvo la deflexión debida al camión de diseño con una separación entre ejes traseros de 4,300mm.

El procedimiento usado para obtener dicha deflexión es el siguiente:

- Localizar la inercia total máxima de la sección compuesta; esto debido a que para la deflexión permisible contribuye tanto la inercia de la viga como la inercia de la losa de concreto. En este diseño, la inercia máxima se encuentra en la sección compuesta a corto plazo n.

$I_{(n)} = 4733378784.65mm^4$ ***(Véase Capítulo II, Tabla 12)***

- Crear en Sap una sección de viga equivalente; esto consiste en ir tanteando con las dimensiones de modo que dé el valor de la inercia "$I_{(n)}$" *(no importa que las dimensiones de la sección equivalente sean exageradas, lo importante es dar con el valor de inercia aproximado).*

Para el diseño de este puente la sección **W36x182** resultó ser la equivalente.

- Una vez obtenida la sección equivalente, asignar dicha sección al modelo realizado para el Estado Límite de Resistencia (modelo anexo en el disco compacto).

- Luego correr el modelo y la combinación de carga: camión de diseño + carril de diseño, dará la deflexión actuante en la viga, debido a esta carga viva.

$$\Delta_{Camión} = 1.4332mm$$

APÉNDICE C

I. PRESUPUESTO

1.1. Volumen de concreto para estribos

1.1.1. Coeficiente de aporte general

Considerando la dosis de concreto y la relación agua/material cementante especificada en la UNIDAD II, se tiene por metro cúbico de concreto:

Tabla 29: Proporción de agregados por metro cúbico para dosis 1:1:2		
Cemento *(m^3)*	Arena *(m^3)*	Grava *(m^3)*
$\left[\frac{1}{(1+1+2)}\right] = 0.25\frac{m^3}{m^3}$	$\left[\frac{2}{1+1+2}\right] = 0.25\frac{m^3}{m^3}$	$\left[\frac{4}{1+1+2}\right] = 0.50\frac{m^3}{m^3}$

$$agua = \frac{(1{,}500\cancel{Kg/m^3_{cemento}}) \times 0.1429_{cemento}\ \frac{\cancel{m^3}}{\cancel{m^3}} \times 0.45}{1000\cancel{Kg/m^3_{agua}}} = 0.0965\frac{m^3}{m^3}$$

$$C_{a-general} = 0.47_{Ca-cem} \times 0.25m^3 + 0.63_{Ca-Ar} \times 0.25 + 0.51_{Ca-gra} \times 0.50 + 0.1178_{agua} = 64.78\%$$

La suma de volúmenes de los agregados se reducirá en un 63.51% al ocupar las partículas más pequeñas los espacios vacíos entre las partículas más grandes.

1.1.2. Volumen total de concreto

Se deberá calcular un volumen aparente de materiales, mayor que el real, de manera que durante la mezcla se obtenga un volumen de concreto igual al requerido para llenar el encofrado:

$$Vol_{con} = 34.7746m^3/0.6478 = 53.6852m^3$$

Se asume que se desperdiciará el 5% del concreto necesario para llenar el encofrado durante la manipulación del mismo:

$$Vol_{Concreto} = 53.6852m^3 \; x \; 1.05 = 56.3695m^3$$

A partir de este volumen de concreto, se tienen los siguientes volúmenes de agregados usado la dosis recomendada y factores de desperdicio respectivos:

Tabla 30: Volumen de los agregados del concreto para estribos			
Cemento *(m^3)*	Arena *(m^3)*	Grava *(m^3)*	Agua *(m^3)*
$25\% \times 56.3695 \times 1.10 = 15.50$	$25\% \times 56.3695 \times 1.15 = 16.21$	$50\% \times 56.3695 \times 1.08 = 30.44$	$11.78\% \times 56.3695 \times 1.30 = 8.63$

- El cemento

Se sabe que el cemento tiene una densidad de 1,500Kg/m^3 y si se usan bolsas de cemento de 42.5Kg, entonces se puede determinar el número de bolsas:

$$V_{bolsa\,-42.5Kg} = \frac{\frac{42.5Kg}{bolsa}}{1{,}500Kg/m^3} = 0.0283\frac{m^3}{bolsa} \rightarrow V_{Cem} = \frac{15.50m^3}{0.0283\frac{m^3}{bolsa}} = 548\;bolsas$$

- El agua

$$V_{Agua} = 8.63\cancel{m^3} \times \frac{1Gal}{3.7854\cancel{L}} \times \frac{1000\cancel{L}}{1\cancel{m^3}} = 2280\;Gal$$

1.2. Cálculo del volumen de acero de refuerzo

1.2.1. Cálculo de la longitud por cubrir

- Longitud de acero de refuerzo a lo largo de una fila

El ancho del puente es de 6.9m. El acero tiene un recubrimiento frontal *(en la dirección longitudinal de la varilla)* de 64mm. Por lo tanto, una fila de acero de refuerzo en la dirección primaria para flexión positiva tendrá una longitud útil de:

$$Longitud\ \acute{u}til = 6.9m - 2 \times (0.064m) = 6.772m$$

1.2.2. Número de filas

El puente tiene una longitud total de 6.82m. El acero de refuerzo en la dirección primaria para flexión positiva deberá tener un recubrimiento lateral de 75mm y se encuentra espaciado cada 25cm. Entonces, el número de hileras es igual a:

$$\#filas = redondear_{arriba}\left[\frac{6.82m - 2 \times (0.075m)}{0.25m}\right] + 1 = 35filas$$

$$Longitud_{total} = 6.772m \times 28 = 189.616m$$

- Número de traslapes

Tomando en cuenta que una varilla de acero tiene una longitud de fábrica de 6m, se tiene el siguiente número de traslapes:

$$\#traslapes = redondear_{arriba}\left[\frac{189.616\cancel{m}}{6\cancel{m}}\right] - 1 = 31traslapes$$

❖ Longitud de traslape

El acero de refuerzo en la dirección primaria para flexión positiva tiene un diámetro de 19.05mm *(#19 en milímetros y #6 en pulgadas)* y la tensión mínima de Fluencia, f_y, de éste es de 420MPa. Tomando en cuenta las consideraciones de ***LRFD – Arto. 5.11.2.1.1*** se tiene la siguiente longitud de anclaje:

Tabla 31: Longitud básica de Anclaje en Tracción		
Área de varilla, $A_{(bar)}$ *(mm^2)*		285.0230
Diámetro de varilla, $dia_{(bar)}$ *(mm^2)*		19.05
ℓ_{db} (mm)	300	300
	$\frac{0.02A_b f_y}{\sqrt{f_c'}}$	452.4599
	$0.06d_b f_y$	480.06
ℓ_{db} (mm)=		480.06

Esta longitud básica de anclaje deberá ser modificada según lo estipula con los factores que aumenta y disminuyen ℓ_{db} ***(LRFD - Artos. 5.11.2.1.2 y 5.11.2.1.3)*** para finalmente obtener la longitud de anclaje total:

$$\ell_{db=}480.06mm \times 1.2 \times 0.8 = 46.5cm$$

$$Longitud_{traslapes} = 31 \times 46.5cm = 14.415m$$

1.2.3. Volumen de acero

A continuación el volumen de acero #6 requerido en la dirección primaria para flexión positiva será calculado en quintales y kilogramos respectivamente:

$$Volumen_{acero} = \left[(189.616\cancel{m} + 14.415\cancel{m}) \times 1.10_{desp}\right] \times \frac{1QQ}{20.3155\cancel{m}} = 11\ QQ$$

$$Volumen_{acero} = \left[(189.616m + 14.415m) \times 1.10_{desp}\right] \times \frac{1Kg}{0.4469\cancel{m}} = 503\ Kg$$

APÉNDICE D

DISEÑO DE GAVIONES

Los gaviones son cajas hechas de alambre, las cuales se llenan con piedra bolón para impedir la marcha de la erosión y para retener las partículas del terreno. Reducen las velocidades del agua y recapturan el sedimento del cauce de un río.

Tabla 32: Datos requeridos		
Peso especifico de la piedra bolón ($\gamma_{piedra\ bolón}$)	2.8	kg/m^3
Peso especifico del suelo (γ_{suelo})	$1.89x10^{-05}$	N/mm^3
Resistencia del suelo (σ_{suelo})	2	$kg.cm^2$
Ángulo de fricción interna del suelo	32	°
Densidad seca total	1.93	g/cm^3
Capacidad portante del suelo	2.99	Kg/cm^2
Factor de seguridad	3	

I. Criterios de diseño

Además de las condiciones propias del lugar (topografía, geología, etc.), deben conocerse las características geotécnicas de los materiales en la zona para determinar los empujes y reacciones. Las principales características que deben evaluarse son: peso unitario, cohesión y ángulo de fricción.

II. Volcamiento.

El factor de seguridad ante vuelco corresponde a la relación entre los momentos estabilizadores y los inestabilizantes. Usualmente se calcula tomando momentos con respecto al pie del muro.

III. Deslizamiento

Se evalúa en el plano de la base del muro, aplicando ecuaciones para el equilibrio de fuerzas horizontales. Se recomienda que el factor de seguridad sea superior a 1.5 en suelos granulares y a 2.0 en materiales cohesivos. En algunos casos se inclina la base del muro para mejorar este nivel de seguridad.

Es importante resaltar que si el factor de seguridad contra deslizamiento es muy alto, las presiones de compactación suelen ser de gran magnitud.

IV. Capacidad portante

Entre los análisis que deben realizarse para estructuras de gaviones se tiene el de verificar las condiciones de cimentación del mismo. Deben satisfacerse los requisitos de estabilidad (capacidad portante), deformaciones (asentamientos) y funcionalidad dentro de unas condiciones económicas adecuadas.

Para la evaluación de la capacidad portante del terreno pueden considerarse las formulaciones clásicas existentes para cimientos superficiales continuos, debido a que en general las estructuras de gaviones tienen una relación B/L grande.

La base del muro se considera equivalente a una zapata continua con carga excéntrica. El factor de seguridad debe ser superior a 2.5. En algunos casos es suficiente que la excentricidad de la resultante sea inferior a 1/6 del ancho de la base del muro.

Dependiendo de las condiciones y considerando la flexibilidad de los gaviones pueden admitirse valores bajos de esfuerzos de tracción en secciones reducidas de la base, sin sobrepasar en ninguna zona la capacidad del terreno.

V. Estabilidad general

Se aplican los métodos de análisis de equilibrio límite comunes en la estabilidad de taludes, en los cuales se comparan los esfuerzos desviadores con la resistencia disponible a lo largo de una superficie potencial de falla. Se asume que la masa falla como un cuerpo rígido y sin considerar la deformabilidad del suelo. Debe garantizarse un factor de seguridad mínimo de 1.5.

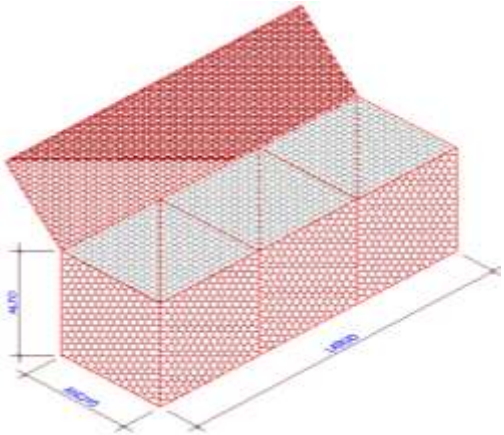
VI. Deformaciones

Para el control de los movimientos del muro, cuando las deformaciones del relleno por detrás de la corona son importantes, pueden construirse contrafuertes de refuerzo. El diseñador debe determinar la cantidad y la longitud de los contrafuertes de refuerzo necesarias para hacer una estructura más o menos deformable, de acuerdo con las deformaciones admisibles para la estructura que se está diseñando.

VII. Procedimiento de diseño

1. Pre dimensionamiento de la estructura.

Dimensiones preliminares del gavión		
Ancho	1.0	m
Largo	1.0	m
Alto	2.0	m



2. Caracterizar los materiales disponibles y verificar que cumplan con las propiedades mínimas requeridas.

Alambre:

El alambre usado en la fabricación de los gaviones y en el amarre y atirantamiento durante la colocación en obra, debe ser de acero dulce recocido, galvanizado en caliente con zinc puro y exento de corrosión u otros defectos.

Mallas:

Para la construcción de los gaviones se emplean tres tipos de malla:

- Malla hexagonal o de doble torsión.
- Malla de eslabonado simple.
- Malla electrosoldada.

Material de relleno:

El relleno debe ser efectuado de manera que los fragmentos de piedra bolón de tamaños más pequeños (no menores de 10 cm) queden dispuestos en la parte central del gavión, y los fragmentos más grandes queden dispuestos en la parte exterior, en contacto con la canasta.

3. Calcular las cargas a las que estará sometida la estructura.

Las estructuras de gaviones pueden tratarse como flexibles, considerando que por sus dimensiones y morfología cumplen su función experimentando deformaciones apreciables de flexión y/o extensión.

El empuje activo puede calcularse con las formulaciones clásicas de Coulomb o Rankine. Para el cálculo de los empujes totales sobre la estructura de contención con gaviones, debe calcularse, además de los empujes debidos al terreno natural o al material de relleno, los causados por el agua subterránea y por cargas externas (sobrecargas en la corona del muro, cargas vivas temporales, etc). Pueden emplearse las formulaciones clásicas de la mecánica de suelos y de la teoría de la elasticidad para el caso de cargas externas.

4. Evaluar la estabilidad general, teniendo en cuenta las deformaciones.

Se analiza la estabilidad de taludes para diferentes superficies de rotura para verificar factores de seguridad apropiados ante fallas del conjunto muro-suelo.

5. Determinar la disposición general de los gaviones.

Con base en los empujes a que vaya a estar sometida la estructura y las características físicas, de resistencia y deformabilidad de los gaviones se determina la disposición de los gaviones que conformen la estructura.

VIII. Procedimiento constructivo

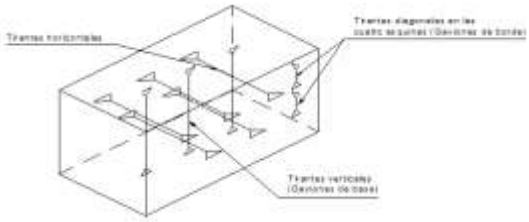
a) Se extiende la maya sobre una superficie plana.

b) Se unen las cuatro aristas con alambre galvanizado de la misma calidad similar al de la malla.

c) Unión de los diafragmas del cuerpo del gavión.

d) La unión de las aristas debe de estar bien reforzada, por ello se alternan torsiones sencillas y dobles para asegurarla.

e) Las canastas armadas se colocan en el sitio, se alinean y se unen unas con otras, para luego ser rellenadas.



f) Por razones técnicas y estéticas es muy importante tensar las canastas antes de rellenarlas, ya que así se comprueba si no existen deficiencias en la unión, se logra optimizar el relleno y se obtiene un mejor rendimiento en la aplicación.

g) La piedra de relleno puede ser de canto rodado o de explotación.

h) Conforme se va rellenando con la piedra, se colocan los tensores a 1/3 y a 2/3 de la altura del gavión, abarcando 2 escuadrillas de la malla en la unión.

El relleno debe ser compacto y con el mínimo de vacíos posibles.

i) Al finalizar el relleno, una la tapa al cuerpo del gavión, colocando grapas cada 30 cm e hilvanando con la ayuda de unas tenazas y un gancho.

APÉNDICE E

TABLAS

	Volumen total de concreto				
	Cemento *(bolsas)*	Arena *(m^3)*	Grava *(m^3)*	Agua *(Gal)*	Resistencia *(psi)*
Cubierta	92	6	8	509	3,000
Acera	38	4	6	212	2,000
Barandas	32	2	4	178	
Estribos	1,096	33	61	4,560	5,000
Losa de aproximación	132	14	9	928	3,000
TOTAL	1,390	59	88	6,387	

	Volumen total de acero de refuerzo							
	Refuerzo *(QQ)*							Amarre *(lb)*
	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	#18
Cubierta	4		30					5
Aceras	2	14						1
Barandas	5	3	11					3
Estribos	11	4	19	28	25	74	157	35
Losa de aproximación			44		19			7
TOTAL	22	21	104	28	44	74	157	51

APÉNDICE F

FIGURAS

Baranda Kansas Corral

Antiguo Puente peatonal Los Ángeles

Antiguo Estribo del Puente Los Ángeles destruido después del paso del Huracán Mathew

Vista oeste: Puente peatonal Los Ángeles devastado por el paso del huracán Mathew

Vista este: Modelado en 3D del futuro Puente Vehicular Los Ángeles