



*Líder en Ciencia y Tecnología*

Mon  
624.25  
C823  
2012

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**

**FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**

**MONOGRAFÍA**

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE EN EL SECTOR QUEBRADA  
GRANDE, ESTELÍ”**

**PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR:**

- 1. Br. David Isaac Corrales Alfaro.**
- 2. Br. Luis Alberto Gutiérrez Altamirano.**
- 3. Br. Carlos José Zeledón García.**

**TUTOR:**

**Msc. Ing. Yader Jarquín Montalván**

**MANAGUA, NOVIEMBRE 2012**

## DEDICATORIA

Dedicamos este trabajo a Dios; porque de Él logramos la dicha de tener la vida, fuerzas, salud, valor y dedicación para el desempeño de este trabajo, y a las siguientes personas que El puso en nuestras vidas:

A nuestros padres, como un sencillo gesto de agradecimiento a su esfuerzo, amor y apoyo incondicional, durante nuestra formación tanto personal como profesional, y su desprendida preocupación por nuestro crecimiento como personas de bien; así como también al resto de nuestras familias a nuestros hermanos que deseamos puedan honrar a nuestros padres con el concluir exitosamente sus carreras profesionales y aprovechar la oportunidad desmedida, ellos que son los tutores de nuestras vidas, por formarlos como personas de bien y ser para provecho positivo de nuestra nación.

A nuestros amigos y colegas compañeros de clase, que de alguna manera sencilla pero especial se preocuparon por que concluyéramos nuestra carrera y al final pudiéramos coronarla con la realización de este trabajo, dedicamos este trabajo monográfico a los compañeros y amigos que nos extendieron desinteresadamente su ayuda desde la redacción de nuestro protocolo, a hacer levantamientos topográficos, y estructurar este documento.

A aquellos maestros que desde pre-escolar, secundaria, la universidad, desinteresadamente se dispusieron porque no solo aprobáramos las clases, sino que nuestro aprendizaje fuera lo más claro posible

## **AGRADECIMIENTOS**

*Hubiera sido imposible la realización de esta investigación sin la intervención de Nuestro Dios; queremos agradecerle nuestro señor Dios padre; por habernos ayudado dándonos las fuerzas, perseverancia, y el desempeño para la culminación de este documento técnico-científico, agradecemos por el amor, las alegrías y tristezas que al final han sido para forjar nuestro ser, ha sido todo para nuestro bien, los regocijos y bendiciones que has traído a nuestras vidas a través de nuestras familias y compañeros hasta el día de hoy, y los venideros; por ese amor que manifestó con darnos a su hijo amado Jesucristo a quien agradecemos y reconocemos su sacrificio por todos nosotros. Gracias nuestro maestro Jesucristo!*

*A nuestro tutor, el Ingeniero Yader Jarquín, quien por su disposición a pesar de su trabajo, y de no ser de nuestra localidad nos dedico tiempo para atender nuestras consultas, y darnos consejos. Gracias estimado Ingeniero Yader Jarquín.*

*Agradecemos a nuestro docente Ing. Vicente Díaz, quien nos brindo su tiempo atendiendo también nuestras consultas cuando se lo solicitamos, aun cuando tenía otros compromisos por su trabajo. Muchas gracias por todo.*

*De igual manera estamos agradecidos con nuestros maestros que supieron guiarnos profesionalmente para la culminación de nuestros estudios*

*Gracias por tu amor y misericordia Dios eterno y bendito, gracias a tí Jesús por tu entrega por el bien nuestro, quiero agradecer a mi familia porque siempre me ha brindado su apoyo en mis decisiones, a mi madre por corregirme y guiarme a mejorar en mi vida. Agradezco a mi amada esposa Indira Valladarez, quien a través del tiempo de investigación me motivo a no desanimarme, a esforzarme y por comprenderme siempre.*

*A mis compañer@s y amig@s que me brindaron su apoyo y tiempo en los momentos difíciles cuando parecía que el desánimo, ganaba, gracias por ayudarme a ver las cosas más claras en el proceso de la investigación. Muchas gracias a todos ustedes.*

***David Isaac Corrales Alfaro.***

*Ante todo, Dios, bendito te agradezco, en este espacio agradezco también a mi familia por brindarme su apoyo, quiero agradecer a mi papá por apoyarme en mi formación profesional, quiero agradecer a mi señora madre porque me apoyó en tiempos de adversidad a no dejar mis estudios abandonados, pues hubo muchos que comenzaron conmigo y por circunstancias de la vida no pudieron llegar hasta el final. Quiero agradecerte Jesús Esperanza García Herrera, José Antenor Zeledón López por tus sacrificios, por a pesar de no permanecer en mi hogar siempre lucharon por mi formación y crecimiento personal tanto como espiritual, gracias también a ustedes mis herman@s.*

*Y mis amigos, que siempre fueron fuente de ánimo para mí, y porque sé que puedo contar con ellos, a todos ustedes, de verdad: Gracias, así de sencillito, pero muchas gracias!*

***Carlos José Zeledón García***

*Agradezco primeramente a nuestro señor Jesús por darme la vida, gracias señor por tu amor incondicional y haberme dado entendimiento y perseverancia para la realización de este trabajo.*

*A mi familia, a mi padre, a mi madre y mis hermanos que aunque la vida me quito a uno se que estas siempre conmigo hermanito, de verdad gracias.*

*Y como olvidar a mis compañeros y amigos de tesis Isaac Corrales y Carlos Zeledón por el tiempo dedicado a este trabajo y por todo lo que de ustedes he aprendido, por sus deseos de superación muchas gracias!*

***Luis Alberto Gutiérrez Altamirano***

## **RESUMEN**

El presente documento se trata del diseño estructural de un puente de un claro simple. Utilizando el método de las normas AASHTO LRFD 2007; este procedimiento proporciona un análisis detallado de los elementos actuantes en la estructura.

Este documento consta de cinco capítulos en los que se detallan los cálculos del diseño para cada parte de la estructura antes mencionada. En el primer capítulo “Especificaciones generales para puentes carreteros” se muestran los criterios de diseño con la metodología AASHTO LRFD 2007.

En el siguiente capítulo, “Diseño de superestructura” se muestra los cálculos realizados para el diseño de la losa, el diseño de las vigas, y sus correspondientes rigidizadores, también los diseños de marcos transversales, diseño de apoyos elastoméricos, diseño de barandas de protección peatonal. Con respecto al siguiente capítulo (capítulo 3, “Diseño de subestructura”) se presenta el procedimiento de cálculo para el diseño de los estribos y el diseño de losa de aproximación.

El capítulo 4 “Presupuesto del puente” se presenta el procedimiento para la estimación aproximada del costo de la estructura.

## **INTRODUCCIÓN**

Los puentes son elementos que permiten salvar obstáculos como depresiones en el terreno natural ya sean estas ríos, quebradas, barranco de considerable profundidad, incluso el cruce de vías (los llamados paso desnivel). Son muy útiles para facilitar el acceso entre dos o varios lugares distantes. Se deben considerar las condiciones topográficas e hidrológicas del sitio entre otras para la construcción de un puente.

Este trabajo tiene como fin el diseño estructural de un puente con estructura de elementos metálicos (vigas metálicas), en combinación de losa de concreto reforzado en el sector de Quebrada Grande ubicado a 1.5 Km del municipio de San Nicolás de Oriente del departamento de Estelí sobre el camino que conduce a la Sirena, para poder brindar acceso de una manera segura y todo el tiempo a las comunidades aledañas a la ciudad de San Nicolás, las cuales en época de lluvia, principalmente cuando el invierno es muy intenso, se ven incomunicadas por el desborde del río que pasa sobre la vía de acceso.

Esta situación llena de preocupación a la población de San Nicolás y más aun a los pobladores de la zona afectada así como los de las comunidades aledañas, quienes temen que en caso de algún incidente grave en algunas de estas comunidades puedan haber, más que pérdidas monetarias en infraestructuras u otro, pérdidas humanas, por lo difícil que resulta brindar algún tipo de atención médica para la época de invierno en la zona.

De los registros y las experiencias vividas por los pobladores a causa de los fenómenos atmosféricos, referenciando más el del huracán Mitch, en el sitio se ha visto la necesidad de implementar alternativas para dar solución a este problema y es de esta necesidad que surge la propuesta del diseño estructural del puente haciendo uso del código de diseño de la AASHTO LRFD 2007 para el diseño del puente, así como de los códigos de ACI para el diseño de concreto, como una solución a la problemática que preocupa al municipio de San Nicolás y principalmente a la zona afectada y a las comunidades aledañas.

## **ANTECEDENTES**

San Nicolás consta de una zona afectada por desbordamiento de río en época de invierno, específicamente en la comunidad Quebrada Grande, ubicada a 1.5 Km al noreste de San Nicolás, sobre el camino que conduce a la comunidad la Sirena y a 140 Km desde la capital Managua, en dicha zona la carretera está afectada por el paso de una quebrada. En esta área no se ha realizado ningún tipo de obra civil, que pueda contrarrestar este incidente, dejando incomunicadas a 12 de sus comunidades, como consecuencia los vehículos en esta misma época no pueden acceder hasta las comunidades, las personas que transitan por el lugar deben de cruzarlo a pie o en bestias también utilizando las rocas que se encuentran en el cauce cuando el río mantiene un caudal bajo y cuando este sube, no hay manera de que en caso de accidente se pueda llegar hasta el lugar, y existe el peligro de que en un incidente de considerable magnitud puedan haber pérdidas humanas.

## **JUSTIFICACIÓN**

El beneficio que brinda un puente para conectar una vía de circulación es ya bien sabido porque permite un flujo continuo entre ciudades así como de comunidades cercanas a las cuales se les hace más fácil el comercio de sus productos y a su vez tener acceso a otros que ellos necesiten, también brinda el acceso a una atención de salud más rápida, y a la educación.

El motivo principal de este trabajo es poder garantizar a la población, un puente, que permita una circulación segura y sin interrupciones en toda época del año, y de esta forma garantizar el acceso al desarrollo socio económico de la población de San Nicolás y de las comunidades aledañas.

Con el puente se garantizará que las comunidades que se ven afectadas por el desbordamiento del río (un total de doce comunidades) que atraviesa la vía de acceso, no queden incomunicadas en caso de una emergencia.

Se pretende que este trabajo pueda servir como manual de referencia a las futuras generaciones de ingeniería civil de la universidad que deseen realizar investigaciones sobre este tema, así como a la alcaldía de San Nicolás la cual atendiendo a la problemática piensa en una alternativa de solución a la misma.

## **OBJETIVOS**

### **IV.I. OBJETIVO GENERAL**

Realizar el diseño estructural de un puente y sus elementos en el sector de Quebrada Grande ubicado en el municipio de San Nicolás de Oriente del departamento de Estelí a 140 km de la capital Managua.

### **IV.II. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Realizar el diseño de la superestructura y subestructuras, utilizando las normas ACI 2008 para el diseño de losa y estribos y las normas AASHTO LRFD 2007 para el diseño de vigas de acero estructural.
- Realizar una hoja de cálculo para el diseño.
- Elaboración de planos con software AutoCAD 2010.
- Elaboración de presupuesto de la obra

## **V. MARCO TEÓRICO**

### **V.I. GENERALIDADES**

Un puente es una estructura utilizada para salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos, y obstáculos artificiales, como carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías de una manera segura.

La infraestructura de un puente está formada por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos. La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos de los extremos.

A los puentes se les puede clasificar según su función y utilización, materiales de construcción y tipo de estructura.

Según su función, el puente que se diseñó se clasifica como paso carretero, el material que se consideró para el diseño es concreto reforzado de 4000 psi para losa del tablero y estribos y de 3000 psi para postes de concreto para baranda de seguridad y acero estructural A-36 para vigas y elementos metálicos, la longitud del puente es de 25 mts, considerándose un puente de claro simple, ya que esta definición abarca puentes de hasta 40 mts.

### **V.II. DRENAJE DE LA CALZADA.**

Se proyecta la colocación de drenajes sobre la estructura objetando que el agua pluvial no se acumule sobre la superficie de rodamiento del puente.

El revestimiento del piso del puente debe de realizarse con un material antiderrapante.

### **V.III. ESTUDIO DE CAMPO**

#### **V.III.I. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.**

Estos estudios brindaron una idea clara de cómo se comporta el terreno en el sitio donde se pretende realizar la obra, a través del trazado de perfiles, de curvas de nivel, y diferencias de elevaciones en el terreno, que se han facilitado, esto para que se realizase un diseño óptimo de la estructura.

#### **V.III.II. ESTUDIOS HIDRÁULICOS E HIDROLÓGICOS**

Estudios hidrológicos realizados y autorizados por la alcaldía ayudaron a definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad para las características particulares de la estructura. En estos estudios se establecieron las características hidrológicas del régimen de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que permitieron una mejor apreciación del comportamiento hidráulico del río.

### **V.IV. MÉTODO DE DISEÑO**

A falta de normas propias que rijan el diseño de estructuras como puentes, alcantarillas u otras, en Nicaragua se han estandarizado para el diseño de este tipo de estructuras las normas AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). La intención de estas especificaciones es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles, las cuales fueron tomadas en cuenta para el diseño.

Se utilizó el reglamento ACI 2008 (American Concrete Institute - Instituto Americano de concreto) para el diseño de estructuras de concreto, el cual utiliza para el diseño de concreto estructural el método de resistencia, que requiere incrementar las cargas de servicio o las fuerzas y momentos internos relacionados por medio de factores de cargas especificados y reducir las resistencias nominales calculadas por medio de factores de reducción de resistencia.

## **V.V. DEFINICIONES:**

**Altura del Núcleo** – Distancia entre la parte superior de la armadura superior y la parte inferior de la armadura inferior de una losa de hormigón.

**Ancho de Acera** – Espacio sin obstrucciones entre barreras o entre un cordón y una barrera, exclusivamente para uso peatonal.

**Armadura** – Barras de armadura y/o acero de pretensado.

**Baranda para Peatones** – Baranda o sistema de defensa, que constituye una guía física para los peatones que cruzan el puente con el objetivo de minimizar la probabilidad de que un peatón caiga por encima del sistema.

**Cargas Longitudinales** – Fuerzas de diseño horizontales que se aplican de forma paralela a la baranda o barrera.

**Cargas Permanentes** – Cargas y fuerzas que permanecen constantes una vez terminada la construcción, o bien aquellas que se supone permanecen constantes.

**Carril de Diseño** – Carril de circulación ideal ubicado transversalmente sobre la carretera.

**Construcción Compuesta** – Componentes de hormigón o componentes de acero y hormigón interconectados de manera que responden a las solicitaciones como si fueran una unidad.

**Deformación** – Cambio de la geometría de la estructura provocado por las solicitaciones, incluyendo el desplazamiento axial, desplazamiento por corte y rotaciones.

**Dirección Primaria** – En los tableros isótropos, dirección más corta; en los tableros ortótropos, dirección de los elementos portantes principales.

**Dirección Secundaria** – Dirección normal a la dirección primaria.

**Ductilidad** – Propiedad de un elemento o conexión que permite una respuesta inelástica.

**Elastómeros** – Los elastómeros son aquellos polímeros que muestran un comportamiento elástico, es decir, se deforman al someterlos a una fuerza pero recuperan su forma inicial al suprimir la fuerza.

**Espaldares** – El espaldar de estribo sirve de contención del terraplén y de apoyo de la losa de aproximación.

**Estado Límite** – Condición más allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado.

**Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos** – Estados límites relacionados con eventos tales como sismos, cargas de hielo y colisiones de vehículos o embarcaciones, con períodos de recurrencia mayores que el período de diseño del puente.

**Estados Límites de Resistencia** – Estados límites relacionados con la resistencia y la estabilidad.

**Estados Límites de Servicio** – Estados límites relacionados con las tensiones, deformaciones y fisuración.

**Estribo** – Estructura que soporta el extremo de un tramo de puente y proporciona apoyo lateral para el material de relleno sobre cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente.

**Factor de Modificación de las Cargas** – Factor que considera la ductilidad, redundancia e importancia operativa del puente.

**Factor de Resistencia** – Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de las cargas a través del proceso de calibración.

**Faja Equivalente** – Elemento lineal artificial que se aísla de un tablero a los fines del análisis, en el cual las solicitaciones extremas calculadas para una línea de cargas de rueda, ya sea transversal o longitudinal, aproximarán las solicitaciones que realmente ocurren en el tablero.

**Hormigón Colado In Situ** – Hormigón que se coloca en el lugar que ocupará definitivamente en la estructura mientras aún se encuentra en estado plástico.

**Hormigón de Densidad Normal** – Hormigón cuya densidad está comprendida entre 2150 y 2500 kg/m<sup>3</sup>.

**Incremento por Carga Dinámica** – Aumento de las solicitaciones estáticas aplicadas que toma en cuenta la interacción dinámica entre el puente y los vehículos en movimiento.

**Junta del Tablero** – Interrupción total o parcial del tablero para permitir el movimiento relativo entre diferentes partes de una estructura.

**Longitud de Desarrollo o Longitud de Anclaje** – Distancia requerida para desarrollar la resistencia especificada de una barra de armadura o cable de pretensado.

**Losa de Tablero** – Losa maciza de hormigón que resiste y distribuye las cargas de rueda hacia los elementos de apoyo.

**Método de las Líneas de Fluencia** – Método de análisis en el cual se examinan varios patrones posibles de líneas de fluencia con el objetivo de determinar la capacidad portante.

**Puente** – Cualquier estructura que tiene una abertura de no menos de 6100 mm y que forma parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera.

**Resistencia Nominal** – Resistencia de un elemento o conexión a las solicitaciones, según lo indicado por las dimensiones especificadas en la documentación técnica y por las tensiones admisibles, deformaciones o resistencias especificadas de los materiales.

**Solicitación** – Deformación, tensión o esfuerzo resultante (es decir, fuerza axial, esfuerzo de corte, momento torsor o flector) provocado por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas o cambios volumétricos.

**Subestructura** – Componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal.

**Superestructura** – Componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal.

**Tándem**– Dos ejes de igual peso poco separados e interconectados mecánicamente.

**Vida de Servicio** – Período de tiempo durante el cual se espera que el puente esté en operación.

## Índice

UNIDAD 1 ESPECIFICACIONES GENERALES PARA PUENTES CARRETEROS.....	7
1.1 METODOLOGÍA DE DISEÑO PARA PUENTES DE CARRETERAS SEGÚN LAS NORMAS AASHTO LRFD 2007 .....	8
1.2 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS .....	8
1.3 ESTADOS LÍMITES.....	9
1.3.1 Estado Límite de Servicio.....	9
1.3.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura .....	9
1.3.3 Estado Límite de Resistencia .....	9
1.3.4 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos.....	9
1.4 LIMITACIONES DE LAS DEFLEXIONES.....	9
1.5 CARGAS DE DISEÑO.....	10
1.5.1 CARGAS PERMANENTES .....	10
1.5.1.1 CARGAS PERMANENTES: DC, DW y EV .....	10
1.5.1.2 CARGAS DE SUELO: EH, ES y DD .....	10
1.6 CARGAS TRANSITORIAS:.....	11
1.6.1 SOBRECARGAS GRAVITATORIAS: LL y PL .....	11
1.6.2 CAMIÓN DE DISEÑO:.....	11
1.6.3 CARGA DEL CARRIL DE DISEÑO .....	11
1.6.4 CARGA PARA EL VUELO DEL TABLERO.....	12
1.6.5 CARGA DE FATIGA: .....	12
1.6.6 CARGAS PEATONALES: PL.....	12
1.6.7 CARGAS SOBRE LAS BARANDAS: .....	12
1.7 INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA: IM .....	12
1.8 FUERZA DE COLISIÓN DE UN VEHÍCULO: CT.....	13
1.8.1 COLISIÓN DE VEHÍCULOS CONTRA LAS BARRERAS.....	13
1.9 CARGA DE VIENTO: WL y WS.....	13
1.9.1 PRESIÓN HORIZONTAL DEL VIENTO .....	13
1.9.2 PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS: WS .....	13
1.9.3 CARGAS DE LAS SUPERESTRUCTURAS .....	13

1.9.4 FUERZAS APLICADAS DIRECTAMENTE A LA SUBESTRUCTURA .....	14
1.9.5 PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE LOS VEHÍCULOS: WL.....	14
1.9.6 PRESIÓN VERTICAL DEL VIENTO: .....	14
1.10 EMPUJE DEL SUELO: EH, ES y LS .....	14
1.10.1 EMPUJE DEL SUELO: EH.....	15
1.10.2 SOBRECARGA UNIFORME: ES.....	15
1.10.3 SOBRECARGA VIVA: LS .....	15
1.10.4 ANÁLISIS DE MONONOBE –OKABE.....	16
1.11 TEMPERATURA UNIFORME: TU.....	17
1.12 EFECTOS SÍSMICOS: EQ .....	17
UNIDAD 2 DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA .....	18
2.1 DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA .....	19
2.2 DISEÑO DE LOSA DEL TABLERO .....	19
2.2.1 Datos generales para la losa del tablero: .....	20
2.3 CÁLCULO DE SOLICITACIONES EN LA LOSA DE CONCRETO .....	20
2.3.1 Determinación del acero de refuerzo en la losa de concreto:.....	22
2.3.2 Limitación de la Fisuración mediante Distribución de la Armadura .....	24
2.3.3 Resistencia a la Flexión.....	25
2.3.4 Límites para las Armaduras: .....	25
2.3.4.1 Armadura Máxima: .....	25
2.3.4.2 Armadura Mínima: .....	25
2.4 DISEÑO DE LOS VUELOS DEL TABLERO.....	30
2.4.1 Caso de diseño 1: .....	30
2.4.2 Nivel de Ensayo para el diseño de la baranda .....	31
2.4.2.1 Aplicación del Caso de Diseño 1.....	31
2.4.2.2 Caso de Diseño 2.....	34
2.4.2.3 Caso de Diseño 3 .....	34
2.5 DISEÑO DE VIGA DE ACERO.....	36
2.5.1 SELECCIÓN DE LA VIGA DE ENSAYO .....	37
2.5.2 PROPIEDADES DE LA SECCIÓN EN LA REGIÓN DE MOMENTO POSITIVO.....	39
2.5.3 CÁLCULO DE LOS EFECTOS POR CARGA MUERTA .....	40
2.5.3.1 CARGAS PERMANENTES.....	40

2.5.4 CÁLCULO DE LOS EFECTOS POR CARGA VIVA.....	41
2.5.4.1 CARGAS TRANSITORIAS.....	41
2.5.5 FACTORES DE DISTRIBUCIÓN PARA MOMENTO Y CORTE .....	42
2.5.5.1 Factores de distribución de sobrecargas por carril para momento .....	42
2.5.5.2 Factores de distribución de las sobrecargas por carril para corte .....	42
2.5.5.3 Factores de Distribución para el Estado Límite de Fatiga .....	43
2.5.5.4 Factores de Distribución de la Deflexión para sobrecargas.....	44
2.6 EFECTOS DE CARGA COMBINADOS.....	46
2.7 CRITERIOS PARA LA DEFLEXIÓN: .....	47
2.8 CAPACIDAD DEL MOMENTO PLÁSTICO:.....	48
2.9 DETERMINAR SI LA SECCION ES COMPACTA Ó NO COMPACTA.....	51
2.10 DISEÑO POR FLEXIÓN –ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.....	51
2.11 RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN.....	53
2.12 DISEÑO POR CORTANTE .....	54
2.13 DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES INTERMEDIOS.....	56
2.14 DISEÑO POR FLEXIÓN PARA ELESTADO LÍMITE DE FATIGA .....	58
2.15 MOMENTOS Y CORTANTES POR CARGA VIVA SIN FACTORAR PARA UNA VIGA TÍPICA....	59
2.15.1 Chequeo por Flexión .....	61
2.15.2 Sumatoria de esfuerzos en el Patín de Compresión.....	62
2.15.3 Sumatoria de esfuerzos en el Patín de Tensión.....	63
2.15.4 Chequeo por Cortante.....	63
2.16 DISEÑO POR FLEXIÓN PARA ELESTADO LÍMITE DE SERVICIO .....	64
2.17 DISEÑOS DE ELEMENTOS DE ACERO .....	65
2.17.1 DISEÑO DE CONECTORES DE CORTANTE.....	65
2.17.1.1 REGIÓN DE FLEXIÓN POSITIVA .....	66
2.17.1.1.1 Cantidad de conectores de corte transversales al eje longitudinal de la viga: .....	66
2.17.1.1.2 Momentos por carga viva sin factorar.....	67
2.17.2 DISEÑO DE RIGIDIZADORES EN LOS APOYOS .....	70
2.17.3 DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS.....	72
2.17.4 DISEÑO DE MARCOS TRANSVERSALES .....	74
2.17.4.1 COMPRESIÓN AXIAL .....	75
2.18 DISEÑO DE APOYOS.....	76

2.18.1 GENERALIDADES: .....	76
Apoyos de neopreno con placas de acero:.....	76
2.18.2 METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE APOYOS:.....	76
2.18.3 CRITERIOS DE DISEÑO: .....	77
2.18.3.1 SELECCIÓN DEL TIPO ÓPTIMO DE APOYO: .....	77
2.18.3.4 PROPIEDADES PRELIMINARES DEL APOYO:.....	77
2.18.3.5 SELECCION DEL MÉTODO DE DISEÑO (A ó B): .....	79
2.18.4 CÁLCULO DEL FACTOR DE FORMA: .....	79
2.18.5 VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS COMPRESIVOS:.....	80
2.18.6 VERIFICACIÓN DE LAS DEFLEXIONES COMPRESIVAS: .....	81
2.18.7 VERIFICACIÓN DE LA DEFORMACIÓN DE CORTE: .....	82
2.18.8 VERIFICACION DE LA ROTACIÓN O LA COMPRESIÓN Y ROTACIÓN COMBINADA:.....	83
2.18.9 VERIFICAR LA ESTABILIDAD: .....	84
2.18.10 VERIFICAR EL REFUERZO: .....	84
2.18.11 DISEÑO PARA EL ANCLAJE:.....	85
2.18.11.1 DISEÑO DE ANCLAJE PARA APOYOS FIJOS:.....	86
2.18.12 DISEÑO DE LA PLACA DEL APOYO: .....	90
2.19 DISEÑO DE LA LOSA DE APROXIMACIÓN.....	92
2.19.1 Ancho de distribución de carga viva:.....	94
2.19.2 Resistencia a la Flexión:.....	94
2.19.3 Refuerzo en la dirección transversal: .....	95
UNIDAD 3 DISEÑO DE SUBESTRUCTURA.....	97
3.1 DISEÑO DE SUBESTRUCTURAS .....	98
3.1.1 DATOS GENERALES.....	98
3.2 DIMENSIONES PRELIMINARES DEL ESTRIBO .....	99
3.3 DETERMINAR EFECTOS DE CARGA MUERTA .....	100
3.4 DETERMINAR EFECTOS DE CARGA VIVA.....	100
3.5 CÁLCULO DE OTROS EFECTOS DE CARGA.....	101
3.5.1 Carga de Viento en la Superestructura: WS .....	101
3.5.2 Carga de Viento en el estribo (Subestructura): WS.....	104
3.5.3 Presión de Viento sobre los vehículos: WL.....	105
3.5.4 Presión Vertical del Viento:.....	105

3.5.5 Cargas Sísmicas: EQ.....	105
3.5.6 Cargas debidas al empuje lateral del suelo: EH.....	107
3.5.6.1 Análisis de Mononobe–Okabe: .....	107
3.5.6.2 Cargas debidas a la sobrecarga uniforme: ES.....	109
3.5.6.3 Cargas debidas a la sobrecarga viva: LS.....	109
3.5.7 Cargas debidas a la temperatura: TU .....	110
3.5.7.1 Carga debida al aumento de temperatura: .....	111
3.5.7.2 Carga debida al descenso de temperatura:.....	111
3.6 COMBINACIÓN YANALISIS DE LOS EFECTOS DE FUERZA .....	112
3.6.1 Parte inferior del muro de respaldo del estribo .....	112
3.6.1.1 Efecto de fuerzas sobre muro de respaldo.....	112
3.6.2 Parte inferior del cuerpo del estribo: .....	113
3.6.2.1 Efecto de fuerzas sobre cuerpo del estribo.....	113
3.6.3 Parte inferior de la base del estribo: .....	114
3.7 ESTABILIDAD Y REQUISITOS DE SEGURIDAD .....	115
3.7.1 En el Estado Límite de Resistencia I se tiene .....	116
3.7.1.1Cargas permanentes: .....	117
3.7.1.2Cargas transitorias: .....	117
Momento con respecto a la parte inferior de la Punta de la base del estribo: .....	117
3.7.2 EVALUACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD .....	117
3.8 FALLA POR DESLIZAMIENTO.....	118
3.9 CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS DEBAJO DE LAS ZAPATAS.....	119
3.9.1 COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES DE CARGAS.....	120
3.9.1.1 Para el Estado Límite de Resistencia I se utilizan: .....	120
3.9.2 EVALUACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD .....	120
3.10 DISEÑO DEL REFUERZO EN EL ESTRIBO .....	122
3.10.1 DISEÑO DEL MURO DE RESPALDO.....	122
3.10.1.1Diseño por Flexión: .....	122
3.10.1.2 DISEÑO POR CORTANTE: .....	124
3.10.1.3 REFUERZO EN VIGA DE ASIENTO .....	125
3.11 DISEÑO DEL CUERPO DEL ESTRIBO.....	126
3.11.1 Diseño por Flexión: .....	126

3.11.2 DISEÑO POR CORTANTE .....	127
3.11.3 LONGITUDES DE ANCLAJES .....	127
3.12 DISEÑO DE LA BASE DEL ESTRIBO.....	128
3.12.1 REFUERZO PARA EL TALÓN: .....	129
3.12.1.1 Chequeo del Talón para corte .....	129
3.12.2 REFUERZO PARA LA PUNTA.....	130
3.12.2.1 Chequeo de la punta para corte.....	130
3.12.3 DISEÑO DEL REFUERZO DE LA ZAPATA.....	130
3.12.3.1 Refuerzo Transversal Superior: .....	131
3.12.3.1.1 Verificación de la Armadura Mínima:.....	131
3.12.3.2 Refuerzo Transversal Inferior: .....	132
3.12.3.2.1 Verificando la Armadura Mínima: .....	132
3.12.3.3 Refuerzo Longitudinal .....	133
UNIDAD 4 PRESUPUESTO .....	134
4.1 PRESUPUESTO DEL PUENTE .....	135
UNIDAD 5 PLANOS ESTRUCTURALES.....	141
5.1 ELABORACIÓN DE PLANOS CON SOFTWARE AUTOCAD 2010 .....	142
VI. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	143
VII. CONCLUSIONES.....	144
VIII. RECOMENDACIONES.....	146
IX. BIBLIOGRAFÍA.....	147

# UNIDAD 1

## ESPECIFICACIONES GENERALES PARA PUENTES CARRETEROS



## **1.1 METODOLOGÍA DE DISEÑO PARA PUENTES DE CARRETERAS SEGÚN LAS NORMAS AASHTO LRFD 2007**

Las normas AASHTO LRFD<sup>1</sup> son utilizadas para diseñar puentes carretero de concreto o acero, denominada “Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia”, estas toman en cuenta la resistencia y las cargas media estadísticas, la dispersión de ambos por medio de la desviación estándar y el coeficiente de variación, también considera los Estados Límites de: resistencia, fatiga, fractura, serviciabilidad, constructibilidad y la existencia de eventos extremos. Por medio de un proceso de calibración de los factores de mayoración de carga y de los de reducción de capacidad, garantiza un índice de confiabilidad y a partir de diseños de prueba simulados. La intención de los requisitos de la Norma **AASHTO LRFD 2007** es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles. No es la intención de estas Especificaciones reemplazar la capacitación y el criterio profesional del Diseñador; sólo establecen requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública

## **1.2 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS**

La siguiente ecuación constituye la base de la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (**LRFD C1.3.2.1**).

Para el cálculo del factor de modificación de las cargas ( $\eta_i$ ), se toman en cuenta los factores relacionados con la ductilidad, redundancia e importancia operativa. (**LRFD Arto. 1.3.2.1**) $\eta_i = \eta_R \times \eta_D \times \eta_I > 0.95$

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_R.$$

---

<sup>1</sup>AASHTO, (2007). *American Association of State Highway and Transportation Officials. Estados Unidos de América: AASHTO*

## **1.3 ESTADOS LÍMITES**

### **1.3.1 Estado Límite de Servicio**

El Estado Límite de Servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular. (**LRFD Arto. 1.3.2.2**).

### **1.3.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura**

El Estado Límite de Fatiga se Tiene como intención limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el período de diseño del puente. (**LRFD C1.3.2.3**)

### **1.3.3 Estado Límite de Resistencia**

Se debe considerar el Estado Límite de Resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño. (**LRFD Arto. 1.3.2.4**)

### **1.3.4 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos**

Se debe considerar el Estado Límite correspondiente a Eventos Extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación o un vehículo. (**LRFD Arto. 1.3.2.5**)

## **1.4 LIMITACIONES DE LAS DEFLEXIONES**

Se debe utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la Combinación de **Cargas de Servicio I** del **LRFD Tabla 3.4.1-1**, incluyendo el incremento por carga dinámica, **IM**. Para las construcciones de acero, aluminio

y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión: (LRFD Arto. 2.5.2.6.2)

- Carga vehicular, general..... Longitud / 800,
- Cargas vehiculares y/o peatonales..... Longitud / 1000,
- Carga vehicular sobre voladizos..... Longitud / 300, y
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos..... Longitud / 375

## **1.5 CARGAS DE DISEÑO**

Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias: (LRFD Arto. 3.3.2)

### **1.5.1 CARGAS PERMANENTES**

#### **1.5.1.1 CARGAS PERMANENTES: DC, DW y EV**

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicios unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobre capas y ensanchamientos previstos.

#### **1.5.1.2 CARGAS DE SUELO: EH, ES y DD**

Las cargas correspondientes al empuje del suelo, sobrecarga del suelo y fricción negativa deberán ser como se especifica en el **LRFD Artículo 3.11**.

## 1.6 CARGAS TRANSITORIAS:

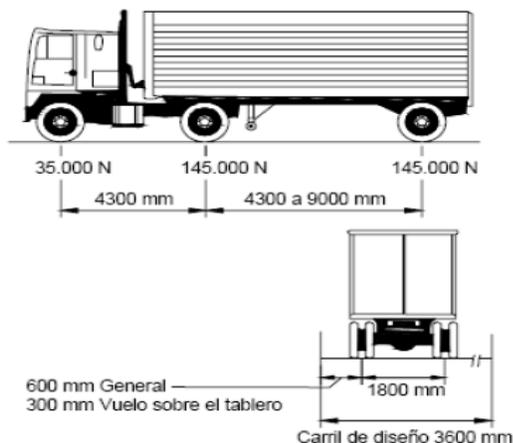
### 1.6.1 SOBRECARGAS GRAVITATORIAS: LL y PL

La sobrecarga vehicular de diseño sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designadas como **HL-93**, deberá consistir en una combinación de:  
(LRFD Arto. 3.6.1.2)

- a). Camión de diseño o tándem de diseño, y
- b). Carga del carril de diseño.

### 1.6.2 CAMIÓN DE DISEÑO:

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la siguiente figura, y se considerara un incremento por carga dinámica como se especifica en el **LRFD Artículo 3.6.2**.



**Figura 1 Características del camión de diseño HL-93**

### 1.6.3 CARGA DEL CARRIL DE DISEÑO

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm.

#### **1.6.4 CARGA PARA EL VUELO DEL TABLERO**

Para el diseño de vuelos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 1800 mm, la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm

#### **1.6.5 CARGA DE FATIGA:**

La carga de Fatiga serán los ejes del camión, pero con una separación constante de 9000 mm entre los ejes de 145000 N. (**LRFD Arto. 3.6.1.4.1**), a la carga de Fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica especificado en el **LRFD Artículo 3.6.2**.

#### **1.6.6 CARGAS PEATONALES: PL**

Se considerará una carga peatonal de  $3.6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. (**LRFD Arto. 3.6.1.6**)

#### **1.6.7 CARGAS SOBRE LAS BARANDAS:**

Las cargas en barandas deben ser tomadas como se especifica en el **LRFD 2007 Sección 13**. (**LRFD Arto. 3.6.1.7**)

#### **1.7 INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA: IM**

A menos que los **Artículos 3.6.2.2** y **3.6.2.3** permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrifugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en el **LRFD Tabla 3.6.2.1-1**.

Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes: (**LRFD C3.6.2.1**)

- El efecto de martilleo.
- La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan.

## **1.8 FUERZA DE COLISIÓN DE UN VEHÍCULO: CT**

### **1.8.1 COLISIÓN DE VEHÍCULOS CONTRA LAS BARRERAS**

Se aplicarán los requisitos del **LRFD Sección 13. (LRFD Arto. 3.6.5.3)**

## **1.9 CARGA DE VIENTO: WL y WS**

### **1.9.1 PRESIÓN HORIZONTAL DEL VIENTO**

La velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales.

### **1.9.2 PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS: WS**

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en el plano de un cordón a barlovento ni 2,2 N/mm en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en componentes de vigas o vigas cajón. (**LRFD Arto. 3.8.1.2.1**)

### **1.9.3 CARGAS DE LAS SUPERESTRUCTURAS**

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 el **LRFD Tabla 3.8.1.2.2-1**, y se deberá aplicar a una única ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente investigado. Las

presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente. (LRFD Arto. 3.8.1.2.2)

#### **1.9.4 FUERZAS APLICADAS DIRECTAMENTE A LA SUBESTRUCTURA**

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. (LRFD Arto. 3.8.1.2.3)

#### **1.9.5 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. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 1.46 N/mm actuando normal a la calzada y 1800 mm sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura. (LRFD Arto. 3.8.1.3).

#### **1.9.6 PRESIÓN VERTICAL DEL VIENTO:**

A menos que la **AASHTO LRFD Artículo 3.8.3** determine lo contrario, se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de  $9.6 \times 10^{-4}$ MPa por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza lineal se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas en el **LRFD Artículo 3.8.1**. (LRFD Arto. 3.8.2)

#### **1.10 EMPUJE DEL SUELO: EH, ES y LS**

**Artículo. 3.11.1 del LRFD:** El empuje del suelo se deberá considerar función de los siguientes factores:

Tipo y densidad del suelo, contenido de agua, características de fluencia lenta del suelo, grado de compactación, ubicación del nivel freático, interacción suelo-

estructura, cantidad de sobrecarga, efectos sísmicos, pendiente del relleno, e inclinación del muro.

### **1.10.1 EMPUJE DEL SUELO: EH**

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como: (LRFD Arto. 3.11.5.1)

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

Dónde:

$P$  = empuje lateral del suelo (Mpa)

$K$  = coeficiente de empuje lateral tomado como  $k_o$ , especificado en el artículo 3.11.5.2

$\gamma_s$  = densidad del suelo (kg/m<sup>3</sup>)

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

$g$  = aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

Se utiliza el coeficiente de empuje activo sísmico,  $K_{AE}$ , que se especifica en la **AASHTO LRFD A11.1.1.1-1**, tomando en cuenta que este coeficiente se basa en el Análisis de Mononobe– Okabe.

### **1.10.2 SOBRECARGA UNIFORME: ES**

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante. (LRFD Arto. 3.11.6.1) Este empuje constante se puede tomar como:  $\Delta_p = k_s q_s$

### **1.10.3 SOBRECARGA VIVA: LS**

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: (LRFD Arto. 3.11.6.4)

$$\Delta p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_{eq} \times 10^{-9}$$

Dónde:

$\Delta p$  = empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa)

$\gamma_s$  = densidad total del suelo (kg/m<sup>3</sup>)

$k$  = coeficiente de empuje lateral del suelo

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

$g$  = aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

#### 1.10.4 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, que multiplicados por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb

Cuando el estribo está en el punto de falla  $E_{AE}$  se puede calcular mediante la siguiente expresión: (LRFD A11.1.1.1-1)

$$E_{AE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \times 10^{-9}$$

Dónde:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \times \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}}$$

y donde:

$g$  = aceleración de la gravedad (m/sec<sup>2</sup>)

$\gamma$  = densidad del suelo (kg/m<sup>3</sup>)

$H$  = altura del suelo (mm)

$\phi$  = ángulo de fricción del suelo (°)

$\theta$  = arc tan ( $kh / (1 - kv)$ ) (°)

$\delta$  = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo ( $^{\circ}$ )

$k_h$  = coeficiente de aceleración horizontal (adimensional)

$k_v$  = coeficiente de aceleración vertical (adimensional)

$i$  = ángulo de inclinación de la superficie del relleno ( $^{\circ}$ )

$\beta$  = inclinación del muro respecto de la vertical (sentido negativo como se ilustra).

Para evaluar el aumento del empuje activo del suelo debido a los efectos sísmicos de manera más sencilla  $K_{AE}$  se pueden normalizar dividiendo por su valor estático  $K_A$  para obtener un factor de empuje:  $F_T = \frac{K_{AE}}{K_A}$

### **1.11 TEMPERATURA UNIFORME: 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. El Procedimiento A es el procedimiento histórico, tradicionalmente utilizado para el diseño de puentes. (**AASHTO LRFD C3.12.2.1**)

### **1.12 EFECTOS SÍSMICOS: EQ**

Nicaragua un país con grado de sismicidad considerable debido a la aproximación de las placas tectónicas del coco y del Caribe, en los últimos veinte años se ha sumado otro tipo de amenazas como son los huracanes y las inundaciones las cuales han dejado grandes pérdidas tanto económicas y de estructuras así como humanas. El puente diseñado en este documento está ubicado en la zona norte del país con baja frecuencia sísmica lo que no evita que el puente sea diseñado para resistir este tipo de cargas.

Para el cálculo del coeficiente sísmico y la aceleración máxima del terreno del puente a diseñar, se hizo uso del Reglamento Nacional de Construcción (**RNC - 07**).

# UNIDAD 2

## DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA



## **2.1 DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA**

En este punto se presenta el procedimiento y la metodología empleada para el diseño del puente, iniciando con el diseño de la losa del tablero con las siguientes características:

La ubicación del puente es en la comunidad de Quebrada grande del municipio de San Nicolás, el acceso del municipio está localizado en el Km. 140+00 de la carretera panamericana hacia Estelí. El puente tiene un claro de 25000 mm, y se ha planteado con una superestructura mixta de Acero – Concreto.

## **2.2 DISEÑO DE LOSA DEL TABLERO**

**LRFD Arto.9.7.1.1:** A menos que el Propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm.

Para el caso del espesor de la losa se utilizó la siguiente ecuación:

$$ts(mín) = \frac{S + 3.05}{30}$$

En donde S es la separación entre vigas. Se utilizan 4 vigas metálicas para soporte del tablero, esto de acuerdo al Arto. 4.6.2.2.1 del LRFD con una separación (S) entre ellas de 1500 mm.

El espesor mínimo de losa obtenido de la ecuación anterior es de 160 mm < 175 mm y no cumple con lo indicado en la norma por tanto se propone un espesor para el tablero de **200 mm**.

El mínimo recubrimiento de hormigón deberá satisfacer los requisitos del **LRFD Artículo 5.12.3**. Se utilizará el procedimiento de Diseño Empírico para el diseño considerando si se satisfacen las condiciones especificadas en el **LRFD Artículo 9.7.2.4**.

### 2.2.1 Datos generales para la losa del tablero:

Recubrimiento Superior	: 50 mm (LRFD Tabla 5.12.3-1, anexos tabla 6)
Recubrimiento Inferior	: 25 mm (LRFD Tabla 5.12.3-1, anexos tabla 6)
Usar espesor de losa (ts) de	: 200 mm
Longitud Efectiva de Losa (S)	: 1500 mm

### 2.3 CÁLCULO DE SOLICITACIONES EN LA LOSA DE CONCRETO

Para determinar las solicitaciones, el tablero es dividido en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo, las cuales se determinan en dependencia de la longitud efectiva de la losa (S). La longitud efectiva de losa se considera de acuerdo al Arto. 9.7.2.3 del AASHTO LRFD: para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de hormigón: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes. El ancho de la faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla 4.6.2.1.3-1 de AASHTO LRFD. Para los vuelos de tableros, cuando sea aplicable, se pueden utilizar los requisitos del LRFD Artículo 3.6.1.3.4 en lugar del ancho de faja especificado en la AASHTO LRFD Tabla 4.6.2.1.3-1 (**anexos tabla 7**) para vuelos de tableros.

Se considera para la superestructura que tiene un tipo de tablero de hormigón colado in situ y la dirección de la faja primaria es perpendicular al tráfico, en donde se obtuvieron anchos de fajas primarias para momento positivo (+M) y momento negativo (-M).

$$+M = 660 + 0.55 S$$

$$-M = 1220 + 0.25 S$$

Ancho de Faja para Momento Positivo (+ M) = 1485 mm

Ancho de Faja para Momento Negativo (- M) = 1595 mm

Obtenidos los anchos de faja equivalente se realizan los cálculos de las solicitaciones debidas a las cargas permanentes, como son: el peso propio de los componentes estructurales (DC), y el peso propio de la superficie de rodamiento (DW). Teniendo los anchos de faja para momento positivo y momento negativo, se determinaron los momentos actuantes con la condición de losas integradas al apoyo, en este caso:  $(W*L^2)/10$ .

Los momentos debidos a las cargas DC y DW en la zona de momento positivo y negativos obtenidos fueron:

#### **Momento positivo**

MDC = 1572750 N.mm

MDW = 553500 N.mm

#### **Momento negativo**

MDC = 1689300 N.mm

MDW = 594000 N.mm

Se deben obtener los máximos momentos de diseño debidos a las sobrecargas no mayoradas para este caso se usa la **Tabla A4-1 de la AASHTO LRFD (anexos tabla 1)**. Los valores de la tabla incluyen los factores de presencia múltiple (m) y el incremento por carga dinámica (IM). Los momentos obtenidos de la tabla se multiplican por el ancho de faja equivalente correspondiente y se proporciona un incremento del **25% estipulado por el MTI** para sobrecarga vehicular. Cuando la distancia **S** no coincide con las de la tabla se interpolan los valores de las distancias próximas para obtener los máximos momentos positivos y negativos.

El momento por sobrecarga para la sección de diseño de momento negativo cuando son investigados deben basarse de acuerdo a los requisitos del **LRFD Arto. 4.6.2.1.6**.

Los máximos momentos por sobrecarga utilizando el ancho de faja equivalente interior para Momento Positivo y negativo son:

**MPositivo** = 39074062.5 N.mm

**MNegativo**= 27849497.5 N.mm

### **2.3.1 Determinación del acero de refuerzo en la losa de concreto:**

**Arto. 9.7.2.5 del LRFD:** Se deberá ubicar armadura tan próxima a las superficies exteriores como lo permitan los requisitos de recubrimiento. Se deberá proveer armadura en cada cara de la losa, con las capas más externas ubicadas en la dirección de la longitud efectiva.

Para poder calcular el acero de refuerzo requerido se debe obtener la sollicitación mayorada la cual se obtiene utilizando los factores de cargas y las combinaciones de cargas. Cada componente y conexión del puente debe satisfacer la ecuación mostrada abajo para las combinaciones que se apliquen para obtener las sollicitaciones extremas mayoradas para cada uno de los Estados Límites descritos en el Artículo 3.4.1. de la AASHTO LRFD

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Se calcula el factor de modificación de las cargas ( $\eta_i$ ), tomando en cuenta los factores relacionados con la ductilidad ( $\eta_D$ ), redundancia ( $\eta_R$ ) e importancia operativa ( $\eta_I$ ).

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

**Arto. C1.3.3 (AASHTO LRFD):** El comportamiento dúctil advierte sobre la inminente ocurrencia de una falla estructural mediante grandes deformaciones inelásticas. Para el cálculo del factor relacionado con la ductilidad ( $\eta_D$ ) se toma el valor estimado para diseños y detalles convencionales que cumplen con las Especificaciones de la AASHTO LRFD.

$\eta_D = 1$  (para diseños y detalles convencionales).

**Art. C1.3.4 (AASHTO LRFD).** Para cada combinación de cargas y estado límite considerado, la clasificación del elemento según su redundancia se debería basar en la contribución del elemento a la seguridad del puente. Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

$\eta_R = 1$  (para niveles convencionales de redundancia)

**Art. C1.3.5 (AASHTO LRFD).** Este artículo se debe aplicar exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos. El Propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo son de importancia operativa.

$\eta_R = 1$  (para puentes típicos)

Por lo tanto:  $\eta_i = 1 \geq 0.95$  (OK)

Calculado el modificador de carga se deben de considerar también los factores de carga ( $\gamma_i$ ) que están especificados en la **Tabla 3.4.1-1 de la AASHTO LRFD** estos son aplicados para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño.

Los factores se seleccionan de manera que produzcan la sollicitación total mayorada extrema. Para las sollicitaciones debidas a cargas permanentes, de la **Tabla 3.4.1-2 (AASHTO LRFD 2007, anexos tabla 8)**, se selecciona el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Para calcular la sollicitación mayorada total, se utiliza la combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento, en este caso, el **Estado Límite de Resistencia I**.

$$Q = ni (1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot (LL + IM))$$

Se utilizan los momentos totales positivos y negativos que se obtienen de la **Tabla A4-1 (AASHTO LRFD, anexos tabla 1)**, los momentos se utilizan por separado para obtener la sollicitación mayorada, con la cual se procede a determinar el acero de refuerzo requerido para las zonas de momento positivo y momento negativo

La sollicitación mayorada total para el **Estado Límite de Resistencia I** en la zona de **momento positivo** es:  **$Q = 71175796.88 \text{ N.mm}$**

La sollicitación mayorada total para el **Estado Límite de Resistencia I** en la zona de **momento negativo** es:  **$Q = 51739245.63 \text{ N.mm}$**

Una vez obtenidos los momentos, se continúa con el cálculo del área de acero que se requiere en cada zona de análisis. Se inicia determinando el acero de refuerzo perpendicular al tráfico en la parte inferior de la losa, en este caso, en la zona de momento positivo en la dirección primaria, obteniéndose la siguiente área de acero requerido:

$$A_s = 1797.30 \text{ mm}^2$$

### **2.3.2 Limitación de la Fisuración mediante Distribución de la Armadura**

Las ubicaciones particularmente vulnerables a la fisuración incluyen aquellas donde hay cambios bruscos en la geometría de la sección y las zonas de los anclajes de postensado intermedios. (**AASHTO LRFD C5.7.3.4**). Los requisitos especificados en el **AASHTO LRFD Artículo 5.7.3.4** se deberán aplicar a la armadura de todos los elementos de hormigón, excepto la de las losas de tablero diseñadas de acuerdo con el **AASHTO LRFD Artículo 9.7.2**.

El **Artículo 9.7.2 del AASHTO LRFD** hace referencia al Método de Diseño Empírico de las losas de tableros de hormigón, cuyo caso se está aplicando en

este diseño, por lo tanto, no se verifica la Limitación de la Fisuración mediante Distribución de la Armadura.

### **2.3.3 Resistencia a la Flexión**

Para obtener la resistencia a la flexión mayorada se multiplica la resistencia nominal por el factor de resistencia especificado en el **LRFD Arto. 5.5.4.2**.

$$M_r = \phi M_n$$

El factor de resistencia  $\phi$  se toma como: **0.90** (Para flexión y tracción del hormigón armado) (**AASHTO LRFD Artículo. 5.5.4.2.1**)

La resistencia a la flexión mayorada,  **$M_r$** , debe ser mayor que la sollicitación mayorada total debido a las cargas actuantes,  **$Q$** .

$$M_r = 71355592.04 \text{ N.mm} > Q = 71175796.88 \text{ N.mm} \text{ ¡OK!}$$

### **2.3.4 Límites para las Armaduras:**

#### **2.3.4.1 Armadura Máxima:**

La armadura máxima se considera para determinar si la estructura está sobreamada, sin embargo en la norma AASHTO LRFD del 2007 este requisito ha sido eliminado Arto. 5.7.3.3.1 por lo tanto no se reflejan los cálculos

#### **2.3.4.2 Armadura Mínima:**

A menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada 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<sub>cr</sub>**, determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, **f<sub>r</sub>**, del hormigón como se especifica en el LRFD Artículo 5.4.2.6.
- **1.33** veces el momento mayorado, **Q**, requerido por las combinación es de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en el LRFD Tabla 3.4.1-1.

El momento de fisuración, **M<sub>cr</sub>**, puede tomarse como:

$$M_{cr} = S_c * f_r, \text{ Donde } S_c = \frac{bd^2}{6} \quad \mathbf{S_c = 6907488.291 mm^3}$$

A menos que se determine mediante ensayos físicos, el módulo de rotura, **f<sub>r</sub>**, en MPa, para resistencias del concreto especificadas arriba de 105 MPa, se puede considerar de acuerdo al LRFD Artículo. 5.4.2.6.

Cuando es usado para calcular el momento de fisuración de un miembro en el **Arto. 5.7.3.3.2 del LRFD:**

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} \rightarrow f_r = 0.97 \sqrt{27.6} \text{Mpa} = \mathbf{5.1 \text{MPa}}$$

$$\mathbf{M_{cr} = 35228190.29 \text{ N.mm}}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * 35228190.29 \text{ N.mm} = \mathbf{42273828.35 \text{ N.mm}}$$

$$1.33 Q = 1.33 * 71175796.88 \text{ N.mm} = \mathbf{94663809.85 \text{ N.mm}}$$

La resistencia a la flexión mayorada, **M<sub>r</sub>**, debe ser mayor que la sollicitación mayorada total debido al menor valor entre: **1.2 M<sub>cr</sub>** y **1.33 Q**.

$$\mathbf{M_u = 1.2 M_{cr} = 42273828.35 \text{ N. mm} < M_r = 71355592.04 \text{ N. mm O. K. !}}$$

De acuerdo al **LRFD Artículo 5.7.3.3.2** el propósito del refuerzo mínimo es asegurar que la capacidad de momento nominal del miembro es por lo menos 20% mayor que el momento de fisuración.

Con los requisitos anteriores satisfechos se determina la armadura principal para momento positivo que es requerida en la dirección primaria debido a la combinación de cargas, para este caso las que se han calculado para el Estado Límite de Resistencia I. Para determinar el refuerzo se considera un diámetro de varilla a utilizar, y se calcula la cantidad de varillas que se requiere en la zona de momento positivo de acuerdo al ancho de faja primaria correspondiente, para obtenerlo se divide el área de acero total requerido, entre el área de la varilla propuesta, luego se divide el ancho de faja equivalente entre la cantidad de varillas a utilizar para determinar la separación requerida de las varillas en el ancho de faja primaria.

De acuerdo al **LRFD Arto. 9.7.2.5** la separación del acero deberá ser menor o igual que 450 mm. Toda la armadura deberá consistir en barras rectas, excepto que se podrán proveer ganchos donde sean requeridos.

Por lo tanto el acero en la zona de momento positivo perpendicular al tráfico es:

#### **Usar Varilla # 5 @ 150 mm → DIRECCION PRIMARIA**

En la parte inferior de las losas se debe disponer de armadura en la dirección secundaria; esta armadura se determina como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo: **(LRFD Arto. 9.7.3.2)**

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:  $1750/\sqrt{S} \leq 50\%$
- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:  $3840/\sqrt{S} \leq 67\%$

Puesto que en la dirección primaria la armadura principal es perpendicular al tráfico, se calcula el acero de refuerzo en la parte inferior de la losa como un porcentaje que sea menor o igual al 67%, si éste porcentaje calculado es mayor, se debe utilizar el porcentaje límite, en este caso, 67% de la armadura principal.

En la ecuación:  $S = a$  la longitud de tramo efectiva = 1500 mm

$$3840/\sqrt{1500} = 99.15 \% \leq 67\% \text{ no cumple por lo tanto usar } 67\%$$

Por lo tanto el acero en la zona de momento positivo paralelo al tráfico es

#### **Usar Varilla # 4 @ 150 mm → DIRECCION SECUNDARIA**

Con el acero de refuerzo calculado para la parte inferior de la losa, (momento positivo), se procede a calcular el acero de refuerzo perpendicular al tráfico en la parte superior de la losa en las zonas de momento negativo en la dirección primaria y se realiza el mismo procedimiento de análisis usado para el cálculo del acero en la parte inferior de la losa, usando la sollicitación mayorada total debida al momento negativo que se calculó con la **Tabla A4-1. (AASHTO LRFD)**. Como se está usando vigas W de acero como elemento longitudinal principal se usa un ancho de patín para el análisis de la tabla A4-1. La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, se puede tomar de la siguiente manera: **(AASHTO LRFD Art. 4.6.2.1.6)**

Para vigas de acero y madera – un cuarto (1/4) del ancho del ala de la viga (bf) a partir del eje de apoyo.

El acero requerido en la zona de momento negativo perpendicular al tráfico es el siguiente:

#### **Usar Varilla # 5 @ 200mm → DIRECCION PRIMARIA**

De acuerdo al **LRFD Arto. 5.14.4.1** en la parte superior de las losas se debe disponer armadura transversal por contracción y temperatura en la dirección secundaria y debe satisfacer los requisitos del **LRFD Artículo 5.10.8**.

El ACI en el capítulo 7 especifica el uso del refuerzo por contracción y temperatura según lo especificado en el Arto. **R7.12.1** que dice se requiere refuerzo de contracción y temperatura perpendicular al refuerzo principal, para minimizar la fisuración y para amarrar la estructura con el fin de garantizar que actúe como se supone en el diseño. Las disposiciones de esta sección se refieren sólo a losas estructurales y no son para losas apoyadas sobre el terreno. **(ACI)**

La norma **AASHTO LRFD Arto.5.10.8.2** detalla que la armadura para contracción y temperatura se puede proveer en forma de barras, malla de alambre soldada o tendones de pretensado.

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)f_y} \rightarrow 0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

Dónde:

$A_s$  = Área de refuerzo

$b$  = Ancho de la sección (ancho de faja primaria en mm)

$h$  = Espesor de la sección (espesor de losa en mm)

$f_y$  = Fluencia del acero de refuerzo.

$$A_s = 0.2733 \text{ mm}^2/\text{mm}, \rightarrow 0.233 \leq \mathbf{0.241637 \text{ mm}^2/\text{mm}} \leq 1.27 \quad (\text{OK})$$

La separación de la armadura de contracción y temperatura no deberá ser mayor que 3.0 veces el espesor del componente ó 450 mm.

El acero requerido en la zona de momento negativo por contracción y temperatura paralelo al tráfico es el siguiente:

**Usar Varilla # 4 @ 390 mm → DIRECCION SECUNDARIA**

## **2.4 DISEÑO DE LOS VUELOS DEL TABLERO**

Según la **AASHTO LRFD Arto.9.7.1.5** la porción del tablero en voladizo se deberá diseñar para las cargas de impacto sobre las barandas de acuerdo con los requisitos del Artículo 3.6.1.3.4.

La losa en voladizo que está soportando cargas de gravedad, está sometida a momentos negativos en toda su longitud, por consiguiente, sus barras de refuerzo se colocan en su parte superior o lado de tensión. En estos miembros el momento máximo se presenta en la parte del empotramiento, y es en ese punto donde se requiere la mayor cantidad de refuerzo. Las barras de refuerzo no deben interrumpirse en tal punto, sino que deben prolongarse a una distancia más allá del punto en el cual ya no se requiere armadura para resistir flexión.

Los vuelos del tablero de un puente se deben diseñar considerando separadamente los siguientes casos de diseño:

### **2.4.1 Caso de diseño 1:**

Fuerzas transversales y longitudinales especificadas en el Artículo A13.2 – Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo.

Según **AASHTO LRFD Arto.13.4** las barandas de los puentes nuevos y su unión al vuelo del tablero se deberán ensayar al choque para confirmar que satisfacen los requisitos estructurales y geométricos de un nivel de ensayo especificado utilizando los criterios de ensayo especificados en el Artículo 13.7.2.

En el vuelo del tablero se utilizará una acera peatonal separada de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, a como se indica en la siguiente figura:

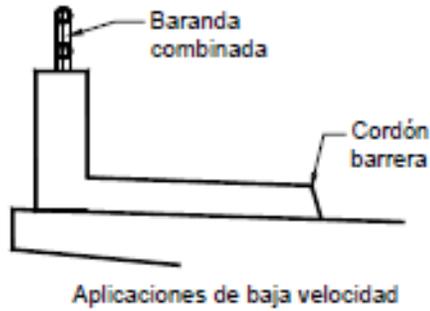


Figura 2: Acera peatonal con cordón barrera

#### 2.4.2 Nivel de Ensayo para el diseño de la baranda

Según el AASHTO LRFD Arto.13.7.2. Se debe especificar uno de los niveles de ensayo siguientes:

En este caso se toma el nivel de ensayo dos

- TL-2 – Nivel de Ensayo Dos: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables; también donde se anticipa la presencia de un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas.

##### 2.4.2.1 Aplicación del Caso de Diseño 1

Inicialmente se proponen las geometrías de diseño de los elementos que conforman la baranda, como postes tubos, ancho de acera espesor etc.

DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS			
Ancho del poste=	250 mm	Dist. entre eje viga exterior y cara interna de acera, d=	300 mm
Largo del poste=	250 mm		
Altura del poste=	1300mm	Dist. Horizontal del declive de una acera típica , d´=	25 mm
Separación entre postes=	1900mm	Distancia entre cara interna del poste hasta un punto investigado, a =	250 mm
Ancho de acera=	1000mm		
Espesor de losa vuelo, ts (vuelo)=	200 mm	Distancia desde el borde ext. del poste hasta el borde del vuelo, e =	0 mm
Espesor óptimo de acera, ts (acera)=	150 mm		

**Tabla 1: Dimensiones de elementos de la baranda.**

Para determinar las solicitaciones en el vuelo del tablero se deben considerar las cargas permanentes y las cargas transitorias. Para el cálculo de las cargas permanentes se determina una longitud efectiva de losa **E** y se multiplica por el peso específico del concreto y los espesores de acera y losa, luego se distribuye esta carga en el ancho del vuelo (**L**). Con respecto al peso propio del poste, se multiplican sus dimensiones por el peso específico del concreto y el resultado se divide entre el ancho del vuelo del tablero.

Se usan barandas tubulares, como elementos horizontales, su peso es distribuido en el ancho del vuelo, multiplicando la cantidad de tubos a usar por el peso de los mismos. Se distribuyen las cargas en el ancho del vuelo, con el fin de obtener un diagrama de viga en voladizo con una carga uniformemente

distribuida  $\frac{WL^2}{2}$ .

$$E = 0.8 \cdot X + 1140 \text{ mm}; 0.8 \cdot (1075 \text{ mm}) + 1140 \text{ mm} = \mathbf{2035 \text{ mm}}$$

$$L = d + d' + \text{ancho de acera} + \text{ancho de poste} + e - 1/4 \text{ bf} = \mathbf{1550 \text{ mm}}$$

El momento que se obtiene debido a las cargas permanentes en el vuelo del tablero es:  **$M_{DC} = 22291984 \text{ N.mm}$**

Se realiza el cálculo de las cargas transitorias en el que, a la carga lineal de 14,6 N/mm debido a las cargas de rueda del camión se le incluye el 25% estipulado por el MTI para sobrecarga vehicular, el factor de presencia múltiple para un carril cargado ( **$m = 1.2$** ), y el incremento por carga dinámica ( **$IM = 33\%$** ). En las cargas transitorias también se incluyen las cargas peatonales.

De esta manera se obtiene el momento debido a las cargas transitorias en el vuelo del tablero el que es:  **$M_{CV} = MLL + IM + PL = 43791568.75 \text{ N.mm}$**

Se debe calcular el momento en el vuelo del tablero debido a la resistencia flexional del poste de baranda ante la colisión de un vehículo (**CT**). Para luego utilizar la combinación de cargas correspondiente.

**$M_d = M_{\text{poste}} / (\text{Largo del poste} + D)$**  donde,

D = Ancho de poste – recubrimiento

**$M_d = 119791.67 \text{ N.mm / mm}$**

Para el cálculo del momento de diseño se usa la combinación de cargas correspondiente a Evento Extremo, de acuerdo al **Caso de Diseño 1**, utilizándose el Evento Extremo II debido a que en este se involucra la carga correspondiente a colisión de vehículos.

**$Q = \eta i (1.25 DC + 1.5DW + 0.5 (LL + IM + PL) + 1.0CT)$**

En donde  $Dw = 0$ , por no considerarse la carga debida a la carpeta asfáltica, el factor para sobrecarga igual a 0.50 indica que es baja la probabilidad que ocurran simultáneamente la máxima sobrecarga vehicular (a excepción de **CT**) y los eventos extremos. (**LRFD C3.4.1**)

Por tanto,  **$Q = 49880556.04 \text{ N.mm}$**

#### 2.4.2.2 Caso de Diseño 2

Fuerzas verticales especificadas en el LRFD Artículo A13.2 –Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo. Para este caso Se debe calcular la fuerza de corte por punzonamiento y multiplicarla por la distancia medida desde el borde exterior del poste hasta la sección investigada (**X**), para luego dividir el resultado entre el ancho efectivo de losa (**b**). Este ancho efectivo es igual a **b = 2X + W<sub>b</sub>**, y no debe ser mayor que la separación de los postes (**L**).

Para determinar la fuerza de corte se considera de la **Tabla A13.2-1 AASHTO LRFD (anexos tabla 9)** la fuerza vertical descendente **F<sub>v</sub>** que representa un vehículo sobre el riel una vez concluidas las fuerzas de impacto **F<sub>t</sub>** y **F<sub>L</sub>**, y la distribución longitudinal **L<sub>v</sub>**, (mm) de la fuerza vertical **F<sub>v</sub>** en la parte superior de la baranda. La fuerza vertical se multiplica por la separación de los postes y se divide el resultado entre la longitud de distribución de la fuerza, considerando el Nivel de Ensayo **TL-2** que se determinó anteriormente.

$$M_d = 2763.6 \text{ N.mm} / \text{mm}$$

Al igual que el Caso de Diseño 1, el momento de diseño se determina utilizando la combinación de cargas correspondiente a Evento Extremo II.

De esta forma: **Q = 49763527.97 N.mm**

#### 2.4.2.3 Caso de Diseño 3

Cargas que ocupan el vuelo, especificadas en el Art. 3.6.1- Estado Límite de Resistencia. Este Caso de Diseño envuelve las cargas permanentes y cargas transitorias que se han calculado inicialmente. No obstante, para determinar la sollicitación mayorada total se utiliza la combinación de cargas correspondiente al el Estado Límite de Resistencia I.

$$Q = n_i * (1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.75 * (LL + IM + PL)) \text{ en donde } Dw = 0$$

Dando como resultado: **Q = 104500225.3 N.mm**

Cuando ya se han calculado los momentos actuantes en los diferentes Casos de Diseño, se opta por el mayor para establecer el área de acero de refuerzo requerido en el vuelo del tablero por lo tanto

$$Q = 104500225.3\text{N.mm}$$

Nuevamente como para el caso del tablero se estima un número de varilla a utilizar, para calcular la cantidad de varillas requeridas en la longitud efectiva de la losa, y la separación entre las mismas. Esta separación debe ser menor o igual que 450 mm.

#### **Usar varilla # 5 @ 120mm→REFUERZO EN EL VUELO**

En la parte superior de la losa se deberá disponer armadura transversal de contracción y temperatura en la dirección perpendicular al refuerzo principal.

$$A_s = (0.75 * A_g) / (\text{perímetro} * F_y) = 0.248 \text{ mm}^2/\text{mm}, 0.233 \leq A_s \leq 1.27 \text{ OK}$$

#### **Usar varilla # 3 @ 250 mm→DIRECCIÓN SECUNDARIA**

En la acera se determinó acero de refuerzo, utilizando para el cálculo la carga peatonal y calculando el peso propio de la acera para obtener el momento total y posteriormente determinar el área de acero requerido, en este caso se obtuvo

**Varilla # 4 @ 200 mm** en ambas direcciones.

## **2.5 DISEÑO DE VIGA DE ACERO**

A continuación se presenta los datos para el diseño de la viga de acero.

**Tabla 2: Detalles para el diseño de las vigas de acero**

Número de claros	1
Longitud del claro	25000 mm
Ángulo de inclinación	0°
Número de vigas	4 vigas
Espaciamiento de las vigas	1500 mm
Cubierta del voladizo	1550 mm
Separación de los diafragmas	3200 mm
Tensión de la fluencia del Alma	248.2 MPa
Tensión de fluencia de los patines	248.2 MPa
Resistencia del concreto a la compresión	27.6 MPa
Fluencia del acero de refuerzo	275.8 MPa
Espesor total de la cubierta	275 mm
Espesor efectivo de la cubierta	200 mm
Espesor total del vuelo	350 mm
Espesor efectivo del vuelo	200 mm
Peso específico del acero	7850 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del concreto	2400 kg/m <sup>3</sup>
Carga muerta adicional por viga	0.505 kg/mm
Peso de la cubierta del encofrado (valor asumido)	73.24 kg/m <sup>2</sup>
Peso de barandas (formadas por postes y pasamanos)	189.56 kg/m
Peso específico del asfalto	2250 kg/m <sup>3</sup>
Espesor de asfalto	75 mm
Ancho de la cubierta (de borde exterior a borde exterior)	7600 mm
Ancho de la carretera	5100 mm
Espesor de cartela de concreto	38.1 mm
Tráfico promedio diario de camiones	46 unidades

### 2.5.1 SELECCIÓN DE LA VIGA DE ENSAYO

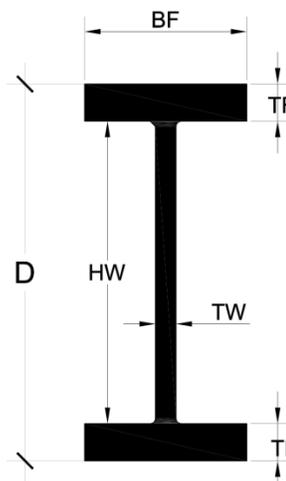
Determinar la profundidad adecuada de una viga es una muy importante porque esta afecta la economía del diseño. Al no haber una restricción de profundidad, la **AASHTO LRFD en el Artículo 2.5.2.6.3** proporciona las relaciones mínimas para longitud de tramo – profundidad.

Para que las vigas principales actúen de forma compuesta con la losa, se proporcionan conectores de corte que se deben diseñar de acuerdo con los requisitos del **AASHTO LRFD Sección 6** en el caso de vigas metálicas. (**AASHTO LRFD Arto. 9.7.1.2**).

Figura 3 Viga de ensayo: W18X311

Tabla 3 Propiedades de la viga

<b>bf (sup.)</b>	304.8 mm
<b>tf (sup.)</b>	69.6 mm
<b>hw =</b>	566.4 mm
<b>tw =</b>	38.6 mm
<b>bf (inf.)</b>	304.8 mm
<b>tf (inf.) =</b>	69.6 mm
<b>D =</b>	705.612 mm
<b>A =</b>	64294.065 mm <sup>2</sup>
<b>Ixx =</b>	4892270312 mm <sup>4</sup>
<b>Sx =</b>	13866743.51 mm <sup>3</sup>
<b>Zx =</b>	16588385.6 mm <sup>3</sup>



Para determinar la elasticidad de concreto **E<sub>c</sub>**, se usa la ecuación de la **AASHTO LRFD Arto. 5.4.2.4** en donde la densidad del concreto está comprendida entre 1440 y 2500 Kg/m<sup>3</sup> y el esfuerzo de compresión especificado anteriormente de 105 MPa puede tomarse como:

$$E_c = 0.043K_1\gamma c^{1.5}\sqrt{f'_c}$$

El factor  $k_1$  se incluye para permitir que el módulo calculado se ajuste para diferentes tipos de agregados y materiales locales. De acuerdo al **LRFD C5.4.2.4** que dice: a menos que un valor sea determinado por pruebas físicas,  $k_1$  deberá tomarse como 1,0.

Peso Específico del Concreto,  $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

Resistencia a la compresión del concreto,  $f'_c = 4000 \text{ lb/plg}^2 = 27.6 \text{ MPa}$

**$E_c = 26560.7 \text{ MPa}$  y  $E_s = 200000 \text{ MPa}$**

La relación modular se debe tomar como:  $n = \frac{E_s}{E_c} \quad n = 7.53 \approx 8.00$

El ancho de ala efectivo se determina de acuerdo al **LRFD Arto. 4.6.2.6.1**

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

- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva: La longitud de tramo efectiva utilizada para calcular el ancho de ala efectivo se puede tomar como la longitud real para tramos simplemente apoyados y como la distancia entre los puntos de inflexión debidos a las cargas permanentes para tramos continuos, según corresponda ya sea para momentos positivos o negativos. (**LRFD Arto. 4.6.2.6.1**):  $b_s = \frac{1}{4} * \text{ancho de calzada} = 6250 \text{ mm}$
- 12 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semi-ancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor:  $b_s = 2552 \text{ mm}$
- La separación promedio de las vigas adyacentes:  $S$ ;  $b_s = 1500 \text{ mm}$  Se utilizará el menor valor de los antes calculados [ $\frac{1}{4}L$ ,  $(12t_s + b_f/2)$ ,  $S$ ] para calcular el ancho de ala efectivo:

Por lo tanto el ancho de ala efectivo es:  **$b_s = 1500 \text{ mm}$**

## 2.5.2 PROPIEDADES DE LA SECCIÓN EN LA REGIÓN DE MOMENTO POSITIVO

De acuerdo al **Arto. 6.10.1.1b AASHTO LRFD** que establece que para calcular los esfuerzos de flexión dentro de las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta consistirá de la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo de la cubierta de concreto, se procede al cálculo de la inercia para las secciones compuestas, para cargas transitorias asumidas aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, en este el área de la cubierta de concreto debe ser transformada usando la proporción modular a corto plazo, **n**. y para cargas permanentes asumidas aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área de la cubierta de concreto debe ser transformada usando la proporción modular a largo plazo, **3n**. (**LRFD Arto. 6.10.1.1b**)

La distancia al centroide (**d**) es medido de la parte inferior de la viga.

sección	A mm <sup>2</sup>	d mm	A x d mm <sup>3</sup>	I mm <sup>4</sup>	A x Y <sup>2</sup> mm <sup>4</sup>	I <sub>total</sub> mm <sup>4</sup>
<b>solo viga</b>						
Patínsup.	21212.86	670.814	14229883.5	8562223.4	2145183220	2153745444
Alma	21868.34	352.806	7715369	584671329	0	584671329
Patíninf.	21212.86	34.798	738165.1	8562223.4	2145291154	2153853378
<b>Total</b>	64294.06	352.81	22683417.6	601795775.8	4290474375	4892270151
<b>Compuesta (3n):</b>						
Viga	64294.06	352.81	22683587.3	4892270151	349130640	5241400791
Losa	12500	805.612	10070150	41666666.7	1796573857	1838240524
<b>Total</b>	76794.06	426.5	32753737.3	4933936817	2145704497	7079641314
<b>Compuesta (n):</b>						
Viga	64294.06	352.81	22683587.3	4892270151	1788590289	6680860440
Losa	37500	805.612	30210450	125000000	3067607405	3192607405
<b>Total</b>	101794.06	519.6	52894037.3	5017270151	4856197694	9873467845
<b>sección</b>	<i>y<sub>inf.viga</sub>(mm)</i>	<i>y<sub>sup.viga</sub>(mm)</i>	<i>y<sub>sup. losa</sub> (mm)</i>	<i>S<sub>inf. viga</sub> (mm<sup>3</sup>)</i>	<i>S<sub>sup. viga</sub> (mm<sup>3</sup>)</i>	<i>S<sub>sup. losa</sub> (mm<sup>3</sup>)</i>
Sólo Viga	352.81	352.802	0	13866585.8	13866900.3	
Compuesto (3n)	426.5	279.112	583.506	16599393.5	25364876.2	12132936.6
Compuesto (n)	519.6	186.012	490.406	19002055.1	53079736	20133252.5

Tabla 4 propiedades de la sección de la viga y secciones compuestas

### 2.5.3 CÁLCULO DE LOS EFECTOS POR CARGA MUERTA

Los componentes de carga muerta consisten en cargas resistidas unas por la sección no compuesta y otras por la sección compuesta. La sección no compuesta resiste: cubierta de concreto, cartela de concreto, cubierta soportada en situ, peso propio de la viga. La sección compuesta por su parte resiste: barandas formadas por postes y pasamanos, superficie de desgaste.

En una viga simplemente apoyada y con una longitud (L) y cargada con carga uniformemente distribuida (w), la fuerza cortante ( $V_x$ ) y el momento flexionante ( $M_x$ ) a cualquier distancia (x) se pueden calcular como sigue:

$$V_x = W \cdot (0.5L - X)$$

$$M_x = 0.5 \cdot W \cdot X \cdot (L - X)$$

#### 2.5.3.1 CARGAS PERMANENTES

A continuación se reflejan las siguientes tablas donde se muestran las fuerzas cortantes ( $V_x$ ) y los momentos flexionante ( $M_x$ ) debido a las cargas muertas sin factorar en este caso para una viga típica a una distancia X del apoyo.

Tabla 5 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	Sistema de barandas	Superficie de desgaste
0	88250	3413	10725	61900	11625	52750
2500	70600	2730	8580	49520	9300	42200
5000	52950	2048	6435	37140	6975	31650
7500	35300	1365	4290	24760	4650	21100
10000	17650	683	2145	12380	2325	10550
12500	0	0	0	0	0	0
15000	-17650	-683	-2145	-12380	-2325	-10550
17500	-35300	-1365	-4290	-24760	-4650	-21100
20000	-52950	-2048	-6435	-37140	-6975	-31650
22500	-70600	-2730	-8580	-49520	-9300	-42200
25000	-88250	-3413	-10725	-61900	-11625	-52750

Tabla 6 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	Sistema de barandas	Superficie de desgaste
0	0	0	0	0	0	0
2500	198562500	7678125	24131250	139275000	26156250	118687500
5000	353000000	13650000	42900000	247600000	46500000	211000000
7500	463312500	17915625	56306250	324975000	61031250	276937500
10000	529500000	20475000	64350000	371400000	69750000	316500000
12500	551562500	21328125	67031250	386875000	72656250	329687500
15000	529500000	20475000	64350000	371400000	69750000	316500000
17500	463312500	17915625	56306250	324975000	61031250	276937500
20000	353000000	13650000	42900000	247600000	46500000	211000000
22500	198562500	7678125	24131250	139275000	26156250	118687500
25000	0	0	0	0	0	0

## 2.5.4 CÁLCULO DE LOS EFECTOS POR CARGA VIVA

De acuerdo a las normas **AASHTO LRFD** se asume que las cargas vivas residen en cargas de gravedad (cargas vivas vehiculares, cargas de tránsito ferroviario y cargas peatonales), la asignación por carga dinámica, fuerzas centrífugas, fuerzas de frenado y fuerzas de colisión vehicular.

### 2.5.4.1 CARGAS TRANSITORIAS

Verificación del rango de aplicabilidad según la **AASHTO LRFD Tabla 4.6.2.2b-1, (anexos tabla 10)**

$$1100 \leq S \leq 4900 \rightarrow 1100 \leq \mathbf{1500} \leq 4900 \text{ OK}$$

$$110 \leq t_s \leq 300 \rightarrow 110 \leq \mathbf{200} \leq 300 \text{ OK}$$

$$6000 \leq L \leq 73000 \rightarrow 6000 \leq \mathbf{25000} \leq 73000 \text{ OK}$$

$$N_b \geq 4 \rightarrow \geq \mathbf{4} \text{ vigas} \geq 4 \text{ OK}$$

El parámetro de rigidez longitudinal,  $K_g$ , se toma como se especifica en el:

**Arto.4.6.2.2.1 de la AASHTO LRFD:**  $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$

$$K_g = n \cdot (I + A \cdot e_g^2), \text{ donde } n = \frac{E_B}{E_D}, \text{ y } e_g = \frac{1}{2} \cdot t_s$$

$E_B$  = Modulo de elasticidad del material de la viga 200000 MPa (**AASHTO LRFD Arto. 5.4.3.2**)

$E_D$  = Modulo de elasticidad del material del tablero (MPa)

( $E_c = 0.043 \cdot K_1 \cdot (\gamma_c)^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c} = 26560.7$  MPa).

$I$  = Momento de inercia de la viga ( $\text{mm}^4$ ).

$A$  = Área de la viga ( $\text{mm}^2$ )

$e_g$  = Distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (mm)

$4 \times 10^9 \leq K_g = 1.631 \times 10^{11} \leq 3 \times 10^{12}$  ¡**CUMPLE!**

## 2.5.5 FACTORES DE DISTRIBUCIÓN PARA MOMENTO Y CORTE

### 2.5.5.1 Factores de distribución de sobrecargas por carril para momento

El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de hormigón se puede determinar aplicando la fracción por carril,  $g$ , especificada en el **AASHTO LRFD Tabla 4.6.2.2b-1**. (**AASHTO LRFD Arto. 4.6.2.2b**) Para un carril de diseño cargado, la distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores es como sigue:

$$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{Kg}{L \cdot ts^3}\right)^{0.1} \rightarrow g \text{ momento int.} = \mathbf{0.336 \text{ Carriles}}$$

Para dos ó más carriles de diseño cargados, la distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores es como sigue

$$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{Kg}{L \cdot ts^3}\right)^{0.1} \rightarrow g \text{ momento int.} = \mathbf{0.451 \text{ Carriles}}$$

### 2.5.5.2 Factores de distribución de las sobrecargas por carril para corte

El corte por sobrecarga para las vigas interiores se determina aplicando las fracciones por carril especificadas en la **Tabla 4.6.2.2.3a-1**, de la **AASHTO LRFD (anexos tabla 11)**.

**Arto. 4.6.2.2.3a (AASHTO LRFD):** Para los tipos de vigas interiores no listados en el **Tabla 4.6.2.2.3a-1**, la distribución lateral de la rueda o eje adyacente al extremo del tramo se obtiene aplicando la ley de momentos. Para un carril de diseño cargado, la distribución de las sobrecargas por carril para cortante en vigas interiores es:

$$0.36 + \frac{S}{7600} \rightarrow \text{g cortante int.} = \mathbf{0.557 \text{ carriles}}$$

Para dos ó más carriles de diseño cargados, la distribución de las sobrecargas por carril para cortante en vigas interiores es:

$$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0} \rightarrow \text{g cortante int.} = \mathbf{0.597 \text{ carriles}}$$

Los factores de distribución resultantes usados para verificar el **Estado Límite de Resistencia** en regiones de flexión positiva y negativa son:

<b>Viga interior</b>	
Momento flexionante =	0.451 carriles
Cortante =	0.597 carriles

### **2.5.5.3 Factores de Distribución para el Estado Límite de Fatiga**

Cuando se verifica la Fatiga, la carga es colocada en un sólo carril. Y se utilizan, los factores de distribución para un carril cargado para calcular los rangos de tensión y cortante debido a la carga de fatiga, como se especifica en el **Artículo 3.6.1.4.3b de la AASHTO LRFD** el cual establece que: si el puente se analiza utilizando una distribución de cargas aproximada, como se especifica en el **Artículo 4.6.2**, se debe utilizar el factor de distribución para un carril de circulación. Si en lugar de emplear la ley de momentos y el método estático se utilizan los factores de distribución aproximados para carril único de los **Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3**, y las solicitaciones se deberán dividir por 1,20.

Para un carril de diseño cargado, la distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores es:  $g \text{ momento int} / 1.2 = \mathbf{0.28 \text{ carriles}}$

Para un carril de diseño cargado, la distribución de las sobrecargas por carril para cortante en vigas interiores es:  $g \text{ cortante int} / 1.2 = \mathbf{0.464 \text{ carriles}}$

Factor de presencia múltiple para un carril cargado,  $m: 1.20$  (**Tabla 3.6.1.1.2-1 AASHTO LRFD, anexos tabla 2**)

<b>Viga interior</b>	
Momento flexionante =	0.28 carriles
Cortante =	0.464 carriles

#### **2.5.5.4 Factores de Distribución de la Deflexión para sobrecargas**

Según el **Artículo 2.5.2.6.2 de la AASHTO LRFD**, cuando se investiga la máxima deflexión para sistemas de vigas rectas, todos los carriles de diseño deberían estar cargados, y se debería asumir que todos los elementos portantes se deforman igualmente.

Para el caso de puentes rectos multiviga, significa que el factor de distribución de la deflexión es igual al número de carriles dividido por el número de vigas.

**(AASHTO LRFD C2.5.2.6.2)**

$$g\Delta = m \left( \frac{N_L}{N_b} \right) \rightarrow$$

Cantidad de carriles de circulación,  $N_L = 1$  carril

Cantidad de vigas,  $N_b = 4$  vigas

Factor de presencia múltiple para un carril cargado,  $m: 1.20$  (**AASHTO LRFD Tabla 3.6.1.1.2-1**)

**Los momentos flexionante sin factorar debido al camión de diseño HL-93, por viga, son:**

$$M_{LT} = (\text{Momento flexionante por carril}) \cdot g_{\text{correspondiente}} \cdot (1 + IM)$$

Donde  $M_{LT}$  = Momento flexionante sin factorar debido a la carga de camión con incremento por carga dinámica por viga (N.mm)

**Las fuerzas cortantes sin factorar debido al camión de diseño HL-93, por viga, son:**

$$V_{LT} = (\text{Fuerza cortante por carril}) \cdot g_{\text{correspondiente}} \cdot (1 + IM)$$

Donde  $V_{LT}$  = Fuerza cortante sin factorar debido a la carga de camión con incremento por carga dinámica por viga (N)

Para calcular los momentos flexionantes y fuerzas cortantes debido a la sobrecarga vehicular, se utiliza el software SAP2000 en su versión 14, donde se considera el incremento por carga dinámica IM que es del 33% para todos los demás estados límites (**tabla 3.6.2.1-1 AASHTO LRFD, anexos tabla 12**) y el 25% estipulado por el MTI, lo que significa, que los pesos de los ejes del camión de diseño, HL-93, son incrementados por los factores anteriores.

Cuando se obtienen los momentos flexionante y fuerzas cortantes del programa SAP 2000 se multiplican los efectos de fuerzas por su respectivo factor de distribución, **g**.

**El Artículo 3.6.1.3.1 del LRFD** cita que la sollicitación extrema resulta de la combinación de un camión de diseño con la separación entre ejes traseros de 4300 mm combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, entonces, de esta forma la fuerza cortante ( **$V_x$** ) y el momento flexionante ( **$M_x$** ) a cualquier distancia ( $x$ ) del apoyo son dados en la siguiente Tabla.

En este caso, para una viga simplemente apoyada con un tramo (L) cargado.

Tabla 7 momentos y cortantes por carga viva.

LOCALIZACION	MOMENTOS Y CORTANTES POR CARGA VIVA		
Distancia x (mm)	Sección X/L	Cortante (N)	Momento (N.mm)
0	0	-266813.18	0
10000	0.40	-53497.62	1557785570
12500	0.50	107767.01	1642437706
17500	0.7	177205.57	1151472341
25000	1	229256.51	0

Los valores de la tabla ya han sido multiplicados por el factor de distribución correspondiente.

## 2.6 EFECTOS DE CARGA COMBINADOS

El máximo momento positivo en este caso a la mitad del claro para el **Estado Límite de Resistencia I** se determina como sigue:

La sollicitación mayorada total para el **Estado Límite de Resistencia I** es:

$$Q = \eta_i * 1.25 DC + 1.5 DW + 1.75 LL + IM$$

Los momentos flexionante y fuerzas cortantes sin factorar por carga muerta y por carga viva para una viga típica se tomarán de las Tablas anteriores.

Los momentos debidos a las cargas **DC**, **DW** y (**LL + IM**) son:

**M<sub>DC</sub>=1099453125 N.mm** ( $\Sigma M_{max}$ . debido a las cargas permanentes)

**M<sub>DW</sub>=329687500 N.mm**

**M<sub>LL+IM</sub>=1642437706 N.mm** (obtenido del análisis en el SAP 2000)

**Q=4743113642 N.mm**

Los cortantes debidos a las cargas **DC**, **DW** y (**LL + IM**) son:

$$V_{DC}=175913 \text{ N}$$

$$V_{DW}=52750 \text{ N}$$

$$V_{LL+IM}=266813 \text{ N}$$

$$Q= 765939 \text{ N}$$

## 2.7 CRITERIOS PARA LA DEFLEXIÓN:

Para determinar la deflexión se utiliza la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la Combinación de **Cargas de Servicio I**, de acuerdo al Arto. 2.5.2.6.2: **1.00\*(LL+IM)**

Como en la superestructura del puente se contemplan cargas vehiculares y peatonales, la máxima deflexión permitida es:  $\Delta_{LL + IM} = L/1000$

“L” es la longitud del puente (mm);  $\Delta_{LL + IM} = (25000 \text{ mm}/1000) = 25 \text{ mm}$

Para el cálculo de las deflexiones debidas tanto al camión de diseño como a la carga del carril se utiliza la inercia generada por la sección compuesta ya que en estas se basan las máximas deflexiones, para este caso se utiliza la sección compuesta a corto plazo, **n**, puesto que proporciona un mayor momento de inercia a la sección.

Para la carga del carril de diseño afectada por el 25% del MTI se tiene:

$$9.3 \text{ N/mm} * 1.25 = 11.625 \text{ N/m}$$

Para la carga del carril de diseño se calcula como la deflexión máxima de una viga libremente apoyada que posee una carga uniformemente distribuida:

$$\Delta_{Carril} = \frac{5wL^4}{384 EI} = 7.4 \text{ mm}$$

Con la ayuda del software, **SAP 2000**, se puede obtener la deflexión debida al camión de diseño, en este caso el camión con separación entre ejes traseros de 4300 mm y afectado con el 25 % que estipula el MTI.

**Camión con  $\Delta_{sep}=4300\text{mm}= 75.663234 \text{ mm}$**

La deflexión se debe tomar como el mayor de los siguientes valores: (**AASHTO LRFD Arto. 3.6.1.3.2**)

- La deflexión debida al camión de diseño solamente:

$$\Delta_{max} = g\Delta * \Delta_{Camion}$$

Factor de distribución de la deflexión para sobrecargas,  $g\Delta : 0.30$

**$\Delta_{m\acute{a}x. \text{ Cami3n}}=75.663234 \text{ mm} * 0.30 = 22.70\text{mm} < \Delta_{LL+IM}= 25 \text{ mm O.K.!$**

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

**$\Delta_{m\acute{a}x.} = (25\% * \Delta_{m\acute{a}x. \text{ camión}}) + (g\Delta * \Delta_{carril}) = 7.9 \text{ mm} < \Delta_{LL+IM} = 25 \text{ mm O.K.!$**

En este caso: ¡**La sección SÍ es adecuada por Deflexión!**

## **2.8 CAPACIDAD DEL MOMENTO PLÁSTICO:**

En las secciones compuestas, en la región de momento positivo, el momento plástico  **$M_p$** , se determina como el primer momento de fuerzas plásticas sobre el Eje Neutro Plástico. Estas fuerzas plásticas en las porciones de acero de una sección transversal se obtienen usando el esfuerzo de fluencia de los patines, el alma, y el acero de refuerzo, según se considere. En el caso de las porciones de concreto de una sección transversal que están en compresión las fuerzas plásticas se pueden fundamentar en un bloque de esfuerzos rectangulares con la magnitud de esfuerzo de compresión igual a  **$0.85 * f'_c$** . El concreto en tensión deberá ser omitido. (**LRFD Arto. D6.1**)

El momento plástico de una sección compuesta en flexión positiva puede determinarse de acuerdo al **Arto. D6.1 del AASHTO LRFD**. El **M<sub>p</sub>** se determina haciendo uso de las ecuaciones para los 5 casos que más probablemente pueden ocurrir en la práctica, dados en la **Tabla D6.1-1. De la AASHTO LRFD (Anexos tabla 13)**

En el patín en tensión:

$$P_t = f_y * b_t * t_t = 248.2 \frac{N}{mm^2} * 304.8 \text{ mm} * 69.6 \text{ mm} = 5265032 \text{ N}$$

Para el alma:

$$P_w = f_y * h_w * t_w = 248.2 \frac{N}{mm^2} * 566.4 \text{ mm} * 38.608 \text{ mm} = 5427722.8 \text{ N}$$

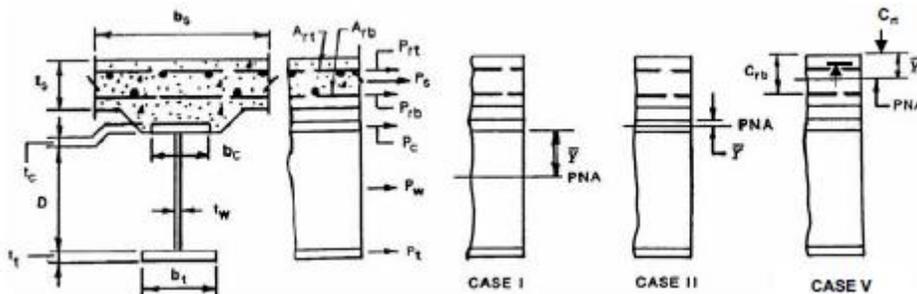
Para el patín en compresión:

$$P_c = f_y * b_c * t_c = 248.2 \frac{N}{mm^2} * 304.8 \text{ mm} * 69.6 \text{ mm} = 5265032 \text{ N}$$

Para la losa:

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

$$0.85 * 27.6 \frac{N}{mm^2} * 1500 \text{ mm} * 200 \text{ mm} = 7038000 \text{ N}$$



**Figura 4: Momento de fuerzas plásticas sobre el Eje Neutro Plástico.**

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal pueden ser conservadoramente omitidas. Para hacer esto, se establece **P<sub>rb</sub>** y **P<sub>rt</sub>** igual a cero en las ecuaciones en el **LRFD Tabla D6.1-1. (LRFD Arto. D6.1)**

- Verificando la localización del Eje Neutro Plástico, de acuerdo a la **Tabla D6.1-1 del LRFD, (Anexos tabla 13)**

**Caso 1:**  $P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$

Dónde:  $P_{rb} = P_{rt} = 0$

$P_t + P_w = 10692755 \text{ N} > P_c + P_s = 12303032.1 \text{ N} \rightarrow \text{NO SATISFECHO}$

**Por lo tanto El Eje Neutro Plástico NO está en el alma**

**Caso 2 :**  $P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$

Dónde:  $P_{rb} = P_{rt} = 0$

$P_t + P_w + P_c = 15957787 \text{ N} > P_s = 7038000 \text{ N} \rightarrow \text{SATISFECHO}$

**El Eje Neutro Plástico si está en el patín superior**

La condición que se establece para el caso II es satisfecha, de esta manera el Eje Neutro Plástico está dentro del patín superior, y por lo tanto, se hace uso de las ecuaciones establecidas para el **Caso II** en la **Tabla D6.1-1.de la AASHTO LRFD.**

El momento plástico,  $M_p$ , se calcula a continuación, donde  $d$  es la distancia de un elemento de fuerza hasta al Eje Neutro Plástico.

$$\bar{Y} = \left(\frac{tc}{2}\right) \left(\frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1\right) = 58.95 \text{ mm}$$

$$M_p = \left(\frac{P_c}{2tc}\right) (\bar{Y}^2 + (tc - \bar{Y})^2) + (P_s \cdot ds + p_{rt} \cdot d_{rt} + P_{rb} \cdot d_{rb} + P_w \cdot dw + P_t \cdot dt)$$

Dónde:

$dc = 0.00 \text{ mm}; \quad dt = 611.86 \text{ mm}; \quad dw = 293.86 \text{ mm}; \quad ds = 148.75 \text{ mm}$  y por consiguiente  $M_p = 5999090840 \text{ N.mm.}$

Los demás casos ya no son necesarios puesto que en el caso II ha sido satisfecho la condición establecida para el eje neutro plástico.

## 2.9 DETERMINAR SI LA SECCION ES COMPACTA Ó NO COMPACTA

**Artículo 6.10.6.2.2 (AASHTO LRFD):** Las secciones compuestas en puentes rectos que satisfacen los siguientes requisitos calificarán como secciones compuestas compactas:

- La tensión de fluencia mínima especificada de los patines no excede 485 MPa.
- El alma debe ser proporcionada sin rigidizadores longitudinales (**Arto.6.10.2.1.1**).
- La sección satisface el límite de esbeltez del alma.

Límite de esbeltez del alma: (**LRFD Artículo 6.10.6.2.2**)  $\frac{2D_{CP}}{T_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$

$D_{CP}$  = Profundidad del alma en compresión en el momento plástico en mm determinado como se especifica en el **Arto. D6.3.2 de la AASHTO LRFD** y se toma según el caso de la **Tabla D6.1-1 del AASHTO LRFD** para secciones compuestas en flexión positiva, la profundidad del alma en compresión en el momento plástico, donde el Eje Neutro Plástico está en el alma: (**AASHTO LRFD Arto. D6.3.2**)

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left( \frac{F_{yt} \cdot A_t - F_{yc} \cdot AC - 0.85f'c \cdot A_s - F_{yrs} \cdot A_{rs}}{F_{yw} \cdot A_w} + 1 \right)$$

Para todas las otras secciones compuestas en flexión positiva,  $D_{cp}$  se tomará igual a cero. (**LRFD Arto. D6.3.2**)

$$\frac{2D_{CP}}{T_w} = 0 \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 106.73 \quad \text{La sección considerada es compacta}$$

## 2.10 DISEÑO POR FLEXIÓN -ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

El momento de fluencia,  $M_y$ , de una sección compuesta en la región de momento positivo se determina haciendo uso de las ecuaciones proporcionadas en el **Artículo D6.2.2, del LRFD**,  $M_y$  se calcula sumando los momentos debido a las cargas factoradas en el Estado Límite de Resistencia aplicadas separadamente al acero, a la sección compuesta a largo y a corto plazo, para

causar la primer fluencia nominal en cualquier patín de acero. (**LRFD Arto. D6.2.2** Las cargas se afectan por el modificador de carga ( $\eta$ ) y el factor de carga correspondiente ( $\gamma$ )).

El cálculo es como sigue:

Para  $M_{AD}$  de la ecuación: 
$$F_{yr} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

Se calcula:  $M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$

$S_{NC}$  =Modulo de la sección no compuesta ( $\text{mm}^3$ )

$S_{ST}$  =Modulo de la sección compuesta a corto plazo ( $\text{mm}^3$ )

$S_{LT}$  =Modulo de la sección compuesta a largo plazo ( $\text{mm}^3$ )

$M_{D1}$ ,  $M_{D2}$  y  $M_{AD}$  son los momentos debidos a las cargas factoradas aplicadas a las secciones apropiadas (N.mm)

**El valor de  $M_y$**  se considera como el menor valor calculado para el patín de compresión,  $M_{yc}$ , o el patín de tensión,  $M_{yt}$ . Según **Arto. D6.2.2 del AASHTO LRFD**. El momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva se determina primero:

Calculando el momento  $M_{D1}$  que es causado por la carga permanente factorada aplicada antes que la cubierta de concreto ha endurecido o se ha hecho compuesta. Y se aplica este momento a la sección de acero.

**$M_{D1} = 1283496094 \text{ N.mm}$**

**NOTA:** Los datos se obtienen de la tabla de momentos por carga muerta sin factorar para una viga típica

Calculando el momento  $M_{D2}$  que es causado por el resto de la carga permanente factorada, este se aplica a la sección compuesta a largo plazo.

**$M_{D2} = 585351562.5 \text{ N.mm}$**

Calculando el momento adicional  $M_{AD}$  que se aplica a la sección compuesta a corto plazo para causar fluencia nominal en cualquier patín de acero. En este caso se usa el módulo de sección para el patín de tensión

$$M_{AD} = \left( S_{ST} \cdot \left( Fy - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) \right) \rightarrow M_{AD} = 2287395471 \text{ N.mm}$$

$$M_{YT} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 4156243127 \text{ N.mm}$$

Calculando el momento adicional  $M_{AD}$  que se aplica a la sección compuesta a corto plazo para causar fluencia nominal en cualquier patín de acero. En este caso se usa el módulo de sección para el patín de compresión.

$$M_{AD} = 7036488455 \text{ N.mm y } M_{YC} = 8905336111 \text{ N.mm}$$

Se selecciona el menor de los momentos de entre  $M_{YT}$  y  $M_{YC}$  para el valor de  $M_Y$  por lo tanto  $M_Y = 4156243127 \text{ N.mm}$

## 2.11 RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN

La Resistencia Nominal a la Flexión de la sección se toma según el **Arto. 6.10.7.1.2** de la **AASHTO LRFD**.

Si:  $D_p \leq 0.1D_t$ , entonces  $M_n = M_p$ , sino,  $M_n = M_p \left( 1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right)$  dónde:

$D_p$ = distancia de la parte superior de la cubierta de concreto al eje neutro de la sección compuesta en el Momento Plástico (mm)

$D_t$ = profundidad total de la sección compuesta (mm)

$M_p$ = momento plástico de la sección compuesta determinado como se especifica en el **LRFD Artículo D6.1** (N.mm)

$$D_p = 58.95 \text{ mm} < 0.1 \cdot D_t = 94.37 \text{ mm, por lo tanto } M_p = M_n$$

$$M_n = 5599090840 \text{ N.mm}$$

### 2.11.1 Requisito de ductilidad.

**Arto. 6.10.7.3 (AASHTO LRFD)**: Las secciones compactas y no compactas deben satisfacer lo siguiente:

$$D_p \leq 0.42 D_t; D_p = 58.95 \text{ mm} \leq 0.42 D_t = 396.36 \text{ OK}$$

La Resistencia a la Flexión factorada,  $M_r$ , puede tomarse como:

$$M_r = \phi_f M_n \rightarrow \text{donde } \phi_f = 1.00 \text{ (AASHTO LRFD Arto. 6.5.4.2)}$$

$$M_r = 5999090840 \text{ N.mm}$$

Cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la siguiente ecuación para cada uno de los Estados Límites en donde, todos se deben considerar de igual importancia.

La resistencia a la flexión positiva en esta sección de diseño se determina como sigue:  $\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$ , donde el lado izquierdo representa el esfuerzo requerido que es la suma de varios efectos de carga  $Q_i$  multiplicados por sus respectivos factores de carga  $\gamma_i$ , y por el factor de modificación de las cargas,  $\eta_i$ . Y en el lado derecho se representa el esfuerzo nominal o resistencia  $R_n$  multiplicado por un factor de resistencia  $\phi$ . Lo que se puede representar de la siguiente forma:  $\sum \eta_i \gamma_i M_i \leq M_r$

$\sum \eta_i \gamma_i M_i = 4743113642 \text{ N.mm} \leq M_r = 5999090840 \text{ N.mm} \rightarrow \text{Ok.}$

**¡Por lo tanto la sección es adecuada por flexión!**

## 2.12 DISEÑO POR CORTANTE

Se debe verificar si cada sección de la viga es adecuada por cortante. El cortante es mínimo donde se presenta el momento máximo positivo, y resulta máximo en los extremos de cada claro, para este caso el cortante es máximo en el estribo, de este modo, los cálculos para el diseño por cortante se muestran para la sección de diseño de la viga en el estribo.

### Sección de diseño de la viga en el estribo:

El **Artículo 6.10.9.1 del LRFD** se aplica a: Secciones sin rigidizadores, Secciones con rigidizadores transversales solamente, y Secciones con ambos rigidizadores: transversales y longitudinales. (**LRFD C6.10.9.1**)

En el Estado Límite de Resistencia, los paneles de almas rectas y curvadas deben satisfacer:  $V_u \leq \phi_v V_n$  donde:

$\phi_v$  = factor de resistencia para cortante según **Arto 6.5.4.2 (AASHTO LRFD)**

$V_n$  = resistencia nominal al corte determinado como se especifica en el **LRFD**

**Artículos 6.10.9.2 y 6.10.9.3** para almas no rigidizadas y rigidizadas, respectivamente (N)

$V_u$  = cortante en el alma en la sección bajo consideración debido a las cargas factoradas (N)

Arto. 6.10.9.2 (LRFD): La resistencia nominal al corte de almas sin rigidizadores debe ser tomado como:

$$V_n = V_{cr} = C \cdot V_p; \text{ donde } V_p = 0.85 F_{yw} \cdot D \cdot t_w$$

$V_{cr}$  = resistencia al corte de la comba (N)

$C$  = radio de la resistencia al corte de la comba para el esfuerzo de fluencia del corte determinado por las **LRFD Ecuaciones 6.10.9.3.2-4, 6.10.9.3.2-5, ó 6.10.9.3.2-6** como sea aplicable, con el coeficiente de corte de la comba,  $k$ , tomado igual a 5

$V_p$  = fuerza de corte plástico (N)

El radio,  $C$ , se calcula como se especifica abajo: (LRFD Arto. 6.10.9.3.2)

$$\text{si } \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_k}{F_{yw}}}, \text{ entonces } C = 1.0 \rightarrow \frac{D}{t_w} = 14.67 \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_k}{F_{yw}}} = 71.09 \rightarrow \text{OK}$$

Por lo tanto usar  $C = 1.00$

La resistencia al cortante,  $V_r$ , es:  $V_r = \phi_v V_n = 3148079 \text{ N}$

La resistencia al cortante en esta sección de diseño es verificada como sigue:

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \text{ o bien para este caso } \sum n_i \gamma_i V_i \leq V_r = \phi_v V_n$$

$$\sum n_i \gamma_i V_i = 765939 \text{ N} \leq V_r = 3148079 \text{ N};$$

**¡La sección es adecuada por cortante!**

## 2.13 DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES INTERMEDIOS

Se usan rigidizadores transversales intermedios para incrementar la resistencia al corte de la viga. Estos consisten de platinas o ángulos soldados o atornillados a uno o ambos lados del alma.

**Artículo. 6.10.11.1.1:** Los atiezadores usados como platinas de conexión para diafragmas o marcos transversales serán conectados soldando o atornillando a ambos patines. Para almas en que los rigidizadores transversales, incluyendo aquellos usados como platinas de conexión, son sólo requeridos para satisfacer los requisitos del **LRFD Artículo 6.10.11.1.2.**

$$\frac{D}{tw} \leq 2.5 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$$

Se realizan tres revisiones para el caso de los rigidizadores transversales.

**El primer chequeo** es para el ancho proyectado del rigidizador transversal intermedio. El ancho,  $b_t$ , de cada elemento rigidizador proyectado debe satisfacer lo siguiente: (**AASHTO LRFD Arto. 6.10.11.1.2**)

$$b_t \geq 50 + \frac{d}{30} \quad \text{La restricción basada en el ancho del patín es: } 16t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4}$$

$b_f$ = ancho completo del patín de compresión más ancho dentro del campo de la sección bajo consideración (mm)

$d$  = profundidad total de la sección de acero (mm)

$t_p$ = espesor del elemento rigidizador proyectado (mm)

$$b_t = 114 \text{ mm} \geq 50 + \frac{d}{30} = 73.52 \text{ mm} \quad ; \text{ OK!}$$

$$16t_p = 508.8 \text{ mm} \geq b_t = 114 \text{ mm} \geq \frac{b_f}{4} = 76.2 \text{ mm} \quad ; \text{ OK!}$$

**El segundo chequeo** es para el momento de inercia del rigidizador transversal intermedio. El momento de inercia de cualquier rigidizador transversal debe satisfacer: (**LRFD Arto. 6.10.11.1.3**)

$I_t \geq d_o \cdot t_w^3 \cdot J$ , donde

J=proporción requerida de un rigidizador transversal a la platina del alma.

$$J = 2.5 \left( \frac{D}{d_o} \right)^2 - 2.0 \geq 0.5$$

$d_o$ = espaciamiento del rigidizador transversal (mm) el cual debe satisfacer lo siguiente:  $d_o \leq D \left( \frac{260}{D/t_w} \right)^2$ .

El máximo espaciamiento de rigidizadores transversales es 3 veces la profundidad del alma: (3D)

$I_t$ = momento de inercia del rigidizador transversal tomado sobre el borde en contacto con el alma para rigidizadores únicos y sobre el espesor medio del alma para parejas de rigidizadores ( $\text{mm}^4$ )

Se propone un par de rigidizadores, uno a cada lado del alma.

$$I_t = \frac{t_p \cdot (2bt + t_w)^3}{12} \text{ Esto es para el par de rigidizadores}$$

$$I_t = 50218692.93 \text{ mm}^4 \geq d_o \cdot t_w^3 \cdot J = 46038577.96 \text{ mm}^4 \quad \text{! OK!}$$

**El tercer chequeo** es para el área del rigidizador transversal intermedio. Los rigidizadores transversales intermedios requeridos para llevar las fuerzas impuestas por la acción del campo de tensión del alma como se especifica en el **LRFD Artículo 6.10.9.3** deben satisfacer lo siguiente: (**LRFD Arto. 6.10.11.1.4**)

$$A_s \geq \left( 0.15 \cdot B \cdot \frac{D}{t_w} \cdot (1 - C) \cdot \left( \frac{V_u}{\phi_v V_n} \right) - 18 \right) \cdot \frac{F_{yw}}{F_{crs}} t_w^2$$

El  $F_{crs}$  es el esfuerzo de la comba local elástica para el rigidizador (MPa)

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{(bt/t_p)} \leq F_{ys}$$

$\phi_v$ = factor de resistencia para cortante especificado en el **LRFD Artículo 6.5.4.2**

$A_s$ = área del rigidizador; área total de ambos rigidizadores por pares ( $\text{mm}^2$ )

$B = 1.0$  para parejas de rigidizadores

1.8 para rigidizadores de ángulo único

2.4 para rigidizadores de platina única

**C** = proporción de la resistencia al corte de la comba para el esfuerzo de fluencia del corte, determinado como se especifica en el **LRFD Artículo 6.10.9.3.2**

**F<sub>ys</sub>**= esfuerzo de fluencia mínimo especificado del rigidizador (MPa)

**V<sub>n</sub>**= resistencia nominal al corte determinado como se especifica en los **Artículos 6.10.9.2 y 6.10.9.3 (AASHTO LRFD)** para almas no rigidizadas y rigidizadas, respectivamente (N)

**V<sub>u</sub>**= cortante debido a las cargas factoradas en el Estado Límite de Resistencia (N)

$$A_s = 7250 \text{ mm}^2 \geq \left( 0.15 \cdot B \cdot \frac{D}{t_w} \cdot (1 - C) \cdot \left( \frac{V_u}{\phi V_n} \right) - 18 \right) \cdot \frac{F_{yw}}{F_{crs}} t_w^2 = -18145.13 \text{ mm}^2 \text{ ¡OK!}$$

**NOTA:** Un resultado negativo indica que sólo el alma es suficiente para resistir el campo de tensión de la carga. En estos casos, el área requerida es cero (**AASHTO LRFD C6.10.11.1.4**). Por lo tanto, los rigidizadores transversales intermedios satisfacen todos los chequeos requeridos por parte de las Especificaciones.

## 2.14 DISEÑO POR FLEXIÓN PARA EL ESTADO LÍMITE DE FATIGA

Para el caso de la región de momento positivo la carga provocada de Fatiga se debe considerar en el diseño de viga placa. Las consideraciones de Fatiga para vigas placas pueden incluir: conexiones soldadas de eslabones de cortante a la viga, conexiones soldadas de los patines y el alma, conexiones soldadas de rigidizadores transversales intermedios a la viga. Para este caso, la Fatiga se comprueba para las conexiones soldadas de los patines y el alma.

Para las consideraciones de la carga de fatiga inducida, cada detalle debe satisfacer: (**LRFD Arto. 6.6.1.2.2**)

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F_n)$$

**γ** = factor de carga especificado en el **LRFD Tabla 3.4.1-1 (ver anexos tabla 8)** para la combinación de carga de Fatiga

$(\Delta f)$  = efecto de la fuerza, rango de esfuerzo de carga viva debido al paso de la carga de Fatiga como se especifica en el **LRFD Artículo 3.6.1.4** (MPa)

$(\Delta F)_n$  = resistencia nominal de Fatiga como se especifica en el **LRFD Artículo 6.6.1.2.5** (MPa)

Se determina la resistencia nominal a la fatiga de acuerdo al (**LRFD Arto. 6.6.1.2.5**)

$$(\Delta F_n) = \left(\frac{A}{N}\right)^{1/3} \geq \frac{1}{2}(\Delta F_{TH}) \text{ En donde } N = 365 \cdot 75 \cdot n \cdot (ADTT)_{SL}$$

**A** = constante tomado del LRFD Tabla 6.6.1.2.5-1 (MPa)

**N** = número de ciclos especificados en el LRFD Artículo 6.6.1.2.5

**n** = número de ciclos del rango de esfuerzo por paso del camión tomado de la Tabla 6.6.1.2.5-2 (AASHTO LRFD)

**(ADTT) SL** = carril único ADTT como se especifica en el LRFD Artículo 3.6.1.4

**(ΔF)TH** = umbral de Fatiga de amplitud constante tomado del LRFD Tabla 6.6.1.2.5-3 (MPa)

Solo los detalles con resistencia de fatiga de Categoría **C'** o resistencias más bajas necesitan ser evaluadas durante el diseño.

$$(\Delta F_n) = 104.572 \text{ MPa} \geq \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH} = 34.5 \text{ Mpa } \text{¡OK!}$$

## **2.15 MOMENTOS Y CORTANTES POR CARGA VIVA SIN FACTORAR PARA UNA VIGA TÍPICA**

**Artículo. 3.6.1.1.2 del LRFD:** El factor de presencia múltiple, **m**, no se aplica al Estado Límite de Fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño.

Haciendo uso del software SAP2000 se determinan los momentos flexionantes y fuerzas cortantes debido a la sobrecarga vehicular, estas cargas aplicadas se afectan antes de ingresarlos al programa por el incremento por carga dinámica (**IM**: 15% (**LRFD Tabla 3.6.2.1-1**) y el 25% que estipula el **MTI**.

El momento máximo se presenta debajo del eje trasero del camión, a 1,175 mm más distante de la línea central a lo largo de la viga. Las fuerzas cortantes y momentos flexionantes se muestran en la Tabla siguiente,

LOCALIZACION		MOMENTOS Y CORTANTES POR CARGA VIVA	
Distancia x (mm)	Sección X/L	Cortante (N)	Momento (N.mm)
0	0	-129001.14	0
10000	0.40	-32286.14	467674813
12500	0.50	-32286.14	516382344
13675	0.547	32286.14	539274884
17500	0.7	64428.86	390560844
25000	1	87773.86	0

Tabla 8 momentos y cortantes por carga y fatiga

El esfuerzo de Fatiga factorado en la fibra exterior del patín de tensión en la localización del máximo momento positivo es:

$$\gamma(\Delta f) = 21.29 \text{ MPa} \leq (\Delta F_n) = 104.572 \text{ MPa OK}$$

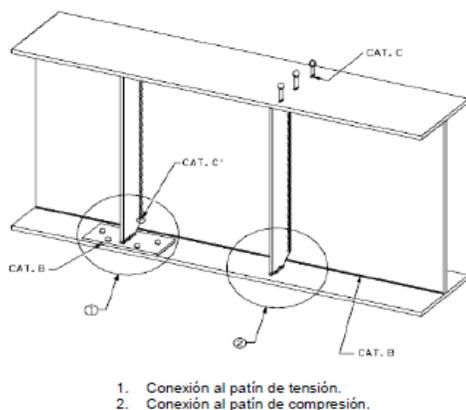


Figura 5: Detalle de categoría C'

La soldadura entre el rigidizador y el alma se clasifican como un detalle de Fatiga **C'** como se muestra en la siguiente figura y se debe investigar.

**Arto. 6.6.1.2.5:** A excepción de lo especificado a continuación, la resistencia nominal a la fatiga se deberá tomar como:

$$(\Delta F)_n \geq 1/2 (\Delta F)_{TH}$$

$$(\Delta F)_n = 104.572 \text{ MPa} \geq 1/2 (\Delta F)_{TH} = 41.35 \text{ MPa} \text{ ¡OK!}$$

### 2.15.1 Chequeo por Flexión

Con el objetivo de controlar la flexión de la superficie exterior del alma bajo carga viva se analiza el siguiente control donde se compara el esfuerzo del patín a un valor máximo. Se asume que el esfuerzo en el alma debido a la flexión es aproximadamente el mismo que el encontrado en el patín

$$\frac{D}{tw} \leq 0.95 \sqrt{\frac{EK}{F_y w}}$$

Donde K = coeficiente de curvatura para almas sin rigidizadores longitudinales determinado como se especifica en el **AASHTO LRFD Artículo 6.10.1.9.1**, el cual establece que en lugar de un análisis racional alternativo, la resistencia nominal de curvatura será determinado como se especifica en el **AASHTO LRFD Ecuación 6.10.1.9.1-1**.

$$k = \frac{9}{(D_c/D)^2}$$

$D_c$  = profundidad del alma en compresión en el rango elástico (mm). Para secciones compuestas,  $D_c$ , se determina como se especifica en el **AASHTO LRFD Arto. D6.3.1**

$$D_c = \left( \frac{[-f_c]}{[f_c] + f_t} \right) d - t_{fc} \geq 0$$

$d$  = profundidad de la sección de acero (mm)

$t_{fc}$  = espesor del patín de compresión (mm)

$f_c$  = suma de los esfuerzos en el patín de compresión causados por las diferentes cargas, en este caso, **DC1**, carga permanente actuando en la sección no compuesta; como la cubierta de concreto, la cartela de concreto, la cubierta soportada in situ y el peso propio de la viga de acero **DC2**, carga permanente actuando en la sección compuesta a largo plazo; como las cuales son: el peso

de las barandas formadas por postes y tubos **DW**, carga de la superficie de rodamiento; y **LL + IM**; actuando en sus secciones respectivas (MPa).  $f_c$  puede ser tomado como negativo cuando el esfuerzo está en compresión.

$f_t$ = la suma de los varios esfuerzos en el patín de tensión causados por las diferentes cargas (MPa)

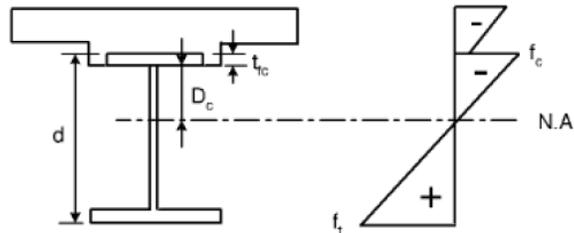


Figura 6: Profundidad del alma en compresión en el rango elástico.

Para calcular los esfuerzos en el patín de compresión así como en el patín de tensión causados por las diferentes cargas, se multiplican los momentos máximos con su correspondiente factor de carga y el valor debe ser dividido por el módulo de sección elástico (**S**) que se encuentra en la Tabla de Propiedades de la Sección,

$$f_{\text{carga correspondiente}} = \frac{\gamma_i \cdot M_{\text{carga correspondiente}}}{S_{\text{correspondiente}}}$$

### 2.15.2 Sumatoria de esfuerzos en el Patín de Compresión

Los momentos debido a las cargas **DC1**, **DC2**, **DW** y **LL+IM**, son obtenidos de las Tablas de Momentos Flexionantes sin factorar por carga muerta y por carga viva para una viga típica. Los Módulos de Sección Elástico a utilizarse son los correspondientes a la parte superior de la viga (**S<sub>sup. viga</sub>**). De este modo:

**DC1** : **S** correspondiente a sólo viga

**DC2** y **DW** →: **S** correspondiente a sección compuesta (**3n**)

**LL+IM**: **S** correspondiente a sección compuesta (**n**)

$$f_c = 92.56 \text{ MPa} + 3.58 \text{ MPa} + 19.5 \text{ MPa} + 54.15 \text{ MPa} = \mathbf{169.79 \text{ MPa}}$$

### 2.15.3 Sumatoria de esfuerzos en el Patín de Tensión

Para esta parte se utilizan los Módulos de Sección Elástico correspondientes a la parte inferior de la viga (**S<sub>inf. viga</sub>**).

$$f_t = 92.56 \text{ MPa} + 5.47 \text{ MPa} + 29.79 \text{ MPa} + 151.26 \text{ MPa} = \mathbf{279.1 \text{ MPa}}$$

$$D_c = 240.60 \text{ mm y } K = 49.89$$

$$\frac{D}{tw} = \mathbf{14.67} \leq 0.95 \sqrt{\frac{EK}{F_{yw}}} = \mathbf{190.48} \text{ ¡OK!}$$

En la región de momento positivo la carga de Fatiga factorada se considera como el doble que el calculado usando la Combinación de Carga de Fatiga especificada en el **LRFD Tabla 3.4.1-1**, con la carga de Fatiga tomada como se especifica en el **LRFD Artículo 3.6.1.4**. (**LRFD Arto. 6.10.5.3**)

$$f_{cf} \leq F_{yw}$$

$$\text{Así que: } f_{cf} = \mathbf{105.15 \text{ MPa}} \leq F_{yw} = \mathbf{248.2 \text{ MPa}} \text{ ¡OK!}$$

### 2.15.4 Chequeo por Cortante

**Artículo.6.10.5.3 de la AASHTO LRFD:** Los paneles interiores de almas con rigidizadores transversales, con o sin rigidizadores longitudinales, deben satisfacer el siguiente requisito:

$$V_u \leq V_{cr} \text{ en que } V_n = V_{cr} = CV_p \text{ en el cual } V_p = \mathbf{0.58 * F_{yw} * D * tw}$$

$V_u$ = cortante en el alma en la sección bajo consideración debido a las cargas permanentes sin factorar más la carga de Fatiga factorada (N)

$$V_u = V_{DC} + V_{DW} + V_{LL + IM} \rightarrow V_u = 422165 \text{ N} \leq V_{cr} = 3148079 \text{ N} \text{ ¡OK!}$$

De esta manera los requerimientos de fatiga para almas tanto en flexión como en cortante quedan satisfechos

## 2.16 DISEÑO POR FLEXIÓN PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

La viga se comprueba en la región de momento positivo para el Estado Límite de Servicio y para el control de las deflexiones permanentes. Con el objetivo de prevenir dichas deflexiones provocadas por cargas rigurosas del tráfico esperado que podrían impedir la transitabilidad.

Se utiliza la sollicitación mayorada total para el Estado Límite de Servicio II que se calcula de la siguiente manera:

$$Q = \eta_i * [1.00 * (D_c + D_w) + 1.3 * (LL + IM)]$$

Los patines deben satisfacer los siguientes requisitos de acuerdo al **Arto. 6.10.4.2.2 del AASHTO LRFD**.

Para el patín superior de acero de secciones compuestas:

$$F_f \leq 0.95 R_h * F_{y_r}$$

Dónde:

**F<sub>f</sub>** = esfuerzo en el patín en la sección bajo consideración debido a las cargas de Servicio II calculadas sin consideración del torcimiento lateral del patín (MPa)

**R<sub>h</sub>** = factor híbrido determinado como se especifica en el **AASHTO LRFD Arto 6.10.1.10.1**

Para formas roladas, las secciones construidas y las secciones construidas homogéneas con un acero de alta resistencia tanto en el alma como en los patines, **R<sub>h</sub>** se toma como 1,0. (**LRFD Arto. 6.10.1.10.1**)

$$F_f = 130.14 \text{ MPa} \leq 0.95 * R_h * F_{y_r} = 235.8 \text{ MPa} \text{ ¡OK!}$$

$f_l$  = esfuerzo en la curvatura lateral del patín en la sección bajo consideración debido a las cargas de Servicio II determinadas como se especifica en el **LRFD Artículo 6.10.1.6** (MPa)

Los esfuerzos de torcimiento lateral en patines continuamente asegurados se toman = 0. (**LRFD Arto. 6.10.1.6**)

$$F_r + \frac{f_l}{2} = 210.66 \text{ MPa} \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yw} = 235.8 \text{ MPa} \text{ ¡OK!}$$

## **2.17 DISEÑOS DE ELEMENTOS DE ACERO**

A continuación se presenta un resumen del cálculo de elementos secundarios asociados a la viga.

### **2.17.1 DISEÑO DE CONECTORES DE CORTANTE**

Los conectores de cortante se utilizan con el objetivo de hacer que la losa de concreto y la viga de acero se comporten como un solo elemento, el número de conectores debe ser suficiente para resistir la fuerza que se genera en el ala comprimida de la viga en la sección donde el momento es máximo. Estos conectores se distribuyen entre esta sección y aquella donde el momento es nulo. Los conectores más usados son los perfiles tipo canal y los pernos.

El procedimiento de diseño propuesto por el AASHTO consiste en diseñar los conectores por fatiga y efectuar una verificación por resistencia Última.

**Art. 6.10.10.2:** El espaciamiento longitudinal centro a centro de los conectores de cortante no debe exceder los 600 mm  $p \leq 600 \text{ mm}$

**Artículo. 6.10.10.1.3 de la AASHTO LRFD:** La distancia libre entre el borde del patín superior y la orilla más cercana de un conector de corte no debe ser menor a **25 mm**.

**Arto. 6.10.10.1.4:** La profundidad mínima del recubrimiento del concreto sobre la parte superior de los conectores de corte no debe estar a menos de 50 mm. Los conectores de cortante deben penetrar por lo menos 50 mm dentro de la cubierta de concreto

### 2.17.1.1 REGIÓN DE FLEXIÓN POSITIVA

Se determina el esfuerzo cortante horizontal admisible de acuerdo al libro de Diseño de Estructuras de Concreto. Teodoro E. Harmsen. Y se proponen conectores tipo canal.

Numero de ciclos (**N**) = 1259250 ciclos < 2000000 ciclos

**Por lo tanto B = 2400**

**Zr = B W** (Diseño de Estructuras de Concreto. Teodoro E. Harmsen, para conectores tipo canal)

$$Zr = 85406 \text{ N}$$

#### 2.17.1.1.1 Cantidad de conectores de corte transversales al eje longitudinal de la viga:

$$Vf = [\text{cortante VLL} + IM (0\text{mm}) + \text{cortante VLL} + IM (10000\text{mm})] \\ = 161287.27 \text{ N}$$

Se determina 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.

$$V_{fat} = \frac{Vf * Q}{I}; \text{ donde: } Q = \left(\frac{1}{n}\right) bs * ts * \left[ y_{\text{sup.viga}} + \text{Esp. cartela} + \left(\frac{ts}{2}\right) \right] (mm^3) \\ \text{y } I = \text{Inercia de la viga a corto plazo } (mm^4)$$

$$V_{fat} = 199 \text{ N/mm}$$

Se toma el rango de cortante de fatiga radial por unidad de longitud (N/mm), como el más grande de cualquiera de los valores de  $F_{fat1}$  o  $F_{fat2}$

El rango de esfuerzos de fatiga longitudinal en el patín inferior ( $\sigma_{flg}$ ) es calculado multiplicando el rango de momento de fatiga por la diferencia entre la distancia vertical del Eje Neutro al borde externo del patín inferior y el espesor medio del patín inferior, y se divide por el momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo.

#### 2.17.1.1.2 Momentos por carga viva sin factorar

$$M = \Sigma \text{momentos} \rightarrow M = 539274883.6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{flg} = 26.48 \text{ MPa}$$

$R =$  infinito (para puentes rectos el radio mínimo de viga tiende al infinito)

Para claros o segmentos rectos, el rango de cortante de fatiga radial puede ser tomada igual a cero. (**AASHTO LRFD Arto. 6.10.10.1.2**). Para puentes rectos o curvados horizontalmente con inclinaciones que no exceden los  $20^\circ$ , el rango de cortante de fatiga radial,  $F_{fat2}$ , puede ser tomada igual a cero. (**AASHTO LRFD Arto. 6.10.10.1.2**)

$$F_{fat2} = F_{rc}/w = F_{fat2} = 0 \text{ N/mm}$$

$$V_{sr} = \sqrt{(V_{fat}^2 + F_{fat}^2)} = 198.50 \text{ N/mm}$$

El espaciamiento longitudinal de los conectores de cortante,  $p$ , es:

$$p \leq \frac{n * Zr}{V_{sr}} = 430.17 \text{ mm} = 430 \text{ mm}$$

La distancia libre entre el borde de un patín superior y la orilla más cercana de un conector de corte no será menor a: **25 mm (Arto. 6.10.10.1.3)**

$$Dist \text{ libre} = 50.8 \text{ mm} \geq Dist \text{ mín} = 25 \text{ mm BIEN!}$$

La profundidad mínima del recubrimiento del concreto sobre la parte superior de los conectores de corte no debe estar a menos de **50 mm (Arto. 6.10.10.1.4)**

**Recub conc.** =  $(t_s + t_{cartela}) - h = 136.5 \text{ mm} \geq \text{Recub mínimo} = 50 \text{ mm BIEN!}$

Los conectores de cortante deben penetrar por lo menos 50 mm dentro de la cubierta de concreto. **(Arto. 6.10.10.1.4)**

Penetración concreto =  $h - t_{cartela} = 63.5 \text{ mm} \geq \text{penetración mín.} = 50 \text{ mm BIEN!}$

La resistencia al corte factorada de un único conector de cortante,  $Q_r$ , en el Estado Límite de Resistencia debe tomarse según el **Artículo. 6.10.10.4**

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n$$

" $Q_n$  = resistencia nominal al corte de un único conector de cortante determinado como " se especifica en el LRFD Artículo 6.10.10.4.3 (N)

$\phi_{sc}$  = factor de resistencia para conectores de cortante especificado en el **Artículo 6.5.4.2 de la AASHTO LRFD.**

**Arto. 6.10.10.4.3 del LRFD:** La resistencia nominal al corte de un canal de conector de cortante embebido en una cubierta de concreto debe tomarse como.

$$Q_n = 0.3 (t_f + 0.5 t_w) * L_c * \sqrt{f'_c * E_c} = 248573.26 \text{ N}, \quad Q_r = 211287.27 \text{ N}$$

**Arto.6.10.10.4.1:** En el Estado Límite de Resistencia, el mínimo número de conectores de cortante,  $n$  sobre la región bajo consideración debe tomarse como.

$$n = \frac{P}{Q_r}$$

$P$  = fuerza cortante nominal total determinada como se especifica en el **Arto 6.10.10.4.2 (N).**

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2}$$

$P_p$  = fuerza cortante longitudinal total en la cubierta de concreto en el punto de máximo momento positivo de carga viva más impacto (N) tomado como el menor de cualquiera:

$$P_{p1} = 0.85 * f'c * bs * ts \text{ ó } P_{p2} = Fyw * Dtw + Fyt * bft * tft + Fyc * bfc * tfc$$

$F_p$  = fuerza cortante radial total en la cubierta de concreto en el punto de máximo momento positivo de carga viva más impacto (N) tomado como:

$$F_p = Pp * \left(\frac{Lp}{R}\right)$$

$$P_{p1} = 7038000 \text{ N}$$

$$P_{p2} = 15957787 \text{ N}$$

$$P_p = 7038000 \text{ N}$$

Para claros o segmentos rectos,  $F_p$ , puede tomarse igual a cero. **(AASHTO LRFD Arto. 6.10.10.4.2)** Por lo tanto:

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2} = 7038000 \text{ N}$$

Calculo del mínimo número de conectores

$$n = P / Qr = 33 \text{ conectores}$$

La distancia entre el extremo de la viga y la localización del máximo momento positivo es aproximadamente igual a:  $L = 12500 \text{ mm}$

Usando el espaciamiento calculado para el estado límite de fatiga y la longitud mínima se determina el número de conectores de la siguiente manera

$$n = L / p$$

$$p = 490 \text{ mm}$$

por lo tanto,  $n = 29 \text{ conectores} > n_{\text{mínimo}} = 33 \text{ conectores}$  ¡NO CUMPLE!

Por consiguiente se debe calcular el espaciamiento requerido de los conectores de cortante,  $p$

$$p = \frac{L}{n \text{ mín}} = 378.78 \text{ mm, usar un valor entero} = 380 \text{ mm}$$

### **Nuevo cálculo de conectores**

$$n = \frac{L}{p} = 33 \text{ conectores} \geq n \text{ mínimo} = 33 \text{ conectores BIEN}$$

De esta forma, satisfaciendo los Estados Límites de Fatiga y Resistencia se utilizan conectores de cortante a cada 380 mm por fila, a lo largo de la longitud entera de la viga.

### **2.17.2 DISEÑO DE RIGIDIZADORES EN LOS APOYOS**

Los rigidizadores en los apoyos deben colocarse en las almas de secciones construidas en todas las ubicaciones de los apoyos. Los rigidizadores en los apoyos deben consistir de una o más platinas o angulares soldados o atornillados a ambos lados del alma. Las conexiones al alma deben ser diseñadas para transmitir la fuerza completa al apoyo debido a las cargas factoradas. **(AASHTO LRFD Arto. 6.10.11.2.1)**

El ancho,  $b_t$ , de cada elemento rigidizador proyectado debe satisfacer:

**(AASHTO LRFD Arto. 6.10.11.2.2)**

$$b_t \leq 0.48 tp \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 114 \text{ mm} \leq 0.48 tp \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 433 \text{ mm BIEN}$$

Corte para soldadura de filete: **25 mm**

Ancho en el apoyo;  **$b_a = 89 \text{ mm}$**

$$A_{pn} = \text{Cantidad de elementos proyectados} * b_a * tp = 5660.4 \text{ mm}^2$$

$$(Rsb)n = 1.4 A_{pn} F_{ys} = 1966876 \text{ N} > R \text{ factorada} = 1189897 \text{ N} ; \text{BIEN!}$$

La resistencia factorada de componentes en compresión,  $P_r$ , debe tomarse como: **(AASHTO LRFD Arto. 6.9.2.1)**

$$P_r = \Phi_c P_n$$

El factor de resistencia,  $\Phi$ , para el Estado Límite de Resistencia se tomará como sigue: Para compresión axial, sólo acero:  $\Phi_c = 0.9$  **(AASHTO LRFD Arto. 6.5.4.2)**

**D = 566.42 mm**

$$\lambda = \left( \frac{K\ell}{R_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

$K\ell = 0.75 D$  **(AASHTO LRFD Arto. 6.10.11.2.4a)**

$K\ell = 424.82$  mm

El radio de giro de la sección de columna efectiva es por lo tanto calculado como:

$$r_s = \sqrt{\left( \frac{I_s}{A_s} \right)}$$

$$I_s = t_p * (b t + t w + b t)^3 / 12 + (2 * 9 t w) * t w^3 / 12$$

$$I_s = 53551426 \text{ mm}^4$$

$$A_s = t_p * (b t + t w + b t) + (2 * 9 t w) * t w$$

$$A_s = 35309 \text{ mm}^2$$

$$r_s = \sqrt{\left( \frac{I_s}{A_s} \right)} = 38.94 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0.015 \leq 2.25 \text{ BIEN}$$

Por lo tanto,

$$P_n = (0.66)^\lambda * F_y * A_s$$

$$P_n = 8709127 \text{ N}$$

La resistencia factorada de componentes en compresión:

$$Pr = 7838214.3 \text{ N} \geq R \text{ factorado} = 1189897 \text{ N} ; \text{BIEN!}$$

Por lo tanto, el rigidizador en la parte del apoyo satisface los requisitos de resistencia axial del apoyo.

### **2.17.3 DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS**

La resistencia factorada de una conexión soldada es gobernada por la resistencia de la base metálica o el metal de soldadura depositado. Base metálica, soldadura metálica, y detalles de diseño soldados deben ajustarse a los requisitos de la **AASHTO/AWS D1.5M/D1.5 Bridge Welding Code. (AASHTO LRFD Arto. 6.13.3.1)**

La resistencia factorada de conexiones soldadas,  $R_r$ , en el Estado Límite de Resistencia debe tomarse como se especifica en los **Artículos 6.13.3.2.2 al 6.13.3.2.4**. La resistencia nominal de soldaduras de filete es determinada por el área de garganta efectiva, considerando que la resistencia nominal de las partes conectadas es gobernada por su espesor respectivo. La resistencia de soldaduras de filete en corte las cuales están hechas con soldadura metálica emparejada o no y que tienen perfiles de soldadura típicos debe tomarse como el producto del área efectiva especificada en el **AASHTO LRFD Artículo 6.13.3.3** y la resistencia factorada de la soldadura metálica tomada como: **(AASHTO LRFD Arto. 6.13.3.2.4b)**

$$R_r = 0.6\phi_{e2} * F_{exx}$$

$\phi_{e2}$  = factor de resistencia para soldadura metálica como se especifica en el **AASHTO LRFD Artículo 6.5.4.2** y se toma = 0.80

$F_{exx}$  = resistencia de clasificación de la soldadura metálica (MPa)

El uso de metal de soldadura es sumamente alentado para soldaduras de filete conectadas a aceros con una resistencia a la fluencia mínima especificada

mayor que 345 MPa. (AASHTO LRFD C6.13.3.1). Para un acero Grado A50 la designación equivalente ASTM es A 709M Grado 345 W, y su resistencia a la tensión mínima especificada,  $F_u$ , es 485 MPa. **(AASHTO LRFD Tabla 6.4.1-1, anexos tabla 24).**

De esta manera, se asume una resistencia de clasificación del metal de soldadura de: 70 Ksi así que:

$$F_{exx}=483 \text{ MPa y } R_r = 232 \text{ MPa}$$

El área efectiva debe ser la longitud efectiva de soldadura multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva es la distancia más corta de la raíz de la junta a la cara soldada **(AASHTO LRFD Arto. 6.13.3.3)**. La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete será cuatro veces su tamaño y en ningún caso menos de 40 mm **(AASHTO LRFD Arto. 6.13.3.5)**

Se verifica la conexión soldada entre los rigidizadores del apoyo y el alma, donde la conexión soldada entre los rigidizadores del apoyo y el alma, la soldadura de filete debe resistir la reacción factorada.

El máximo tamaño de soldadura de filete que puede ser usada a lo largo de los bordes de las partes conectadas debe tomarse como: **(AASHTO LRFD Arto. 6.13.3.4)**. El tamaño mínimo de una soldadura de filete debe tomarse como se especifica en la **Tabla 6.13.3.4-1 del AASHTO LRFD**.

Espesor de soldadura de filete = 6 mm (Asumido)

Corte de soldadura de filete superior + inferior = 50 mm

De esta forma la longitud efectiva es: **Longitud efectiva = 2065.7 mm**

**Garganta efectiva = 4.24 mm**

$$\text{Área efectiva} = \text{Longitud efectiva} * \text{garganta efectiva} = 8758.5 \text{ mm}^2$$

La resistencia de soldadura de filete es calculada como sigue **(AASHTO LRFD Arto. 6.13.3.2.4b)**

R soldadura de filete = Área efectiva\*Rr

R soldadura de filete = **2031968 N** ≥ R factorada = **1189897 N ¡BIEN!**

#### **2.17.4 DISEÑO DE MARCOS TRANSVERSALES**

Los diafragmas o marcos transversales pueden ser colocados en el extremo de la estructura. Los diafragmas proporcionan rigidez torsional y ayudan a distribuir las cargas. El requisito arbitrario para diafragmas espaciados no más de 7600 mm en las Especificaciones Estándares de AASHTO se ha reemplazado por un requisito para análisis racional que a menudo resultará en la eliminación de detalles de Fatiga de conexiones inclinadas. **(AASHTO LRFD C6.7.4.1).**

En este caso se propone elementos transversales horizontales como diafragma para proporcionar rigidez torsional.

Altura, hW= 566.42 mm

Separacion, S = 1500 mm

Para el analisis del marco transversal se toma como prueba un angular de dimensiones **4" x 4" x 3/8"**

A menos que se especifique lo contrario, la esbeltez de las platinas debe satisfacer: **(AASHTO LRFD Atró. 6.9.4.2)**

$$\frac{b}{t} \leq K \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Dónde:

b = ancho de la platina (mm) como se especifica en la **tabla 6.9.4.2-1 (AASHTO LRFD. Anexos tabla 14)**

t = espesor del angular (mm)

K = coeficiente de curvatura de la platina que se especifica en la **Tabla 6.9.4.2-1 (AASHTO LRFD)**

$$\frac{b}{t} = 10 \leq K \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.77 \text{ ¡BIEN!}$$

Los miembros en compresión deben satisfacer los requerimientos de esbeltez especificados en el AASHTO LRFD Artículo 6.9.3:

Para miembros principales:  $KL / r \leq 120$ ; donde:

K = factor de longitud efectiva especificada en el LRFD Artículo 4.6.2.5

l = longitud no arriostrada (mm)

r = mínimo radio de giro (mm)

$$\frac{KL}{r} = 73 \leq 120 \text{ ¡BIEN!}$$

#### 2.17.4.1 COMPRESIÓN AXIAL

La resistencia factorada de los componentes en compresión,  $P_r$ , se toma como: (AASHTO LRFD Arto. 6.9.2.1)

$$P_r = \Phi_c * P_n,$$

En donde:  $\Phi_c = 0.9$

$$P_n = 0.66^{\lambda} * F_y * A_s; \text{ y donde } \lambda = \left( \frac{KL}{r_s * \pi} \right)^2 * \frac{F_y}{E}$$

$P_n = 346689 \text{ N}$

Se calcula ahora  $P_r$  el cual debe ser mayor o igual a cortante factorado debido al camión de diseño más el carril de diseño, des esta manera se tiene:

$$P_r = 312020 \text{ N} \geq P_u = 266813 \text{ N ¡BIEN!}$$

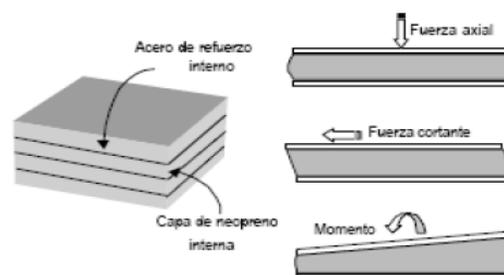
## **2.18 DISEÑO DE APOYOS**

### **2.18.1 GENERALIDADES:**

Las funciones de los apoyos, además de transferir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, son las de disipar y aislar los desplazamientos de traslación y rotación debidos a expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión en miembros estructurales, cargas dinámicas y vibraciones, entre otros.

#### **Apoyos de neopreno con placas de acero:**

Este tipo de apoyos (Figura 7) se fabrican con materiales sintéticos con características de resistencia y flexibilidad que le permiten combinar rigidez y amortiguamiento en el mismo elemento. Las ventajas del neopreno respecto al hule natural son su mejor comportamiento a baja temperatura, mayor resistencia a la acción del ozono y menor deterioro bajo condiciones ambientales. La inclusión del refuerzo incrementa el amortiguamiento y permite lograr una rigidez vertical alta, ya que las placas de acero disminuyen el efecto de pandeo en las caras laterales del elastómero, con lo cual es posible apoyar cargas estáticas de gran magnitud con una deflexión mínima.



**Figura 7 Apoyo elastomérico con placas metálicas intercaladas.**

### **2.18.2 METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE APOYOS:**

Se realiza el diseño de un apoyo elastomérico con acero de refuerzo interno para lo cual se deben conocer las diferentes cargas que tienen lugar en el apoyo debido a las cargas permanentes y transitorias.

### **2.18.3 CRITERIOS DE DISEÑO:**

En el Estado Límite de Servicio y Resistencia las rotaciones son consideradas como apropiadas para diferentes tipos de apoyos. 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 las tolerancias descritas anteriormente. **(LRFD C14.4.2)**

A menos que puedan justificarse tolerancias más pequeñas,  $\theta_s$  para componentes elastomérico es  $(\theta_L + \theta_D + 0.005)$  rad. **(LRFD C14.4.2)**

La rotación de servicio,  $\theta_{s,x}$ , en radianes, debido a la carga total sobre el eje transversal es:  $\theta_{s,x} = 0.012$  radianes.

#### **2.18.3.1 SELECCIÓN DEL TIPO ÓPTIMO DE APOYO:**

La selección del tipo óptimo de apoyo depende de las cargas, capacidades de movimiento y economía.

#### **2.18.3.4 PROPIEDADES PRELIMINARES DEL APOYO:**

De acuerdo a los requisitos de la **Sección 18.2** de la **AASHTO LRFD. (LRFD Arto. 14.7.5.2)**, el elastómero debe tener un módulo de cortante entre 0.60 y 1.3 MPa y una dureza nominal entre 50 y 60 en la escala Shore A.

**Arto. 14.7.5.2 del LRFD:** La dureza del neopreno es definida con la escala Shore según la resistencia a la penetración de una aguja (variando los grados de dureza Shore entre 0 y 100 desde los cuerpos blandos hasta los impenetrables) y depende de la temperatura, aumentando según disminuye ésta, razón por la

cual el neopreno es menos adecuado en la construcción de apoyos para obras en climas polares.

El módulo de cortante del elastómero en 23 °C deberá ser usado como la base para el diseño. Si el elastómero se especifica explícitamente por su módulo de corte, ese valor deberá ser usado en el diseño, y las otras propiedades serán obtenidas del **Tabla LRFD 14.7.5.2-1 (Anexos Tabla 15)**.

Si el material se especifica por su dureza, el módulo de cortante deberá tomarse como el menor valor favorable del rango para esa dureza dada en el **Tabla LRFD 14.7.5.2-1**. Valores intermedios pueden ser obtenidos por interpolación.

**Tabla 9: Dimensiones y propiedades del apoyo elastomérico**

Longitud de la almohadilla <b>L almohad.</b>	406.4 mm
Ancho de la almohadilla <b>L almohad</b>	431.8 mm
Espesor de recubrimiento del elastómero <b>h recub.</b>	8 mm
Espesor de capa interna del elastómero <b>h interior</b>	15 mm
Numero de capas de acero de refuerzo <b>N capas</b>	7 capas
Espesor del acero de refuerzo <b>h refuerzo</b>	3 mm
Espesor total del elastómero	127 mm
<b>PROPIEDADES DEL MATERIAL</b>	
Dureza del elastómero <b>hshore (A)</b> (Tabla 14.7.6.2-1 LRFD AASHTO)	50
Módulo de corte del elastómero <b>G</b> (Tabla 14.7.6.2-1 LRFD AASHTO)	0.66 MPa
Deflexión instantánea <b>Cd</b> (Tabla 14.7.6.2-1 LRFD AASHTO)	0.25
Tensión de fluencia del acero <b>Fy</b>	248.2 MPa

### 2.18.3.5 SELECCION DEL MÉTODO DE DISEÑO (A ó B):

**LRFD Arto. 14.7.5.1:** Los apoyos elastomérico con acero reforzado pueden ser diseñados usando cualquiera de dos métodos comúnmente referidos como **Método A y Método B**. Los esfuerzos límites asociados con el Método A usualmente resultan en un apoyo con una capacidad más baja que un apoyo diseñado usando el Método B. Este aumento de capacidad que es el resultado del uso del Método B requiere pruebas adicionales y control de calidad. **(LRFD C14.7.5.1)**

De acuerdo a lo anterior se propone usar el **Método A**

Para apoyos elastomérico con acero reforzado diseñados de acuerdo con los requisitos del **LRFD Arto 14.7.6.1**, las capas internas deben ser del mismo espesor, y el recubrimiento de las capas debe ser no más del 70 % del espesor de las capas internas. **(LRFD Arto. 14.7.6.1)**

$$h_{recub.} = 8 \text{ mm} \leq 70\% h_{interior} = 10.5 \text{ mm OK!}$$

### 2.18.4 CÁLCULO DEL FACTOR DE FORMA:

**Arto. 14.7.6.1 del LRFD:** El factor de forma para apoyos elastomérico con refuerzo de acero cubiertos por el **LRFD Artículo 14.7.6.1** debe ser determinado como se especifica en el **LRFD Artículo 14.7.5.1**.

**Arto. 14.7.5.1:** El factor de forma de una capa de un apoyo elastomérico, **Si**, se tomará como el área en planta de la capa dividida por el área del perímetro libre para abultamiento. Para apoyos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa puede tomarse como:

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

**L** = Longitud de un apoyo elastomérico rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente, mm)

**W** = Ancho del apoyo en la dirección transversal (mm)

**h<sub>ri</sub>** = Espesor de i<sup>th</sup> capas elastoméricas en el apoyo elastomérico (mm)

Debido a que el apoyo elastomérico está formado por capas interiores y exteriores, se debe calcular el factor de forma para ambas capas.

Para el recubrimiento de las capas superiores e inferiores el factor de forma es:

$$\mathbf{S_{recub.} = 13.08}$$

Para las capas interiores el factor de forma es entonces: **S<sub>interior.</sub> = 6.98**

### **2.18.5 VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS COMPRESIVOS:**

**Arto. 14.7.6.3.2 (LRFD):** Para los apoyos elastomérico con acero reforzado diseñados de acuerdo con los requisitos del **LRFD Artículo 14.7.6.3.2** los esfuerzos compresivos en el elastómero en el Estado Límite de Servicio son como sigue:

$$\sigma_s \leq 7MPa \text{ y } \sigma_s \leq 1.0 GS$$

Donde el valor de **S** usado debe ser aquel para la capa más gruesa del apoyo. Estos esfuerzos límites pueden ser aumentados en 10 % donde la deformación de cortante es evitada. **(LRFD Arto. 14.7.6.3.2)**

Los esfuerzos compresivos se toman como la reacción total en uno de los apoyos del estribo para el Estado Límite de Servicio dividida por el área en planta de la almohadilla elastomérica. El factor de forma usado en la ecuación anterior debe ser para la capa de elastómero más gruesa: **S = 6.98**

$$\sigma_s = 4.35 MPa \leq 7 MPa \text{ ; OK!}$$

$$\sigma_s = 4.35 MPa \leq 1.0 GS = 4.61 MPa \text{ ; OK!}$$

### 2.18.6 VERIFICACIÓN DE LAS DEFLEXIONES COMPRESIVAS:

**Arto. 14.7.5.3.3 (LRFD):** Las deflexiones de los apoyos elastomérico debidas a la carga total y a la carga viva solamente deben ser consideradas separadamente. La deflexión instantánea debe tomarse como:

$$\sigma = \sum \varepsilon_i h_{ri}$$

**Dónde:**

$\varepsilon_i$  = deformación unitaria compresiva instantánea en  $i^{\text{th}}$  capas de elastómero de un apoyo laminado

$h_{ri}$  = espesor de  $i^{\text{th}}$  capas elastoméricas en un apoyo laminado (mm)

Para apoyos reforzados de Dureza 50 usando un esfuerzo compresivo de 4.35MPa, y un factor de forma de **6.98** se obtiene una deformación unitaria compresiva de: **3.15 %**

- La deflexión instantánea es entonces:

$$\sigma_{inst} = 2 \varepsilon_i h_{recub.} + N^{\circ}_{Capas\ Int.} \varepsilon_i h_{Interior} \rightarrow \sigma_{inst} = \mathbf{3.3\ mm}$$

- Los efectos de flujo plástico también deben ser considerados. Cuyo valor es obtenido como sigue:

$$\sigma_{FlujoPlastico} = C_d \sigma_{Inst} \rightarrow \sigma_{FlujoPlastico} = \mathbf{0.83\ mm}$$

La deflexión total es entonces:  **$\sigma$  total =4.13 mm**

Además de los requisitos del **LRFD Artículo 14.7.5.3.3**, también se aplicará. **(AASHTO LRFD Arto. 14.7.6.3.3)**

La deflexión compresiva inicial en cualquier capa de un apoyo elastomérico con acero de refuerzo en el Estado Límite de Servicio sin incremento por carga dinámica no debe exceder **0.07\*hr<sub>interno</sub>**. **(AASHTO LRFD Arto. 14.7.6.3.3)**

Si la deflexión compresiva es mayor que  $0.07 \cdot h_{\text{interno}}$ , entonces la deflexión sin incremento por carga dinámica necesitaría ser calculada.

$$\sigma_{Int.(Capa)} = \varepsilon_i h_{interior} \leq 0.07 h_{ri} = 0.473 \text{ mm} \leq 0.07 h_{ri} = 1.05 \text{ } \checkmark \text{ OK!}$$

### 2.18.7 VERIFICACIÓN DE LA DEFORMACIÓN DE CORTE:

**Arto. 14.7.6.3.4 (LRFD):** El máximo desplazamiento horizontal de la superestructura debe ser calculado de acuerdo con el **LRFD Artículo 14.4**. La máxima deformación de corte de la almohadilla,  $\Delta_s$ , debe tomarse como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura, reducido para responder a la flexibilidad de la pila y modificado para los procedimientos de construcción.

Se comprueba la deformación de corte para asegurar que el apoyo es capaz de permitir movimientos horizontales previstos del puente y es limitada para evitar giros en los bordes y de laminación 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 es la contracción.

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

$h_{rt}$  = Espesor total del elastómero (mm)

$\Delta_s$  = Deformación de corte máximo total del elastómero en el Estado Límite de Servicio (mm)

$$\Delta_s = \gamma_{TU} \Delta_{Contr} = 15.84 \text{ mm}$$

$$h_{rt} = 106 \text{ mm} \geq 2 \Delta_s = 31.68 \text{ mm} \text{ OK!}$$

## 2.18.8 VERIFICACION DE LA ROTACIÓN O LA COMPRESIÓN Y ROTACIÓN COMBINADA:

Las rotaciones deben tomarse como la máxima suma de los efectos de carencia inicial de paralelismo y rotaciones finales subsecuentes de la viga debido a cargas impuestas y movimientos.

**Arto. 14.7.6.3.5a (LRFD):** Los requisitos del **LRFD Artículo 14.7.6.3.5** deben aplicarse en el Estado Límite de Servicio. Los esfuerzos deben ser los esfuerzos máximos asociados con las condiciones de carga que inducen la rotación máxima.

La rotación de apoyos elastomérico con acero reforzado y almohadillas elastoméricas es controlada previniendo el levantamiento entre el apoyo y la estructura y limitando el corte de la deformación unitaria en el elastómero. La falta inicial de paralelismo es debido al grado del perfil, deflexión de carga muerta, etc. El diseñador puede explicar la falta inicial de paralelismo proporcionando platinas estrechas u otros medios. **(LRFD C14.7.6.3.5a)**

- Almohadillas rectangulares o apoyos deben satisfacer: **(LRFD Arto.14.7.6.3.5d)**

$$\sigma_s \geq 0.5 GS \left( \frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n} \text{ y}$$
$$\sigma_s \geq 0.5 GS \left( \frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,z}}{n}$$

$\sigma_s$  = esfuerzo compresivo de servicio promedio debido a la carga total asociada con la rotación máxima (MPa)

**G** = módulo de corte del elastómero (MPa)

**S** = factor de forma de la capa más gruesa de un apoyo elastomérico

**L** = longitud de un apoyo elastomérico rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente, mm)

**h<sub>ri</sub>** = espesor total del elastómero en un apoyo elastomérico (mm)

**W** = ancho del apoyo en la dirección transversal (mm)

$\theta_{s,x}$  = rotación de servicio debido a la carga total sobre el eje transversal (radianes)

$\theta_{s,z}$  = rotación de servicio debido a la carga total sobre el eje longitudinal (radianes)

**n** = número de capas interiores del elastómero. Cuando los espesores de la capa exterior del elastómero esta más de la mitad del espesor de una capa interior, el parámetro, n, puede aumentarse por la mitad para cada capa exterior. 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.

$$\sigma_s = 4.35 \text{ MPa} \geq 0.5 \text{ GS} \left( \frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n} = 2.90 \text{ MPa} ; \text{BIEN!}$$

#### 2.18.9 VERIFICAR LA ESTABILIDAD:

**Arto. 14.7.6.3.6 (AASHTO LRFD):** Para asegurar la estabilidad, el espesor total de la almohadilla no excederá el menor valor de L/3, W/3.

$$h_{Total} \leq \frac{L}{3} \text{ y } h_{Total} \leq \frac{W}{3}$$

$$h_{Total} = (N^{\circ} \text{Capas recub.} * h_{recub}) + (N^{\circ} \text{Capas Interi.} * h_{Interior}) + (N^{\circ} \text{Capas Refuerzo.} * h_{Refuerzo})$$

$$h_{Total} = 127 \text{ mm} \leq \frac{W}{3} = 143.93 \text{ mm}, h_{Total} = 127 \text{ mm} \leq \frac{L}{3} = 135.47 \text{ mm} \text{ OK!}$$

#### 2.18.10 VERIFICAR EL REFUERZO:

**Arto. 14.7.6.3.7 (LRFD):** El refuerzo para apoyos elastomérico con acero reforzado diseñados de acuerdo con los requisitos del LRFD Artículo 14.7.6.3.7 debe ajustarse a los requisitos del **LRFD Artículo 14.7.5.3.7.**

El espesor del acero de refuerzo de los apoyos elastomérico debe ser capaz de mantener los esfuerzos tensores provocados por la compresión en el apoyo. El espesor del acero reforzado,  $h_s$ , debe satisfacer los requisitos de la **AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications**, y: **AASHTO LRFD Arto. 14.7.5.3.7**

- **En el Estado Límite de Servicio:**

$$h_s \geq \frac{3h_{m\acute{a}x}\sigma_s}{F_y}$$

$h_{m\acute{a}x}$  = espesor de la capa elastomérica más gruesa en el apoyo elastomérico (mm)

$\sigma_s$  = esfuerzo compresivo de servicio debido a la carga total (MPa)

$F_y$  = resistencia de la fluencia del acero reforzado (MPa)

$$h_s = 3mm \geq \frac{3h_{m\acute{a}x}\sigma_s}{F_y} = 0.79 \text{ mm} \text{ ¡OK!}$$

- **En el Estado Límite de Fatiga:**

$$h_s \geq \frac{2.0h_{m\acute{a}x}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

$\sigma_L$  = Esfuerzo compresivo de servicio debido a la carga viva (MPa)

$\Delta F_{TH}$  = Umbral de fatiga de amplitud constante para Categoría A como se especifica en el **LRFD Artículo 6.6** (MPa)

$$h_s = 3mm \geq \frac{2.0h_{m\acute{a}x}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} = 0.46 \text{ mm} \text{ ¡OK!}$$

#### **2.18.11 DISEÑO PARA EL ANCLAJE:**

Si la fuerza de corte factorada sostenida por la almohadilla deformada en el Estado Límite de Resistencia excede 1/5 de la fuerza vertical mínima,  $P_{sd}$ , debido a cargas permanentes, la almohadilla debe ser asegurada contra el movimiento horizontal. (**LRFD Arto. 14.7.6.4**)

$$P_{sd}=270920 \text{ N}$$

$$D_{total}= 2393.7 \text{ mm}$$

$$L_{viento}=12500 \text{ mm}$$

$$\text{Área}_{viento}= 29921400 \text{ mm}^2$$

$$W_S= 71811 \text{ N}$$

$$W_L= 18250 \text{ N}$$

La fuerza de corte que controla es la mayor de la fuerza de corte factorada de la obtenida de la Resistencia III o Resistencia V:

- **Fuerza de corte factorada por apoyo para Resistencia III:**

$$\gamma_{ws} = 1.4$$

$$\gamma_{wl} = 0.0 \text{ (AASHTO LRFD Tabla 3.4.1-1, anexos tabla 8)}$$

$$V_{Viento (Resist III)} = \frac{\gamma_{ws}WS + \gamma_{wl}WL}{N^{\circ} \text{ apoyos}}$$

$$N^{\circ} \text{ apoyos} = N^{\circ} \text{ Vigas} = 4$$

$$V_{Viento (Resist III)} = \frac{(1.4 * 71811 + 0 * 18250)}{4} = 25133.85 \text{ N}$$

- **Fuerza de corte factorada por apoyo para Resistencia V:**

$$\gamma_{ws} = 0.4$$

$$\gamma_{wl} = 1.0 \text{ (LRFD Tabla 3.4.1-1)}$$

$$V_{Viento (Resist V)} = \frac{\gamma_{ws}WS + \gamma_{wl}WL}{N^{\circ} \text{ apoyos}}$$

$$V_{Viento (Resist V)} = \frac{(0.4 * 71811 + 1 * 18250)}{4} = 11743.6 \text{ N}$$

$$\frac{1}{5} P_{sd} = 54184 \text{ N} \geq V_{viento \text{ máx}} = 25133.85 \text{ N}$$

¡La almohadilla NO debe ser asegurada contra el movimiento horizontal!

### 2.18.11 1 DISEÑO DE ANCLAJE PARA APOYOS FIJOS:

Todas las platinas de distribución de cargas y apoyos con platinas de acero externas serán positivamente aseguradas a sus soportes atornillando o soldando. (LRFD Arto. 14.8.3.1). 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

**Arto.3.10.9.1. (LRFD):** Para los puentes de un sólo tramo, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, la mínima sollicitación de diseño en una unión entre superestructura y subestructura en la dirección en la cual la unión está restringida no deberá ser menor que el producto entre el coeficiente de sitio, el coeficiente de aceleración y la carga permanente tributaria

La carga permanente tributaria puede tomarse como la reacción en el apoyo. Esta carga transversal se empleará para diseñar los pernos de anclaje del apoyo.

En la **Tabla 2 del RNC-07 (anexos, tabla 17)** se presentan los Factores de Amplificación por tipo de suelo, **S**.

El puente “Quebrada Grande” está ubicado en la comunidad de Quebrada grande del municipio de San Nicolás, su acceso está localizado en el Km. 140+00 de la carretera panamericana hacia Estelí, por lo tanto, está ubicado dentro de la Zona Sísmica: **C**.

Para tomar en cuenta los efectos de amplificación sísmica debidos a las características del terreno, el tipo de suelo que se eligió fue el suelo Tipo II según lo especificado en el **Arto. 25 RNC-07.3.10.9.1)**

- Por lo tanto, el factor de Amplificación por tipo de suelo es:  $S = 1.5$

El puente es considerado una estructura esencial, por lo tanto, clasifica dentro del: Grupo A (**Arto. 20 RNC-07**). Para estructuras del Grupo A, las aceleraciones de diseño se multiplican por 1.5 y para el Grupo C se toman igual al Grupo B. Para el análisis estático equivalente y modal la aceleración  $a_0$  se selecciona del mapa de Isoaceleraciones del **Anexo C (Arto. 27 RNC-07, anexos, figura 4)**

Entonces, la aceleración máxima del terreno para la estructura del puente de acuerdo a su ubicación y clasificación es:

- Para la ciudad de Estelí se tienen aceleraciones de diseño de 0.20, por lo tanto:  $a_0 = 0.20$

**Carga muerta = 315675 N**

La máxima carga transversal horizontal por apoyo es entonces:  $H_{\text{transv.}}$

$$H_{\text{transv.}} = S * a_0 * CM = 1.5 * 0.20 * 315675 \text{ N} = \mathbf{94703 \text{ N}}$$

La resistencia al corte de los pernos de anclaje se determina como se especifica en el **Artículo 6.13.2.7. (LRFD Arto. 14.8.3.1)**

La resistencia nominal al corte de un perno de alta resistencia o un perno **ASTM A307** 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 1270 mm se tomará como: **(LRFD Arto. 6.13.2.7)**

Donde las roscas o hilos son excluidos del plano de corte:  $R_n = 0.48 A_b F_{ub} N_s$

$A_b$  = área del perno correspondiente al diámetro nominal ( $\text{mm}^2$ )

$F_{ub}$  = resistencia a la tensión mínima especificada del perno especificado en el **Artículo 6.4.3 LRFD (MPa)**

$N_s$  = número de planos de corte por perno

Se proponen 4 pernos A 307 con las siguientes características: **(LRFD Arto. 6.4.3.1)**

Resistencia a la tensión mínima:  $F_{ub} = 420 \text{ MPa}$

Los pernos no serán menores de 16.0 mm de diámetro. **(LRFD Arto. 6.13.2.5)**

Diámetro del perno:  $\Phi_{\text{perno}} = 25.4 \text{ mm}$

El factor de resistencia,  $\phi$ , para el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como sigue:

- Para pernos A 307 en corte: 0.65 (LRFD Arto. 6.5.4.2)

$$A_b = \pi/4 * (25.4 \text{ mm})^2 = 506.7 \text{ mm}^2 \quad N_s = 4 \text{ (Por ser 4 pernos)}$$

$$R_n = 0.48 A_b F_{ub} N_s = 0.48 * 506.7 \text{ mm}^2 * 420 \text{ MPa} * 4 = 408602.88 \text{ N}$$

$$R_r = \phi R_n = 265592 \text{ N} \geq H_{transv} = 94703 \text{ N} ; \text{BIEN!}$$

Una vez que la cantidad de pernos de anclaje y el tamaño son determinados, la longitud del perno de anclaje se puede calcular.

La resistencia del concreto en el apoyo se toma como se especifica en el **LRFD Artículo 5.7.5**. El factor de modificación,  $m$ , será basado en los esfuerzos del apoyo distribuidos de forma no uniforme. (**LRFD Arto. 14.8.3.1**)

**Arto. 5.7.5 (LRFD):** Si no hay armadura de confinamiento en el hormigón que soporta el dispositivo de apoyo, la resistencia al aplastamiento mayorada se deberá tomar como:

$$P_r = \phi_b P_n \text{ Siendo: } P_n = 0.85 f'_c A_1 m$$

$P_n$  = resistencia nominal del apoyo (N)

$A_1$  = área debajo del dispositivo de apoyo ( $\text{mm}^2$ )

$m$  = factor de modificación

Resistencia a la compresión del concreto,  $f'_c = 4000 \text{ lb/plg}^2 = 28 \text{ MPa}$

El factor de resistencia,  $\phi$ , se debe tomar como:

- Para apoyo sobre hormigón: 0.70 (**LRFD Arto. 5.5.4.2.1**)

$$\phi_b = 0.70$$

$$m = 0.75$$

El esfuerzo en el apoyo se calcula como sigue:

$$Esfuerzo_{Apoyo} = \frac{\emptyset_b P_n}{A_1} = \emptyset_b 0.85 f'_c * m$$

$$Esfuerzo_{Apoyo} = 0.70 * 0.85 * 28MPa * 0.75 = \mathbf{12.5 MPa}$$

La carga transversal por perno de anclaje es entonces:

$$Carga_{perno} = \frac{H_{Transv}}{N_s} = \mathbf{23675.75 N}$$

Usando la aproximación de esfuerzos en el apoyo anterior, el área de perno de anclaje requerida para resistir la carga horizontal transversal se puede calcular.

$$A_1 = \frac{Carga_{perno}}{\left(\frac{Esfuerzo_{Apoyo}}{N_s}\right)} = \frac{23675.75 N}{\left(\frac{12.5 MPa}{4}\right)} = \mathbf{7576.24 mm^2}$$

**A1** es el producto del diámetro del perno de anclaje y la longitud del mismo, el perno de anclaje está embebido dentro de la viga de asiento del pedestal de concreto. Como ya se conoce el diámetro del perno de anclaje, se puede calcular la longitud embebida requerida.

$$L_{Embebida} = \frac{A_1}{\emptyset_{perno}} = \frac{7576.24 mm^2}{25.4 mm} = \mathbf{299 mm}$$

### **2.18.12 DISEÑO DE LA PLACA DEL APOYO:**

La placa de apoyo se utiliza para que esta transmita de manera uniforme las cargas provenientes de la viga al apoyo, sus dimensiones en planta deben ser ligeramente más grandes que las de la almohadilla del apoyo para proveer espaciado adecuado para la conexión de conectores soldados plegados. Se proporciona 1" en todos los lados para este propósito.

Así la longitud de la placa del apoyo es:

$$L_{Placa de apoyo} = (L_{almohada} + 1 + 1) plg = (406.4mm + 25.4 + 25.4) = 457.2 mm$$

Para el ancho de la placa se considera el diámetro del perno 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, se aumenta en 2½" más el ancho de la placa:

Así el ancho de la placa del apoyo es:

$$W_{placa} = (W_{Almohad} + 1" + 1" + 2.5" + 2.5") \text{ plg}$$

$$W_{placa} = 431.8 \text{ mm} + 25.4 + 25.4 + 63.5 + 63.5 = 609.6 \text{ mm}$$

Se asume que la placa de apoyo transporta presiones de la almohadilla del apoyo a la parte de atrás de la placa. Por lo tanto la longitud de la placa en voladizo,  $L_{PV}$ , es:

$$L_{PV} = W_{placa} - W_{Almohad} = 609.6 \text{ mm} - 431.8 \text{ mm} = 177.8 \text{ mm}$$

El momento en la placa en voladizo,  $M_{pv}$ , es:

$$M_{PV} = \sigma_S * \frac{(Lvp)^2}{2} = 4.35 \text{ MPa} * \frac{177.8 \text{ mm}^2}{2} = 68758 \text{ N.mm/mm}$$

Se debe calcular el módulo de sección requerido para luego determinar el espesor de placa:

$$f_s = 0.55 * F_y = 0.55 * 248.2 \text{ MPa} = 136.51 \text{ MPa}$$

$$S_{req} = \frac{M_{PV}}{f_s} = \frac{68758 \text{ N.mm/mm}}{136.51 \text{ MPa}} = 503.68 \text{ mm}^3$$

El espesor de placa requerida es,  $E_{req}$ :

$$E_{req} = \sqrt{(6 * S_{req})} = \sqrt{(6 * 503.68 \text{ mm}^3)} = 55 \text{ mm}$$

**Con el valor de 55 mm obtenido se propone para este caso usar 64 mm (2.5 pulgadas) como espesor de la placa**

## **2.19 DISEÑO DE LA LOSA DE APROXIMACIÓN**

La losa de aproximación Se diseña para encauzar y disminuir el golpe que provoca el vehículo en la entrada del puente. Para el caso determinar la longitud mínima así como el espesor de la losa de aproximación se considera la siguiente ecuación: Longitud de la losa es del 50% al 60% la altura del estribo, en este caso se usó el 50% el resultado no debe ser menor que 3300 mm.

Long de losa=0.50\*8150 mm = 4075 usar por tanto 4000 mm > 3300 mm **¡OK!**

Para el caso del espesor de la losa de aproximación se propone usar 200 mm, de esta manera, determinar la carga muerta total de la estructura considerando también la carpeta asfáltica si se propone.

El análisis se hace para un **ancho unitario de 1000 mm** y se utilizan los pesos específicos necesarios para cada material en este caso para el concreto y el asfalto. Los pesos son determinados de la siguiente manera:

**$W_{(peso)} = \text{espesor} * \text{ancho unitario} * \text{peso específico en N/mm}$**

La carga muerta distribuida factorizada se determina para el **Estado Límite de Resistencia I** calculada de la siguiente manera:

**$W = 1.25*DC+1.50*DW = \text{obteniéndose el siguiente resultado } W = 8.37 \text{ N/mm}$**

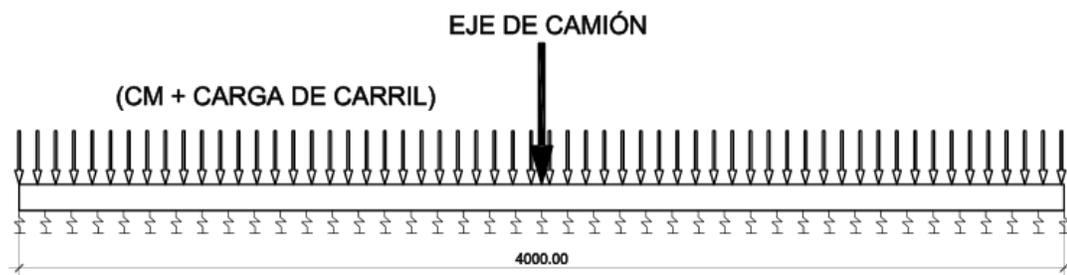
Para la carga viva se consideró la carga por carril de diseño tomado del Arto. 3.6.1.2.4 del LRFD, afectado por un 25% de acuerdo a lo estipulado por el MTI para el caso de sobrecarga vehicular, además se consideró también una carga puntual de uno de los ejes traseros del camión de diseño especificado en el Arto. 3.6.1.2.2 solo se toma un eje puesto que la separación entre ellos que es de 4300mm es superior al de la losa de aproximación que es de 4000mm, el peso

del eje es afectado también por el 25% estipulado por el MTI y un 33% de incremento por carga dinámica, de esta manera las cargas vivas utilizadas son:

$$W_{\text{carril de diseño}} = 9.3 \text{ N/mm} + \text{el 25\% del MTI} = \mathbf{11.625 \text{ N/mm}}.$$

$$\text{Carga}_{\text{eje del camión}} = 145000 \text{ N} + \text{el 25\% del MTI} + 33\% \text{ IM} = \mathbf{241062.5 \text{ N}}$$

Para determinar el momento para el diseño en la losa de aproximación, esta se analizó como un elemento sobre fundación elástica a como se idealiza en la siguiente figura:



**Figura 8: Idealización de losa de aproximación sobre fundación elástica**

El análisis se realizó con el software SAP 2000. Se utilizó un factor K llamado coeficiente de balasto para los resortes el cual se determinó como al doble de la resistencia del suelo, para el caso del eje del camión de diseño este se ensayó en tres partes de la losa, uno a la entrada a la losa, otra a un metro de la entrada y el ultimo a la mitad de la losa para lograr obtener el máximo momento debido al camión de diseño. Así de esta forma se obtiene el momento para carga muerta y carga viva, para el caso del eje del camión se da el mayor momento a un 30% de la longitud (1200 mm) de la losa con el eje ubicado a la entrada de la losa.

Se muestra a continuación los datos obtenidos.

- Momento por carril de diseño= **1150151.29 N.mm**
- Momento por camión de diseño= **132073542 N.mm**
- Momento por carga muerta= **827752.91 N.mm**

### 2.19.1 Ancho de distribución de carga viva:

Se usa para la distribución del momento por carga viva el ancho unitario que se ha considerado con anterioridad el cual se divide entre la sumatoria del momento obtenido para el carril de diseño y para el camión de diseño y obtener de esta forma el momento por unidad de ancho

$$M_{\text{máx}} = M_{\text{carril}} + M_{\text{camión}} = \mathbf{133223693.3 \text{ N.mm}}$$

Momento por unidad de ancho de losa:

$$M_{\text{unidad de ancho}} = M_{\text{máx}} / \text{Ancho unitario} = \mathbf{133223.69 \text{ N.mm/mm}}$$

Máximo momento positivo factorado por unidad de ancho de losa debido a la carga muerta más carga viva:

$$M_u = M. C. Muerta + M. \text{ por unidad de ancho} = \rightarrow \mathbf{Mu = 960976.60 \text{ N.mm}}$$

### 2.19.2 Resistencia a la Flexión:

Ahora se verifica a resistencia a la flexión mayorada en donde **Mr** se debe tomar según el **Arto. 5.7.3.2 del LRFD**

$$M_r = \phi M_n$$

Dónde:

**Mn** = resistencia nominal (N.mm)

**ϕ** = factor de resistencia especificado en el **AASHTO LRFD Artículo 5.5.4.2**

El factor de resistencia  $\phi$  tanto para flexión y tracción se deberá tomar como: 0.90

$$M_n = A_3 f_y \cdot \left( d_3 - \frac{a}{2} \right)$$

Se propone el refuerzo longitudinal para la losa, en este caso usar varilla # 4  
 Se calcula la cuantía de acero en donde la cuantía mín. es determinada como  
 sigue:  $\rho_{\text{mín}} = \frac{3 \cdot \sqrt{f'c}}{F_y} = 0.0047$  para  $F'c = 4000 \text{ lb/plg}^2$  y  $F_y = 40000 \text{ lb/plg}^2$

$$\rho = \frac{0.85 f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot f'c}} \right) \text{ donde } Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d_e^2}$$

$$\rho = 0.0004393 < 0.0047 \text{ por lo tanto } \rho = 0.0047$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_e \rightarrow A_s = 442 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La separación entre varillas se obtiene dividiendo el área de acero entre el área de la barra propuesta, de este modo Separación de varillas = **280 mm**

Cantidad de varillas a utilizar = ancho unitario / separación de barra = **4 varillas**

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 5.87 \text{ mm}$$

$$M_n = 12726641 \text{ N.mm}$$

$$M_r = \phi M_n = 11453977 \text{ N.mm}$$

$$M_r = 11453977 \text{ N.mm} > M_u = 960976.6 \text{ N.mm} \text{ ¡O.K!}$$

280 mm < 450 mm → ¡CUMPLE con la Separación Requerida!

**Usar varilla # 4 @ 280 mm → REFUERZO LONGITUDINAL**  
**¡Refuerzo Longitudinal colocado en el centro de la losa!**

### 2.19.3 Refuerzo en la dirección transversal:

Se debe disponer armadura en la dirección secundaria. (**AASHTO LRFD Arto. 9.7.3.2**). La armadura principal es paralela al tráfico, por lo tanto, la armadura en la dirección secundaria será:

$$1750/\sqrt{s} \leq 50\%$$

Se asume que "S" es igual a la longitud de losa de aproximación: 4000 mm

$$1750/\sqrt{S} = 27.67\% \leq 50\% \rightarrow \text{Usar } 27.67\%$$

La mínima cantidad de armadura es de 0.570 mm<sup>2</sup>/mm de acero para cada capa inferior y de 0.380 mm<sup>2</sup>/mm de acero para cada capa superior. (**AASHTO LRFD Arto. 9.7.2.5**)

$$A_3 = \% * A_s \text{ de refuerzo longitudinal} = 122.25 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Probando varilla **No: 3**

Separación de varillas a utilizar: 350 mm

Cantidad de varillas a utilizar: 4000 mm / 350 mm  $\approx$  **11 varillas**

$$A_s = (A_b * \text{Cant. De Varillas}) / W1 \text{ (más de un carril cargado)}$$

$$A_s = 784.6 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_3 = 122.25 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ ¡O.K!}$$

350 mm < 450 mm  $\rightarrow$  ¡CUMPLE con la Separación Requerida!

**Usar varilla # 3 @ 350 mm  $\rightarrow$  REFUERZO TRANSVERSAL**

**¡Refuerzo Transversal colocado en el centro de la losa!**

# UNIDAD 3

## DISEÑO DE SUBESTRUCTURA



### **3.1 DISEÑO DE SUBESTRUCTURAS**

En la subestructura del puente se realiza el diseño de un estribo de concreto reforzado utilizando el enfoque pseudo – estático de Mononobe – Okabe para determinar las cargas dinámicas provocadas por las aceleraciones del suelo.

#### **3.1.1 DATOS GENERALES**

<b>Tabla 10: PROPIEDADES DE LOS MATERIALES</b>	
Peso específico del concreto	2400 kg/m <sup>3</sup>
Resistencia del concreto a la compresión (a los 28 días)	4000 lb/plg <sup>2</sup>
Fluencia del acero de refuerzo	40000 lb/plg <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del acero	200000 MPa
<b>REQUISITOS DE RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO</b>	
Recubrimiento trasero del muro	60 mm
Recubrimiento trasero del cuerpo	60 mm
Recubrimiento superior de la base	50 mm
Recubrimiento inferior de la base	75 mm
<b>DATOS RELEVANTES DE LA SUPERESTRUCTURA</b>	
Espaciamiento de las vigas	1500 mm
Número de vigas	4 vigas
Longitud del claro	25000 mm
Altura del poste	1300 mm
Peso de barandas (formadas por postes y pasamanos)	189.56 kg/m
Ancho de la cubierta de afuera a afuera	7600 mm
<b>ALTURA DE ESTRIBOS Y MUROS DE ALA</b>	
Altura de la proa (cuerpo) del estribo	5700 mm
Altura de diseño del cuerpo del aletón	4000 mm
<b>LONGITUD DE ESTRIBOS Y MUROS DE ALA</b>	
Longitud del estribo	7600 mm
Longitud del aletón	3500 mm

### 3.2 DIMENSIONES PRELIMINARES DEL ESTRIBO

Para seleccionar el tipo óptimo de estribo se deben considerar las condiciones del sitio, además el costo, la geometría de la superestructura y la estética.

Para proponer las dimensiones del estribo se hace uso del libro de principios de ingeniería de cimentaciones de Brajas M. Das.

**Tabla 11: DIMENSIONES DE PRUEBA PARA ESTRIBO**

a0 =	300 mm	hc =	5700 mm
a1 =	600 mm	B0 =	2800 mm
H asumido =	8150 mm	B1 =	900 mm
h0 =	935 mm	B2 =	1000 mm
h1 asumido =	700 mm	B =	4600 mm
b0 =	300 mm	t =	815 mm
b1 =	600 mm	H final =	8150 mm

h0 = es la sumatoria del peralte de la viga de acero, espesor de losa de la calzada, altura de la cartela de concreto, espesor de placa de apoyo, altura de apoyo elastomérico- la altura de la losa de aproximación.

Al proponer la altura del estribo es muy importante tener en cuenta la altura libre que se lograra entre la parte baja de la viga y el cauce de la quebrada, considerando para esto un estudio hidrológico realizado previamente. Del estudio hidrológico realizado por la alcaldía de San Nicolás en el sitio de análisis se determinó que el tirante hidráulico en el lugar, para riesgo de fallo de la estructura es de 3.72mts. dato que ayuda a mantener las dimensiones propuestas en la tabla 7, ya que con ellas se logra una altura libre desde la parte baja de la viga hasta el nivel mínimo del cauce de 4.92mts.

### 3.3 DETERMINAR EFECTOS DE CARGA MUERTA

Una vez seleccionado las dimensiones preliminares del estribo se procede a calcular, las cargas muertas del estribo y de la superestructura. En los cálculos se agregan las reacciones por carga muerta de dos vigas exteriores con las reacciones por carga muerta de dos vigas interiores.

Carga muerta del muro de respaldo (pared trasera):  $CM_{\text{muro}} = 21.43 \text{ N/mm}$

Carga muerta del cuerpo del estribo:  $CM_{\text{cuerpo}} = 100.62 \text{ N/mm}$

Carga muerta de la base del estribo:  $CM_{\text{base}} = 88.24 \text{ N/mm}$

Carga muerta del suelo:  $CM_{\text{suelo}} = 138.47 \text{ N/mm}$

### 3.4 DETERMINAR EFECTOS DE CARGA VIVA

La carga viva de la pared trasera se calcula haciendo uso de dos ejes de camiones de diseño a lo largo del estribo afectados por el factor de presencia múltiple, la carga es aplicada a la longitud entera de la pared trasera del estribo.

$R_{LL} (\text{pared trasera}) = 39.07 \text{ N/mm}$

Del análisis de la viga en el programa **SAP 2000** usando un carril cargado y las cargas del camión de diseño, afectadas por el 25% del **MTI** y sólo el camión de diseño está afectado por el **IM** se obtienen las cargas siguientes:

$V_{\text{camión (máx)}} = 301610.75 \text{ N}$        $V_{\text{camión (mín)}} = 238701.8 \text{ N}$

$V_{\text{carril (máx)}} = 145312.5 \text{ N}$        $V_{\text{carril (mín)}} = 145312.5 \text{ N}$

Se calculan las cargas vivas máximas y mínimas que controlan el diseño según sea el caso y se multiplican por el factor de presencia múltiple.

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

$$r_{LL(m\acute{a}x)} = 446923.25 \text{ N}; R_{LL(m\acute{a}x)} = 70.57 \text{ N/mm}$$

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

$$r_{LL(m\acute{i}n)} = 384014.25 \text{ N}; R_{LL(m\acute{i}n)} = 60.63 \text{ N/mm}$$

Las cargas a continuación son empleadas en el asiento de la viga o en la parte superior del cuerpo del estribo para diseñar la base y no incluyen incremento por carga dinámica, pero si el factor de presencia múltiple.

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

$$r_{LL(m\acute{a}x1)} = 372087.5 \text{ N}; R_{LL(m\acute{a}x1)} = 58.75 \text{ N/mm}$$

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

$$r_{LL(m\acute{i}n1)} = 324787.5 \text{ N}; R_{LL(m\acute{i}n1)} = 51.28 \text{ N/mm}$$

### 3.5 CÁLCULO DE OTROS EFECTOS DE CARGA

#### 3.5.1 Carga de Viento en la Superestructura: WS

Para determinar la carga de viento en la superestructura, es necesario conocer la profundidad total de la parte superior de la barrera a la parte inferior de la viga para poder calcular el área de afectación del viento y aplicar la presión del viento correspondiente. Se considera que la carga de viento en el estribo de la superestructura es a la mitad de la longitud del claro por lo tanto:

$$D_{TOTAL} = 2393.71 \text{ mm (profundidad total)}$$

$$L_{VIENTO} = 12500 \text{ mm (mitad del claro del puente)}$$

$$A_{VIENTO} = 29921400 \text{ mm}^2$$

La presión horizontal del viento se determina según el **RNC-07** donde:

**$P_D = P_z$**  = presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada ( $\text{kg/m}^2$ ) (**Arto. 53 RNC-07**)

$P_z = 0.0479 C_p V_D^2$  en donde:

$C_p$  = coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura.

$V_D$  = velocidad de diseño a la altura  $z$ , definida en el **Artículo 49 (RNC-07)**.

Los factores de presión,  $C_p$ , para el caso del método estático, se determinan según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo con la clasificación especificada en el **Artículo 54 (RNC-07)**. para este caso se considera el caso III (Estructuras reticulares) por lo tanto  $C_p = 2.0$

Los efectos estáticos del viento sobre una estructura es determinada en base a la velocidad de diseño, la que se obtiene de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$VD = F_{TR} * F_{\alpha} * V_R \text{ (Arto. 49 RNC-07)}$$

$F_{TR}$  = factor adimensional correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante;

$F_{\alpha}$  = factor adimensional que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura; y

$V_R$  = velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura (m/s).

El factor correctivo por topografía y rugosidad,  $F_{TR}$  toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplante la estructura y a su vez la variación de la rugosidad de los alrededores del sitio. **(Arto. 52 RNC-07)**. En terreno de tipo R1, según se define en la Tabla 6 **(anexos, tabla 19)**, el factor de topografía y rugosidad,  $F_{TR}$ , se toma en todos los casos igual a 1.  $F_{TR} = 1.0$

El factor de variación con la altura,  $F_{\alpha}$  establece la variación de la velocidad del viento con la altura  $z$ . Se obtiene de siguiente manera: **(Arto. 51 RNC-07)**

$$F_{\alpha} = 1.0 \text{ si } z \leq 10 \text{ m}$$

$$F_{\alpha} = \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha} \text{ si } 10 \text{ m} \leq z \leq \delta$$

$$F_{\alpha} = \left(\frac{\delta}{10}\right)^{\alpha} \text{ si } z \geq \delta \quad \text{Donde:}$$

$\delta$  = altura gradiente, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante;  $\delta$  y  $z$  están dadas en metros.

$\alpha$  = exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura.

Los coeficientes  $\alpha$  y  $\delta$  están en función de la rugosidad del terreno (**Figura 6 RNC-07, anexos, figura 6**) y se definen en la Tabla 6 del RNC-07 (**anexos, tabla 19**).

**Z = 9.80 m < 10 m ¡OK! Y por lo tanto  $F_{\alpha} = 1.0$**

La velocidad regional se obtiene de la **Tabla 5 (anexos, tabla 5)** del **RNC-07**, de acuerdo con la zonificación eólica mostrada en la **Figura 7 (anexos, figura 5)**. Las estructuras del Grupo B se diseñan con los valores de 50 años de período de retorno, mientras que las estructuras del Grupo A se diseñan con los valores de 200 años de período de retorno. (**Arto. 50 RNC-07**)

El puente es considerado una estructura esencial, por lo tanto, clasifica dentro del: **Grupo A. (Arto. 20 RNC-07)** para una estructura del **Grupo A** y un período de retorno de 200 años, y para la zona 2, donde se ubica el puente, la velocidad regional es:  $V_R = 60 \text{ m/s}$

Entonces la velocidad de diseño,  $V_D$ , es: 60 m/s

La presión horizontal del viento es:  $P_D = P_z = 3.382 \times 10^{-03} \text{ MPa}$

La carga de viento total es: **WS<sub>total</sub> = 8.1 N/mm > 4.4 N/mm ¡O.K!**

### **Cargas de vientos en la superestructura actuando en diferentes ángulos:**

El viento se considera actuando en diferentes ángulos de ataque en el puente, a continuación se presentan los valores de ataque del viento.

En un ángulo de ataque del viento de 0 grados, las cargas de viento de la superestructura actuando en el estribo son:

$$WS_{Transv} = Carga_{lateral} * A_{viento} \rightarrow WS_{transversal} = 71811 \text{ N}$$

$$WS_{Long} = Carga_{Long} * A_{viento} \rightarrow WS_{Long} = 0 \text{ N}$$

En un ángulo de ataque del viento de 15 grados, las cargas de viento de la superestructura actuando en el estribo son:

$$WS_{transversal} = 62835 \text{ N y } WS_{longitudinal} = 8976 \text{ N}$$

### **3.5.2 Carga de Viento en el estribo (Subestructura): WS**

**Artículo. 3.8.1.2.3 del AASHTO LRFD:** Para direcciones del viento oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones posterior y frontal de la subestructura.

Área expuesta de viento en la elevación final del estribo:

$$A_{viento(sub)} = 5746500 \text{ mm}^2$$

En un ángulo de ataque del viento de 0 grados, las cargas de viento actuando en la elevación final del estribo son:

$$WS_{Transv} = A_{viento(sub)} * 0.0019 \text{ MPa} * \cos \theta \rightarrow WS_{transversal} = 10918 \text{ N}$$

$$WS_{long} = A_{viento(sub)} * 0.0019 \text{ MPa} * \sin \theta \rightarrow WS_{long} = 0 \text{ N}$$

En un ángulo de ataque del viento de 15 grados, las cargas de viento actuando en la elevación final del estribo son:

$$WS_{transversal} = 10546 \text{ N y } WS_{longitudinal} = 2826 \text{ N}$$

### 3.5.3 Presión de Viento sobre los vehículos: WL

En un ángulo de ataque del viento de 0 grados, las cargas de viento vehicular son:

$$WL_{Transv} = L_{viento} * ComponenteNormal \rightarrow WL_{transv} = 18250 \text{ N}$$

$$WL_{long} = L_{viento} * ComponenteParalela \rightarrow WL_{long} = 0 \text{ N}$$

En un ángulo de ataque del viento de 15 grados, las cargas de viento vehicular son:

$$WL_{transversal} = 16000 \text{ N y } WL_{longitudinal} = 2250 \text{ N}$$

### 3.5.4 Presión Vertical del Viento:

$$W_{vertical} = 7.296 \text{ N/mm}$$

### 3.5.5 Cargas Sísmicas: EQ

Haciendo uso del RNC-07: La estructura se ha clasificado como una estructura esencial, por lo tanto, se clasifica dentro del: Grupo A. Luego, el coeficiente sísmico,  $c$ , se determina como se especifica en el Arto. 24 RNC-07. El coeficiente sísmico de una estructura se calcula para el Método Estático Equivalente:

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

Dónde:

**S** = factor de amplificación por tipo de suelo.

**a<sub>0</sub>** = aceleración máxima del terreno, corresponde a la aceleración espectral cuando  $T = 0$

**Q'** = factor de reducción por comportamiento dúctil de una estructura.

**Ω** = factor de reducción por sobrerresistencia.

Para considerar los efectos de amplificación sísmica debidos a las características del terreno, los suelos se dividen en cuatro tipos, de acuerdo al

**Arto. 25 RNC-07.** En la **Tabla 2 (anexos, tabla 18)** del **RNC-07** se presentan los Factores de Amplificación por tipo de suelo, **S**.

El puente se localiza en una Comunidad del municipio de San Nicolás cuyo acceso está a 15 km de la carretera panamericana hacia Estelí sobre el km 145+00, por lo tanto se clasifica dentro de la Zona Sísmica: **B (Figura 2: Zonificación sísmica de Nicaragua, RNC -07, anexos, figura 7)**. El tipo de suelo es: **Tipo II** Por lo tanto, el factor de Amplificación por tipo de suelo es:

$$S = 1.5$$

Para el análisis estático equivalente y modal  $a_0$  se selecciona del mapa de isoaceleraciones del Anexo C del Reglamento Nacional de la Construcción 2007. De esta forma la aceleración máxima del terreno para la estructura del puente de acuerdo a su ubicación y clasificación es:  **$a_0 = 0.20$**

Para estructuras reservadas, como los puentes el factor de reducción por comportamiento dúctil de la estructura,  $Q'$ , puede tomarse como:  **$Q' = 1.5$**

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor: **(Arto. 22 RNC-07)**  
 **$\Omega = 2.0$**

El coeficiente sísmico calculado es:

$$c = 0.27 \text{ menor que } S * a_0 = 0.30 \text{ por lo tanto } c = 0.30$$

El ancho de asiento empírico del puente se toma como: **(Arto. 3.8.2 del AASHTO LRFD)**.

$$N = (200 + 0.0017 * L + 0.0067 * H) * (1 + 0.000125 * S^2)$$

Dónde:

**N** = mínima longitud de apoyo medida en forma normal al eje del apoyo (mm)

**L** = longitud del tablero del puente hasta la junta de expansión adyacente, o hasta el extremo del tablero; para los puentes de un solo tramo L es igual a la longitud del tablero (mm)

**H** = para los estribos, altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente hasta la siguiente junta de expansión (mm) para las columnas y/o pilares, altura de la columna o altura del pilar (mm) si hay articulaciones dentro de un tramo, altura promedio de las dos columnas o pilares adyacentes (mm) 0.0 para puentes de un solo tramo (mm)

**S** = oblicuidad del apoyo medida a partir de una recta normal al tramo (°)

**N = 242.5mm.**

### 3.5.6 Cargas debidas al empuje lateral del suelo: EH

#### 3.5.6.1 Análisis de Mononobe–Okabe:

El método de Mononobe – Okabe es utilizado para determinar los esfuerzos sísmicos del suelo que actúan el estribo.

El ángulo de fricción,  $\Phi$ , está en dependencia del tipo de material, y se obtiene a partir de estudio de suelos, debido a que un estudio realizado en el sitio afectado (quebrada grande) está enfocado a los sedimentos que son arrastrados a lo largo del cauce (entre estas, rocas) y no al tipo de suelo de la zona se asumirá este valor por lo tanto  $\Phi = 32^\circ$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right) \text{ donde: } k_h = 1.66A \left( \frac{A}{d} \right)^{0.25}$$

**A** = máxima aceleración sísmica (adimensional)

**d** = desplazamiento lateral del muro (mm)

Los empujes del suelo utilizados para diseñar los estribos se debe seleccionar de modo que sean consistentes con el requisito de que el estribo no debe moverse más que 38 mm en sentido lateral. (**LRFD C11.5.2**)

**$k_h = 0.089$**

**Arto. 27 RNC-07:** Las estructuras se analizan bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno.

$$k_v = 0$$

$$\Theta = \tan^{-1}(K_h/(1-K_v))$$

$$\text{Entonces: } \theta = 5.09^\circ$$

$$\delta = \theta/2 = \frac{1}{2} * 5.09^\circ = 2.545^\circ$$

$$i = \beta = 0^\circ$$

$$K_{AE} = 0.3538$$

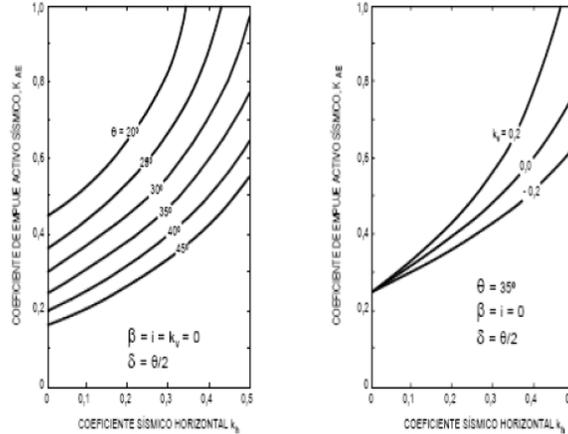


Figura A11.1.1.1-2 - Influencia del coeficiente sísmico y el ángulo de fricción del suelo sobre el coeficiente de empuje activo sísmico

**Figura 10: Influencia del coeficiente sísmico y el ángulo de fricción del suelo.**

La fuerza activa total ejercida por el estribo sobre la masa de suelo,  $E_{AE}$ , es:

$$\text{Para el muro de respaldo: } E_{AE} (\text{respaldo}) = 8.93 \text{ N/mm}$$

$$\text{Para el cuerpo del estribo: } E_{AE} (\text{cuerpo}) = 179.671 \text{ N/mm}$$

$$\text{Para la base del estribo: } E_{AE} (\text{base}) = 221.82 \text{ N/mm}$$

La expresión equivalente para el esfuerzo pasivo si el estribo está siendo empujado hacia el relleno es la siguiente: (**LRFD A11.1.1.1**)

$$E_{PE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{PE} \times 10^{-9}$$

Dónde:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \times \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}}$$

$$K_{PE} = 3.3391$$

De esta forma la fuerza pasiva total ejercida por el estribo sobre la masa de suelo,  $E_{PE}$ , es: Para la punta de la base del estribo:  $E_{PE} (\text{base} + h^*) = 286.50 \text{ N/mm}$

### 3.5.6.2 Cargas debidas a la sobrecarga uniforme: ES

Como se está proponiendo una losa de aproximación sobre el material de relleno, no se aplicara ninguna carga de sobrecarga uniforme y por lo tanto no se realiza ningún calculo.

### 3.5.6.3 Cargas debidas a la sobrecarga viva: LS

Este aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede evaluar como:  $\Delta_p = K * \gamma_s * g * h_{eq} * X 10^{-9}$  donde:

$\Delta_p$ = empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa)

$\gamma_s$ = densidad total del suelo ( $kg/m^3$ ).

$k$  = coeficiente de empuje lateral del suelo.

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

$g$  = aceleración de la gravedad ( $m/seg^2$ ).

Las alturas de suelo equivalente,  $h_{eq}$ , para cargas de carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se pueden tomar de las **Tablas 3.11.6.4-1 y 3.11.6.4-2** respectivamente (**anexos tabla 20 y 21**). Para alturas de muro intermedias se debe interpolar linealmente.

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

Se calcula ahora la carga de sobrecarga viva en la parte inferior del muro de respaldo en este caso, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar las condiciones activas mínimas  $k$  se toma como  $k_a$ . (**AASHTO LRFD C3.11.6.4**)

$k = k_{AE} = 0.3538$  y  $h_{eq} = 1173$  mm

Empuje horizontal constante del suelo es:  $\Delta_p$  (respaldo) = **0.0078 MPa**

Carga lateral debida a la sobrecarga viva:

**RLS** (respaldo) =  $\Delta_p$ (respaldo) \*  $h$ (muro de respaldo) = **12.75 N/mm**

Carga de sobrecarga viva en la parte inferior del cuerpo del estribo:

$h_{eq} = 600 \text{ mm}$  (según **Tabla 3.11.6.4-1 AASHTO LRFD**)

Empuje horizontal constante del suelo es:  $\Delta_p (\text{cuerpo}) = 0.0040 \text{ MPa}$

La carga lateral debida a la sobrecarga viva es:  $R_{LS (\text{cuerpo})} = 29.34 \text{ N/mm}$

Carga de sobrecarga viva en la parte inferior de la base del estribo es:

El empuje horizontal constante del suelo es:  $\Delta_p (\text{base}) = 0.0040 \text{ MPa}$

La carga lateral debida a la sobrecarga viva es:  $R_{LS (\text{base})} = 32.60 \text{ N/mm}$

### **3.5.7 Cargas debidas a la temperatura: TU**

En el diseño del estribo, se necesitan calcular cargas horizontales de temperatura como son la carga debida al aumento y descenso de temperatura. Para determinar estas cargas, se requiere la temperatura ambiente de la viga de acero, así como el coeficiente térmico de expansión para el acero y de esta forma calcular expansión o contracción de temperatura para luego determinar las cargas térmicas basadas en las propiedades del apoyo de neopreno.

El módulo de elasticidad y el coeficiente de expansión térmica de todos los grados de acero estructural se asumen como 200000 MPa y  $11.7 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$ , respectivamente. (**AASHTO LRFD Arto. 6.4.1**)

Se asume una temperatura ambiente para la viga de acero de:  $t_{\text{ambiente}} = 27^\circ\text{C}$

**Artículo. 3.12.2.1 de la AASHTO LRFD:** Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se debe utilizar la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica de la construcción supuesta para el diseño.

Los rangos de temperatura son los especificados en la **Tabla 3.12.2.1.1-1. (AASHTO LRFD, anexos, tabla 22)** Se utiliza el rango de temperatura para clima moderado para el acero:

Cálculo de la expansión:  $\Delta_{exp} = \varepsilon \cdot \Delta t \cdot L_{claro} = 6.7 \text{ mm}$

Cálculo de la contracción:  $\Delta_{contr} = \varepsilon \cdot \Delta t \cdot L_{claro} = 13.2 \text{ mm}$

Calculada la expansión y contracción por efecto de la temperatura, se determinan las cargas debidas a la temperatura usando la ecuación del: **(AASHTO LRFD Arto. 14.6.3.1)**

$$H_u = G * \frac{\Delta_u}{h_{rt}}$$

Dónde:

**H<sub>u</sub>**= fuerza factorada debida a la deformación de un elemento elastomérico (N)

**G** = módulo de corte del elastómero (MPa)

**A** = área en planta del elemento elastomérico o apoyo (mm<sup>2</sup>)

**Δ<sub>u</sub>**= deformación de cortante factorado (mm)

**h<sub>rt</sub>**= espesor total del elastómero (mm)

### 3.5.7.1 Carga debida al aumento de temperatura:

$$H_{u_{aumento \ temp}} = G * A \frac{\Delta_{exp}}{h_{rt}} \quad H_{a_{(aumento \ temp)}} = 7320.66 \text{ N (por apoyo)}$$

Luego se multiplica  $H_{u_{(aumento \ temp)}}$  por la cantidad de apoyo y se divide entre la longitud del estribo para de esta forma obtener la carga total debida al aumento de temperatura:

$$H_{u_{(aum. \ temp. \ total)}} = 3.85 \text{ N/mm}$$

### 3.5.7.2 Carga debida al descenso de temperatura:

$$H_{u_{descen \ temp}} = G * A \frac{\Delta_{cont}}{h_{rt}} \quad H_{u_{(descen. \ temp)}} = 14423 \text{ N (por apoyo)}$$

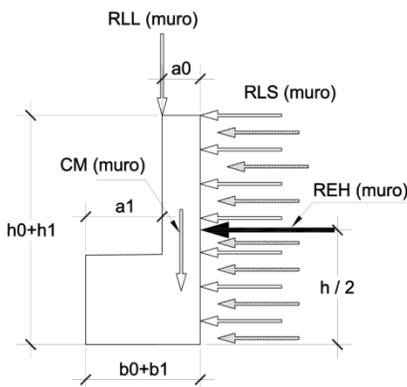
$$H_{u_{(descen. \ temp. \ total)}} = 7.59 \text{ N/mm}$$

### 3.6 COMBINACIÓN YANALISIS DE LOS EFECTOS DE FUERZA

Existen localizaciones donde los efectos de fuerza necesitan ser combinados y analizados para el diseño del estribo, estas son: la parte inferior del muro de respaldo, la parte inferior del cuerpo o parte superior de la zapata, y la parte inferior de la zapata. En el caso del diseño del muro de respaldo y del cuerpo del estribo, las cargas horizontales transversales no necesitan ser consideradas debido al alto momento de inercia sobre ese eje, sin embargo en la parte inferior de la zapata, las cargas horizontales transversales necesitan ser consideradas para su diseño.

#### 3.6.1 Parte inferior del muro de respaldo del estribo

Para la combinación y análisis de los efectos de fuerza, son necesarias las dimensiones del muro de respaldo del estribo, las cargas apropiadas, y la ubicación de la aplicación de las cargas.



Los siguientes Estados Límites son analizados para el caso del muro de respaldo:

- Estado Límite de Resistencia I
- Estado Límite de Resistencia III
- Estado Límite de Resistencia V
- Estado Límite de Servicio I.

Figura 11: Fuerzas actuando en el muro de respaldo

#### 3.6.1.1 Efecto de fuerzas sobre muro de respaldo

La máxima fuerza vertical factorada en el muro de respaldo, fuerza cortante, y momento para el Estado Límite de Resistencia es:

$$Fv_{(muro)} = 95.16 \text{ N/mm},$$

$$Vu_{(muro)} = 35.71 \text{ N/mm},$$

$$Mu_{(muro)} = 34593.79 \text{ N.mm/mm}$$

### 3.6.2 Parte inferior del cuerpo del estribo:

Para la parte inferior del cuerpo del estribo la combinación de los efectos de fuerza es similar a la del muro de respaldo con la incorporación de la carga de la superestructura y las cargas vivas.

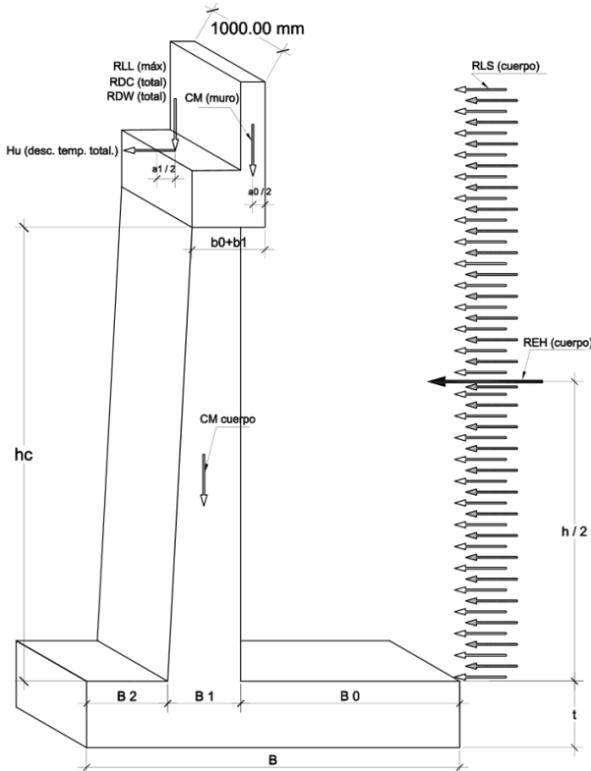


Figura 12: Fuerzas actuando en el cuerpo del estribo

Los efectos de fuerza para el cuerpo del estribo son combinados para los mismos Estados Límites que el muro de respaldo. Las cargas y factores de carga son similares al del muro de respaldo incorporando carga de viento sobre la estructura, viento sobre la carga viva y efectos térmicos.

#### 3.6.2.1 Efecto de fuerzas sobre cuerpo del estribo

La máxima fuerza vertical factorada en el cuerpo del estribo, fuerza cortante, y momento para el Estado Límite de Resistencia es:

$$Fv_{(\text{muro})} = 492.03 \text{ N/mm},$$

$$Vu_{(\text{muro})} = 324.65 \text{ N/mm},$$

$$Mu_{(\text{muro})} = 1221132.7 \text{ N.mm/mm}$$

### 3.6.3 Parte inferior de la base del estribo:

Para la parte inferior de la base del estribo la combinación de los efectos de fuerza es similar a la del muro de respaldo y el cuerpo y se anexa la carga de tierra en el talón del estribo

**.Artículo. 3.6.2.1 del LRFD:** No es necesario aplicar el incremento por carga dinámica a componentes de las fundaciones que están completamente por debajo del nivel del terreno.

Los efectos de fuerza para la parte inferior de la base son combinados para los mismos Estados Límites que en los casos anteriores. Las cargas y factores de carga son también similares.

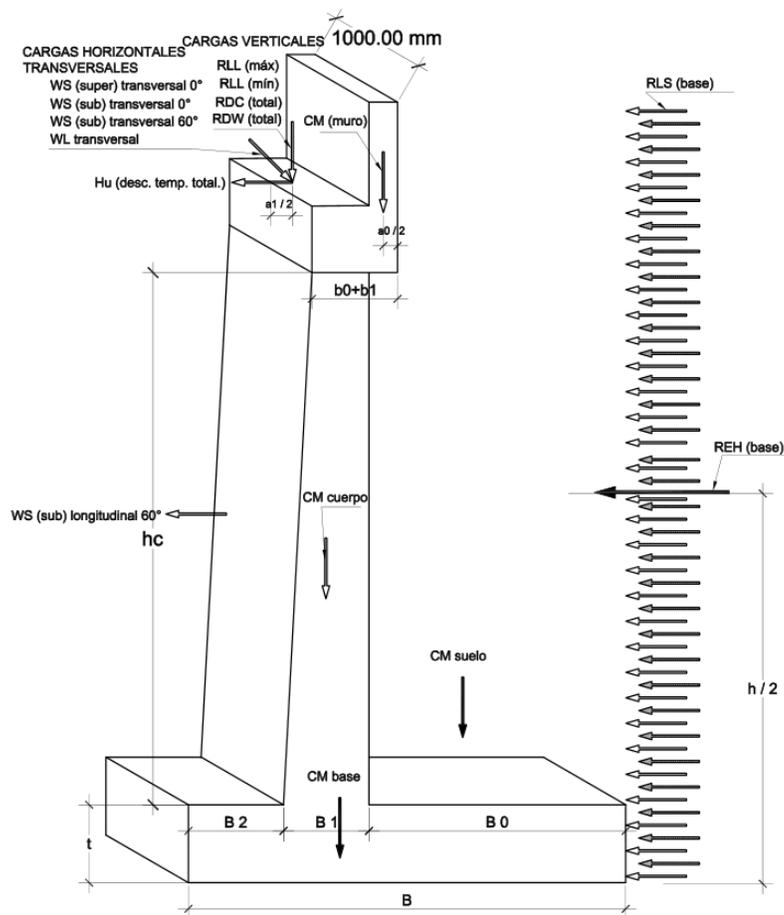


Figura 13: Fuerzas actuando en la base del estribo

Se muestra la siguiente tabla que sintetiza las fuerzas combinadas que han sido calculadas en la parte inferior de la base. Los valores mostrados en la tabla se han multiplicados por la longitud del estribo para obtener el efecto total.

**Tabla 12: Momento y fuerzas combinadas para los estados límites.**

Estados límites investigados	Mom. longitudinal N.mm	Mom. transversal N.mm	Fuerza vertical (N)	Carga lateral Longitudinal (N)	carga lateral transversal (N)
Resistencia I Máx/Final	11539198484	0	5841208	2991208	0
Resistencia I Mín/Final	7701230024	0	4286552	1979648	0
Resistencia III Máx/Final	9667579240	708104236	2557628	2557628	115824
Resistencia V Máx/Final	10844095188	383902980	5294236	2895828	51376
Servicio I Máx/Final	7665374896	333324144	4378512	1991276	43092
Servicio I Mín/Final	7712540116	52475872	4321740	1994088	8816

### 3.7 ESTABILIDAD Y REQUISITOS DE SEGURIDAD

**Artículo. 11.5.2 de la AASHTO LRFD:** Los estribos, pilas y muros de sostenimiento se deben investigar para ver si ocurrirán desplazamientos verticales y laterales excesivos en el Estado Límite de Servicio; también se debe verificar su estabilidad global en el Estado Límite de Servicio. Estudios realizados para determinar el comportamiento de diferentes puentes indican que las superestructuras de los puentes pueden soportar movimientos horizontales de los estribos menores que 38 mm sin sufrir daños significativos. (**AASHTO LRFD C11.5.2**).

**Artículo 10.6.3.1.5 del AASHTO LRFD:** Las zapatas sujetas a cargas excéntricas se deben diseñar de manera de asegurar que: La capacidad de carga mayorada sea mayor o igual que las solicitaciones debidas a las cargas mayoradas, y para las zapatas en suelos, la excentricidad de la zapata, evaluada en base a las cargas mayoradas sea menor que 1/4 de la correspondiente dimensión de la zapata, B o L.

**C10.6.3.1.5 (LRFD):** A los fines del diseño estructural, generalmente se asume que la presión de contacto varía linealmente a lo largo del fondo de la zapata. Esta hipótesis da por resultado una presión de contacto de distribución triangular o trapezoidal ligeramente conservadora.

La Figura 14 ilustra cómo se aplican típicamente los factores de carga para producir las solicitaciones extremas totales mayoradas para evaluar la estabilidad externa de los muros de sostenimiento. (LRFD C11.5.5)

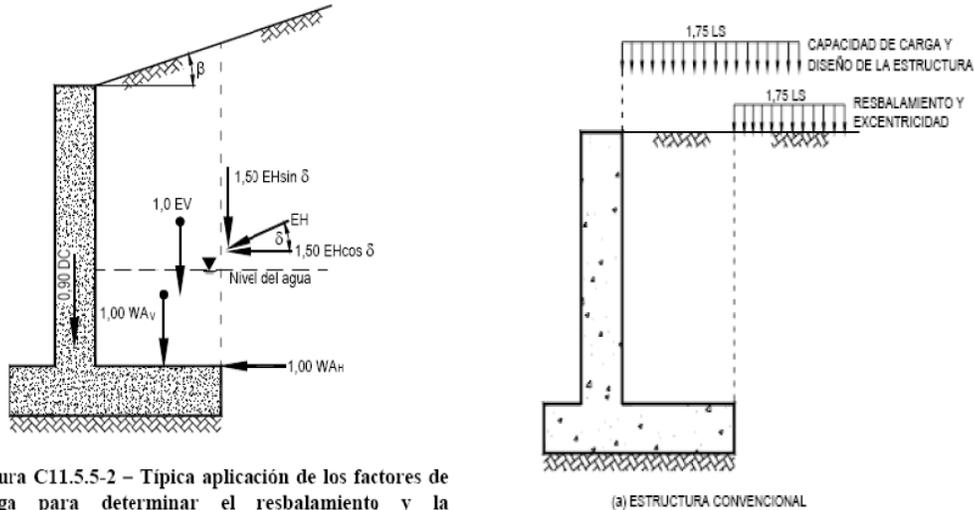


Figura C11.5.5-2 – Típica aplicación de los factores de carga para determinar el resbalamiento y la excentricidad

Figura 14: Aplicación típica de los factores de carga para producir solicitaciones extremas

### 3.7.1 En el Estado Límite de Resistencia I se tiene

$$\gamma_{DC} = 0.90$$

$$\gamma_{EH} = 1.50$$

$$\gamma_{EV} = 1.00$$

$$\gamma_{LS} = 1.75,$$

$$\eta_i = 1.0$$

$$\eta_i * (0.90DC + 1.00EV + 1.50EH + 1.75LS)$$

### 3.7.1.1 Cargas permanentes:

Para las cargas permanentes se tienen: **DC** = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales, **DW** = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos. **EH** = empuje horizontal del suelo. **ES** = sobrecarga de suelo. **EV** = empuje vertical debido al peso propio del suelo de relleno.

### 3.7.1.2 Cargas transitorias:

En el caso de las cargas transitorias se consideran: **LS** = sobrecarga viva.

**WA** = carga hidráulica y presión del flujo de agua.

### Momento con respecto a la parte inferior de la Punta de la base del estribo:

FIGURA GEOM.	A (mm <sup>2</sup> )	Y (N/mm <sup>3</sup> )	F (N/mm)	BRAZO (mm)	M (N.mm/mm)
Figura 1	2200000	1.888E-05	41.536	500.00	20768
Figura 2	128700	1.888E-05	2.43	1039.00	2524.8
Figura 3	855000	2.354E-05	18.114	1200.00	21736.8
Figura 4	3420000	2.354E-05	72.456	1600.00	115929.6
Figura 5	630000	2.354E-05	13.347	1750.00	23357.3
Figura 6	280500	2.354E-05	5.943	2050.00	12183.15
Figura 7	1710000	1.888E-05	32.285	2050.00	66184.3
Figura 8	17604000	1.888E-05	332.364	3400.00	1130037.6
Figura 9	3749000	2.354E-05	79.426	2300.00	182679.8
REH (base + h')			429.75	1507.5	647848.13
REH (base)			-332.73	4075	-1355874.8
RLS (base)			-57.05	2716.7	-154987.74
			597.901		712386.94

Tabla 13: Fuerzas en el momento debido al suelo y peso propio del estribo

### 3.7.2 EVALUACIÓN DE LA EXCENRICIDAD

Haciendo uso de las siguientes relaciones, se compara la excentricidad actual **e**

$$ae_{\text{máx.}} \quad e = \frac{B}{2} - x_r \rightarrow \text{Donde: } x_r = \frac{M_v - M_h}{V}$$

$$e_{\text{máx}} = 1150 \text{ mm} > e = 1110 \text{ mm} \text{ ¡OK!}$$

### 3.8 FALLA POR DESLIZAMIENTO.

**Artículo 10.6.3.3 de la AASHTO LRFD:** Se debe investigar la falla por resbalamiento en el caso de las zapatas que soportan cargas inclinadas y/o que están fundadas sobre una pendiente.

Las fallas por resbalamiento ocurren cuando las solicitaciones debidas a las cargas con componente horizontal superan el valor más crítico entre la resistencia al corte mayorada de los suelos o la resistencia al corte mayorada en la interfaz entre el suelo y la fundación. (**AASHTO LRFD C10.6.3.3**)

Se comparan la fuerza horizontal factorizada contra la resistencia de fricción entre la fundación y el suelo. Si la resistencia adecuada no es proporcionada por la zapata, se necesita agregar una llave de cortante llamada también dentellón.

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento,  $Q_r$ , en N, se puede tomar de acuerdo al **Arto. 10.6.3.3 del LRFD**.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_T \cdot Q_T + \phi_{ep} \cdot Q_{ep}$$

Dónde:

$\phi_\eta$  = factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación especificado en el **LRFD Tabla 10.5.5-1 (anexos, tabla 23)**

$Q_\eta$  = resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación (N)

$\phi_{ep}$  = factor de resistencia para la resistencia pasiva especificado en el **LRFD Tabla 10.5.5-1 (anexos, tabla 23)**

$Q_{ep}$  = resistencia pasiva nominal del suelo (N)

De la **Tabla 10.5.5-1 de la AASHTO LRFD** se obtiene:

$\phi_\tau = 0.80$  (Para hormigón colado en obra usando  $\Phi_f$  estimado a partir de datos de ensayos SPT)

Se asume que el suelo debajo de la Zapata es no cohesivo, y por lo tanto:

$$Q_r = V \cdot \tan \delta$$

En donde:  $\tan \delta = \tan \Phi_f$  para hormigón colado contra suelo

$\tan \delta = 0.8 \tan \Phi_f$  para zapatas de hormigón prefabricado y en donde:

$\Phi_f$  = ángulo de fricción interna del suelo (°)

$V$  = esfuerzo vertical total (N)

Para el **Estado Límite de Resistencia I:**

$n_D n_R n_i * (0.90DC + 1.00EV + 1.50EH + 1.75LS)$

$H = F$  volteo

$H = n_i * (1.50EH + 1.75LS)$

**$H = 275.68 \text{ N/mm}$**  (Tabla de Momentos en la punta de la base del estribo)

$V$  = Esfuerzo vertical total

$V = n_i * (0.90 \text{ DC} + 1.0 \text{ EV})$

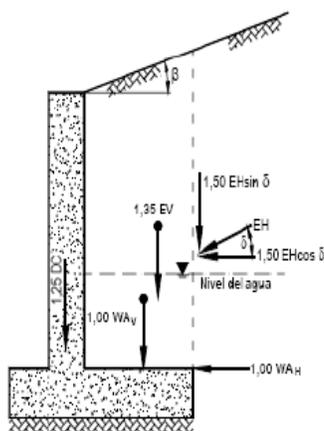
**$V = 597.901 \text{ N/mm}$**  (Tabla de Momentos en la punta de la base del estribo)

**$QR = F$  resistente =  $513.77 \text{ N/mm} > H = 275.68 \text{ N/mm}$  ¡OK!**

(Para este caso No se necesita agregar llave de cortante)

### 3.9 CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS DEBAJO DE LAS ZAPATAS

**Arto. 10.6.3.1.1 (LRFD):** La capacidad de carga mayorada,  $q_R$ , en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como:



$$q_R = \Phi q_n = \Phi * q_{ult}$$

Dónde:

$\Phi$  = factor de Resistencia especificado en el AASHTO LRFD Artículo 10.5.5

$q_n = q_{ult}$  = capacidad de carga nominal (MPa)

**Figura 15:** Típica aplicación de los factores de carga para determinar la capacidad de carga

**Arto. 10.5.5 (LRFD):** Los factores de resistencia para los diferentes tipos de sistemas de fundación en el Estado Límite de Resistencia se deberán tomar como se especifica en las Tablas 10.5.5-1 a 10.5.5-3.

### 3.9.1 COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES DE CARGAS

**3.9.1.1 Para el Estado Límite de Resistencia I se utilizan:**

$$\gamma_{DC} = 1.25 \quad \gamma_{EH} = 1.50 \quad \gamma_{EV} = 1.35 \quad \gamma_{LS} = 1.75,$$

$$\eta_i = 1.0 \quad \eta_i * (1.25DC + 1.35EV + 1.50EH + 1.75LS)$$

**Momento con respecto a la parte inferior de la Punta de la base del estribo**

FIGURA GEOM.	A (mm <sup>2</sup> )	Y (N/mm <sup>3</sup> )	F (N/mm)	BRAZO (mm)	M (N.mm/mm)
Figura 1	2200000	1.888E-05	56.074	500.00	28037
Figura 2	128700	1.888E-05	3.28	1039.00	3407.9
Figura 3	855000	2.354E-05	25.158	1200.00	30189.6
Figura 4	3420000	2.354E-05	100.634	1600.00	161014.4
Figura 5	630000	2.354E-05	18.538	1750.00	32441.5
Figura 6	280500	2.354E-05	8.254	2050.00	16920.7
Figura 7	1710000	1.888E-05	43.584	2050.00	89347.2
Figura 8	17604000	1.888E-05	448.691	3400.00	1525549.4
Figura 9	3749000	2.354E-05	110.314	2300.00	253722.2
REH (base + h')			429.75	1507.5	647848.13
REH (base)			-332.73	4075	-1355874.8
RLS (base)			-57.05	4075	-232478.8
			<b>814.527</b>		<b>1200124.43</b>

Tabla 14: Fuerzas y momentos debido al suelo y peso propio del estribo.

### 3.9.2 EVALUACIÓN DE LA EXCENRICIDAD

$$E_{\text{máx.}} = 1150\text{mm} > e = 840\text{ mm } \text{¡OK!}$$

Ahora se verifica si la capacidad de carga mayorada es adecuada para la presión calculada  $\sigma_v$ .

**Artículo 11.6.3.2 de la AASHTO LRFD:** La capacidad de carga se deberá investigar en el Estado Límite de Resistencia utilizando cargas y resistencias mayoradas, y asumiendo las siguientes distribuciones de la presión del suelo. Si el muro es soportado por una fundación en suelo: la tensión vertical se debe calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva.

De la tabla 10.5.5-1 del AASHTO LRFD se obtiene:

$\Phi = 0.45$  (Procedimiento semi-empírico utilizando datos de ensayos SPT)

$Q_r = \Phi * q_n \rightarrow$  ( $q_n$  es la capacidad de carga nominal)

**$Q_r = 0.475$  MPa.**

La tensión vertical se supone de la siguiente manera:  $\sigma_V = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sum V}{B - 2e}$

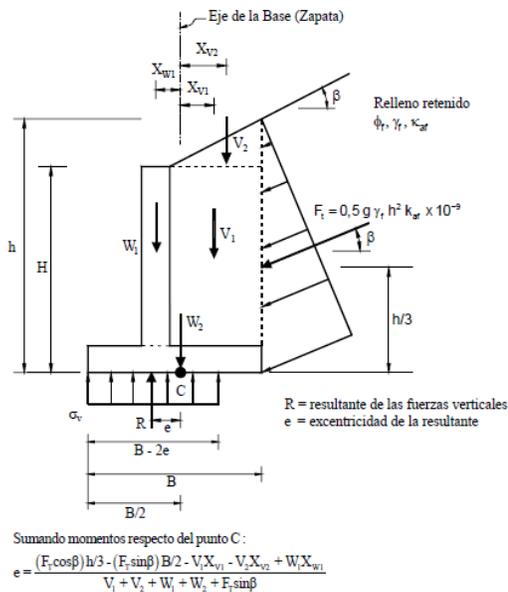


Figura 11.6.3.2-1 – Criterios para determinar la presión de contacto para el caso de muros de sostenimiento convencionales con fundaciones en suelo

**Figura 16: Criterios para determinar la presión de contacto de la fuerza**

**$\sigma_v = 0.139$  MPa <  $qR = 0.475$  MPa ¡OK!**

Dónde:

$\sum V$  = sumatoria de las fuerzas verticales y las demás variables son como se define en la siguiente **Figura 11.6.3.2-1**.

Se verifican también los rangos de seguridad para volteo, deslizamiento y capacidad de carga para el caso del estribo.

- Factor de seguridad para el volteo:  $F_{seg} = \frac{\Sigma M_r}{M_o} > 2$ ,  $F_{seg} = 2.97 > 2$ , !OK!
- Factor de seguridad para deslizamiento:

$$F_{seg} = \frac{F_{resist. deslizamiento}}{F_{provocan deslizamiento}} > 1.50, \quad F_{seg} = 1.86 > 1.50, \quad !OK!$$

- Factor de seguridad para el volteo:  $F_{seg} = \frac{qR}{\sigma V} > 3$ ,  $F_{seg} = 3.42 > 3$ , !OK!

### **3.10 DISEÑO DEL REFUERZO EN EL ESTRIBO**

#### **3.10.1 DISEÑO DEL MURO DE RESPALDO**

Se utiliza el método convencional basado en la resistencia de los materiales para diseñar el muro de respaldo.

##### **3.10.1.1 Diseño por Flexión:**

Para el diseño se propone una varilla para refuerzo en este caso **varilla # 5** y se utilizan los requisitos de refuerzo mínimo de acuerdo al Arto. 5.7.3.3.2 del AASHTO LRFD.

1.2 veces el momento de fisuración,  $M_{cr}$ ;

1.33 veces el momento mayorado requerido.

El momento de fisuración es calculado por:  $M_{cr} = f_r \frac{I_g}{\gamma_t}$

$M_{cr}$ = momento de fisuración (N.mm)

$f_r$ = módulo de rotura del hormigón como se especifica en el **Arto 5.4.2.6 del LRFD** (MPa), concreto de densidad normal:  $f_r = 0.97 * \sqrt{f'_c}$

$I_g$ = momento de inercia (mm<sup>4</sup>):  $I_g = \frac{1}{12} b \cdot h^3$

$\gamma_t$ = distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada (mm)

Así los valores obtenidos son:

$$1.2 M_{cr} = 92340000 \text{ N.mm/mm y } 1.33 M_u (\text{muro}) = 46009.741 \text{ N.mm/mm}$$

Se hace uso del menor momento para el control de los requisitos de refuerzo mínimo por lo tanto:  $M_u = 46009.741 \text{ N.mm/mm}$

La profundidad efectiva del elemento es:

$$d_e = \text{Espesor (muro)} - \text{Recubrimiento lateral} - d_b/2 \rightarrow d_e = 232.06 \text{ mm}$$

El factor de resistencia  $\phi$  se considera de acuerdo al Arto. 5.5.4.2.1 del LRFD:

Para flexión y tracción del hormigón armado: 0.90

La cantidad requerida de acero de refuerzo se determina, como sigue:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d_e^2}, \text{ donde:}$$

$R_n$  = término usado para la expresión del porcentaje de acero requerido en miembros a flexión.

Se calcula la cuantía de acero en donde la cuantía mín. es determinada como sigue:  $\rho_{\text{mín}} = \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{F_y} = 0.0047$  para  $F'_c = 4000 \text{ lb/plg}^2$  y  $F_y = 40000 \text{ lb/plg}^2$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right) \rightarrow \rho = 0.000003 < 0.0047 \text{ por lo tanto } \rho = 0.0047$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_e \rightarrow A_s = 1090.7 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

**Usar varilla. # 5 @ 180 mm → REFUERZO VERTICAL**

**¡Para ambas caras: frontal y trasera!**

**ACI R7.12.1:** Se requiere refuerzo de retracción y temperatura perpendicular al refuerzo principal, para minimizar la fisuración y para amarrar la estructura con el fin de garantizar que actúe como se supone en el diseño.

$$A_s \geq 0.75 \frac{A_g}{(\text{perímetro} \cdot f_y)} \text{ Ó bien } \sum A_b = 0.0018 A_g, \text{ Dónde:}$$

$A_g$  = área bruta de la sección ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

El área de acero de refuerzo será: **540  $\text{mm}^2/\text{mm}$**

**Usar varilla # 4 @ 230 mm → REFUERZO HORIZONTAL**

**¡Para ambas caras: frontal y trasera!**

### **3.10.1.2 DISEÑO POR CORTANTE:**

Se verifica además el diseño por cortante en donde la fuerza cortante longitudinal factorada en la base del muro de respaldo es:

$$V_u (\text{muro}) = 35.71 \text{ N/mm}$$

La resistencia al corte mayorada,  $V_r$ , se toma de acuerdo al Arto 5.8.2.1 del LRFD:

$$V_r = \phi V_n$$

Dónde:

$V_n$  = resistencia nominal al corte especificada en el LRFD Artículo 5.8.3.3 (N)

$\phi$  = factor de resistencia especificado en el LRFD Artículo 5.5.4.2

El factor de resistencia  $\phi$  Para corte y torsión se considera como:

a). Hormigón de densidad normal..... 0.90

b). Hormigón de baja densidad..... 0.70 (AASHTO LRFD Arto. 5.5.4.2.1)

La resistencia nominal al corte,  $V_n$ , se debe tomar como el menor valor entre: (AASHTO LRFD Arto. 5.8.3.3)

$V_n = V_c$ ; Siendo:  $V_c = 0.0083\beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$  y  $V_n = 0.25 f'c * b_v * d_v$  dónde:

$b_v$  = ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura  $d_v$ , como se determina en el **AASHTO LRFD Artículo 5.8.2.9** (mm)

$d_v$  = altura de corte efectiva como se determina en el **Artículo 5.8.2.9** (mm)

$\beta$  = factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción según se especifica en el **LRFD Artículo 5.8.3.4**

$$V_r = 178.416 \text{ N/mm}$$

$$V_u (\text{muro}) = 35.71 \text{ N/mm} \leq V_r = 178.416 \text{ N/mm} \text{ ¡OK!}$$

**¡La sección SÍ es adecuada por cortante!**

### 3.10.1.3 REFUERZO EN VIGA DE ASIENTO

La viga de asiento soporta las cargas que transmite la superestructura a través de las vigas longitudinales, para determinar el acero de refuerzo se considera, la carga muerta de la superestructura, el peso propio de la viga de asiento y del muro de respaldo y la carga viva producto de las reacciones del camión de diseño así como del carril de diseño.

Los máximos momentos positivos y negativos así como los cortantes son obtenidos analizando la viga en el software SAP2000

Momento positivo= 86322906.95 N.mm

Momento negativo= 492512500 N.mm

Cortante  $V_u = 635500 \text{ N}$

Para simplificación de cálculos se utiliza el mayor momento = 492512500 N.mm  
Y el refuerzo obtenido se utiliza tanto en el acero de compresión así como en el acero de tensión.

Se propone varilla # 8

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 * F_y * j * d} = 3207.03 \text{ mm}^2, a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * F'_c * b} = 41.29 \text{ mm}$$

$$M_r = 0.90 * A_s * F_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 493034957 \text{ N.mm} > 492512500 \text{ N.mm} \text{ ¡OK!}$$

**Usar varilla. # 8 @ 160 mm para parte en tensión y compresión**

A partir del cortante se calcula el estribo a utilizar, para esto se determina el área mínima para la varilla del estribo y la separación entre ellos.

$$A_{\text{mín}} = \frac{3.5 * b * S_{\text{prop}}}{F_y} = 224 \text{ mm}^2$$

Se propone varilla # 4 y a partir del área de la varilla se calcula la separación del estribo:

$$S_{\text{est.}} = \frac{A_{\text{est.}} * f_y * d}{V_s}$$

Dónde:

A est: área de la varilla del estribo.

Vs: Resistencia nominal al corte.

**Usar estribo con varilla # 4 @ 180 mm**

### 3.11 DISEÑO DEL CUERPO DEL ESTRIBO

Ahora se calculan los refuerzos para el cuerpo del estribo siguiendo el procedimiento utilizado para el caso del muro de respaldo.

#### 3.11.1 Diseño por Flexión:

Se propone como refuerzo vertical **varilla # 10**, donde se determina el momento de fisuración y se utiliza también el momento último generado en el muro y de acuerdo al Arto. 5.7.3.3.2 del AASHTO LRFD

**1.2**  $M_{cr} = 831060000 \text{ N.mm/mm}$  y **1.33**  $M_u (\text{muro}) = 1624106 \text{ N.mm/mm}$

Haciendo uso del menor momento para el control de los requisitos de refuerzo mínimo se utiliza:  **$M_u = 1624106 \text{ N.mm/mm}$** .

de = Espesor (muro) – Recubrimiento lateral – db/2 → **de = 824.13 mm**

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right) \rightarrow \rho = 0.0000096 < 0.0047 \text{ por lo tanto } \rho = 0.0047$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_e \rightarrow A_s = 3873.41 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

**Usar varilla. # 10 @ 200 mm → REFUERZO VERTICAL**

**¡Para ambas caras: frontal y trasera del cuerpo del Estribo!**

También se calcula refuerzo de retracción y temperatura perpendicular al refuerzo principal, de acuerdo al **ACI R7.12.1**

El are de acero requerido es:  $A_s = 1620 \text{ mm}^2/\text{mm}$

**Usar varilla # 8 @ 300 mm → REFUERZO HORIZONTAL**

**¡Para ambas caras: frontal y trasera del cuerpo del Estribo!**

### 3.11.2 DISEÑO POR CORTANTE

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base del cuerpo del estribo es:

$$Vu_{(\text{cuerpo})} = 324.65 \text{ N/mm}$$

La resistencia al corte mayorada,  $V_r$ , se debe tomar como: (AASHTO LRFD Arto. 5.8.2.1)

$$V_r = \phi V_n \rightarrow V_r = 5191.011 \text{ N/mm}$$

$$Vu_{(\text{cuerpo})} = 324.65 \text{ N mm} \leq V_r = 5191.011 \text{ N mm} \text{ ¡O.K!}$$

**¡La sección Sí es adecuada por cortante**

### 3.11.3 LONGITUDES DE ANCLAJES

Es necesario determinar anclajes para el refuerzo del cuerpo del estribo los cuales se utilizan para amarrar estos refuerzos hasta la base del estribo. Haciendo uso del ACI específicamente del capítulo 12 se determinan las longitudes de anclajes en el área de compresión así como en el área de tensión. Para el área de tensión se utiliza la siguiente ecuación:

$$ld = \left( \frac{9}{10} * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} * \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left( \frac{Cb+ktr}{db} \right)} \right) db \text{ (ecuación 12 - 1 del ACI)}$$

Donde,

**Ld** = longitud de desarrollo.

$\psi_t, \psi_e, \psi_s$  = Factores por tamaño del refuerzo que refleja el comportamiento más favorable del refuerzo de menor diámetro (ACI R12.2).

$\lambda$  = Factor que refleja la menor resistencia a la tracción del concreto liviano y la reducción resultante en la resistencia a hendimiento, lo cual incrementa la longitud de desarrollo en el concreto liviano.

$C_b$  = es un factor que representa el menor valor entre el recubrimiento lateral, el recubrimiento de la barra o alambre y la mitad del espaciamiento medido entre los centros de las barras o alambres.

$K_{tr}$  = es un factor que representa la contribución del refuerzo de confinamiento que atraviesa los planos potenciales de hendimiento.

$d_b$  = Diámetro de la barra.

$(C_b + K_{tr})/d_b$  no debe tomarse mayor a 2.5

La longitud de desarrollo en tensión  **$l_d = 973 \text{ mm}$** .

Para el caso del anclaje en compresión se utilizan dos ecuaciones y se toma el valor que resulte mayor.

$$l_{dc} = (0.24 * f_y * f'_c) * d_b = 76 \text{ mm} \text{ y } l_{dc} = (0.043 * f_y) * d_b = 377 \text{ mm}.$$

La longitud de desarrollo en compresión  **$l_d = 377 \text{ mm}$** .

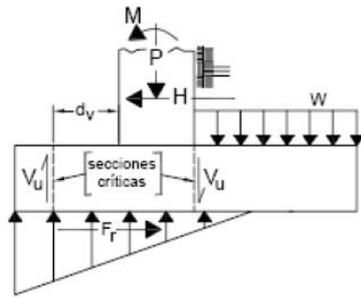
Para el caso del anclaje en compresión se le suma el traslape de la barra de refuerzo.

### 3.12 DISEÑO DE LA BASE DEL ESTRIBO

En el caso de la base del estribo, la sección crítica para flexión se ubica en la cara del cuerpo del estribo para el refuerzo superior e inferior, y comportamiento de corte en una dirección y dos direcciones.

**C5.13.3.6.1. (LRFD):** 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 crítica para corte se toma en la cara posterior del alma, como se ilustra en la **Figura C5.13.3.6.1-1**, donde  $d_v$  es la profundidad efectiva para corte



**Figura C5.13.3.6.1-1** Ejemplo de secciones críticas para corte en zapatas

**Figura 17: Sección crítica para corte en zapata**

### 3.12.1 REFUERZO PARA EL TALÓN:

Se prueba con varilla número **10** a cada 140 mm

$$A_s = 1.689 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Para el Talón:  $\rightarrow d_{s \text{ talón}} = 749.13 \text{ mm}$

$$a_{\text{talón}} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \rightarrow a_{\text{talón}} = 0.07 \text{ mm}$$

$$d_{v \text{ talón máx}} = 749 \text{ mm}$$

#### 3.12.1.1 Chequeo del Talón para corte

Para el talón de la zapata la sección crítica de corte está ubicada en la cara posterior del muro. Es asumido que el talón de la zapata transporta su peso propio y el bloque de tierra rectangular encima de él. Esto omite el beneficio de cualquier presión de tierra ascendente debajo de la zapata.

$$V_{U \text{ Talón}} = n_i * [(Y_{EV} * Y_s * (h_0 + h_i + h_c) * B_0) + (Y_{DC} * Y_c * t * B_0)]$$

$$V_{U(\text{talón})} = 569.53 \text{ N/mm}$$

$$\phi V_C = \phi * 0.0083 * \beta * \sqrt{f'_c * b_v} * d_v = 592.12 \text{ N/mm}$$

$$Vu(\text{talón}) = 569.53 \frac{N}{mm} \leq Vr = \phi Vc = 592.12 N/mm \text{ ¡BIEN!}$$

**El talón si es adecuado por cortante**

### 3.12.2 REFUERZO PARA LA PUNTA

Se prueba con varilla número 6 a cada 300 mm

$$As = 1.689 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Entonces para la punta:  $\rightarrow d_{s \text{ punta}} = 732.06 \text{ mm}$

$$a_{\text{punta}} = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} \rightarrow a_{\text{punta}} = 0.01 \text{ mm}$$

$$d_{\text{vpunta}} = 732 \text{ mm}$$

#### 3.12.2.1 Chequeo de la punta para corte

La sección crítica de corte para la punta de la zapata se localiza en  $d_v$  de la cara frontal del muro.

$$Vu_{\text{punta}} = \eta i \left( \left( \gamma_{EV} \cdot \gamma_S \cdot h^* \cdot \left( \frac{1}{2} (B2 + (B2 + X)) \right) \right) \right) + (\gamma_{DC} \cdot \gamma_C \cdot t \cdot B2)$$

$$\phi V_C = \phi * 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * bv * d_v$$

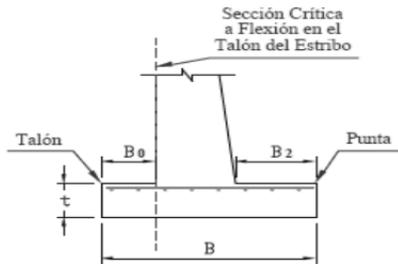
$$Vu_{(\text{punta})} = 83.34 \text{ N/mm} \leq Vr = \phi Vq = 578.68 \text{ N/mm}$$

**¡La punta SÍ es adecuada por Cortante!**

### 3.12.3 DISEÑO DEL REFUERZO DE LA ZAPATA

**Artículo 5.13.3.4 del LRFD:** La sección crítica para flexión se deberá tomar en la cara de la columna, pilar o tabique.

### 3.12.3.1 Refuerzo Transversal Superior:



$$V_u (\text{talón}) = 569.53 \text{ N/mm}$$

$$M_u (\text{talón}) = 768865.50 \text{ N.mm/mm}$$

Figura 18: Detalle de refuerzo

Para resolver el área de acero requerida se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_u = \phi M_n = \phi A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) = \phi A_s \cdot f_y \left( d_s - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 f'_c \cdot b} \right)$$

$$A_s (\text{proporcionado}) = 5.655 \text{ mm}^2/\text{mm} \geq A_s (\text{requerido}) = 4.135 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ ¡OK!}$$

#### 3.12.3.1.1 Verificación de la Armadura Mínima:

El momento de fisuración es calculado por:  $M_{cr} = f_r \cdot \frac{I_g}{y_t}$

$$f_r = 0.97 \cdot \sqrt{f'_c} \rightarrow f_r = 5.13 \text{ MPa}$$

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3 \rightarrow I_g = 45111947917 \text{ mm}^4$$

$$1.2 M_{cr} = 681494850 \text{ N.mm/mm}$$

El momento mayorado requerido por las combinaciones de carga es:

$$1.33 M_u (\text{talón}) = 1022591 \text{ N.mm/mm}$$

Haciendo uso del menor momento para el control de los requisitos de refuerzo mínimo se toma  $M_u = 1022591 \text{ N.mm/mm}$

La resistencia a la flexión mayorada  $M_r$  para el refuerzo superior se toma como:

$$M_r = \phi A_s \cdot f_y \left( d_s - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$$M_r = 1051495.88 \text{ N.mm/mm} \geq M_u = 1022591 \text{ N.mm/mm} \text{ ¡OK!}$$

No se verifica la armadura máxima debido a que en la norma de la AASHTO LRFD del 2007 para el caso de límites de armaduras Arto. 5.7.3.3 la armadura máxima no se investiga.

**Usar varilla # 10 @ 140 mm → REFUERZO TRANSVERSAL**  
**¡Refuerzo Superior para el Talón de la Base!**

### 3.12.3.2 Refuerzo Transversal Inferior:

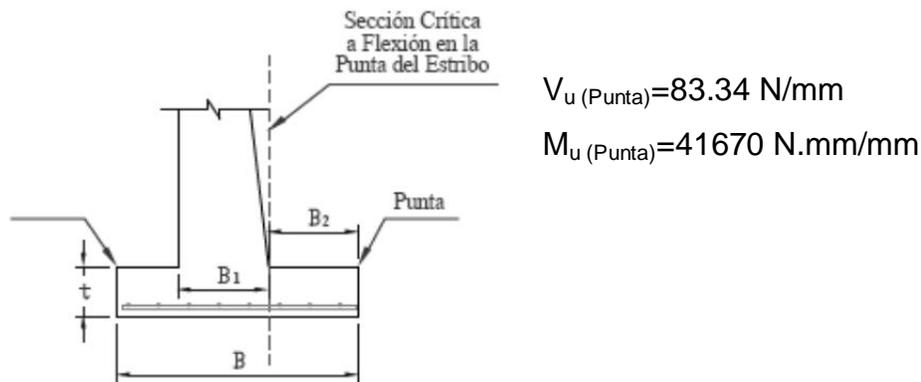


Figura 19: Detalle de refuerzo inferior

Diseño del refuerzo transversal inferior de la base del estribo.

$$A_S (\text{Proporcionado}) = 0.66 \text{ mm}^2/\text{mm} \geq A_S (\text{Requerido}) = 0.23 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

#### 3.12.3.2.1 Verificando la Armadura Mínima:

El momento de fisuración es calculado por:  $M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t}$

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 5.13 \text{ MPa}$$

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3 = 45111947917 \text{ mm}^4$$

$$1.2 M_{cr} = 681494850 \text{ N.mm/mm}$$

El momento mayorado requerido por las combinaciones de carga es:

$$1.33 M_u (Punta) = 55421.1 \text{ N.mm/mm}$$

Haciendo uso del menor momento para el control de los requisitos de refuerzo mínimo se toma  $M_u = 55421.1 \text{ N.mm/mm}$

La resistencia a la flexión mayorada **Mr** para el refuerzo inferior se toma como:

$$M_r = \phi A_s f_y \left( d_s \frac{A_s f_y}{2 * 0.85 * f'_c * b} \right) = 119929.25 \text{ N.mm/mm}$$

$$M_r = 119929.25 \text{ N mm/mm} \geq M_u = 55421.1 \text{ N mm/mm} \text{ ¡OK!}$$

**Usar varilla # 5 @ 300 mm → REFUERZO TRANSVERSAL**

**¡Refuerzo Inferior para la Punta de la Base!**

### 3.12.3.3 Refuerzo Longitudinal

Se propone armadura longitudinal en la zapata basado en los requisitos de Contracción y Temperatura, para minimizar la fisuración y para amarrar la estructura con el fin de garantizar que actúe como se supone en el diseño según se especifica en el **ACI R7.12.1**

$$A_s \geq 0.75 \frac{A_g}{\text{perimetro} * f_y} \text{ O bien: } \sum A_b = 0.0018 A_g$$

El área de acero de refuerzo es: **0.6105 mm<sup>2</sup>/mm**

**Usar varilla # 4 @ 210 mm → REFUERZO LONGITUDINAL**

**¡Refuerzo en la capa Superior e Inferior de la Base del Estribo!**

# UNIDAD 4

## PRESUPUESTO DEL PUENTE



#### **4.1 PRESUPUESTO DEL PUENTE**

Se realizó un estimado del costo para la construcción del puente en donde se realizaron los cálculos de volumen de concreto, así como las cantidades de materiales como bolsas de cemento, metros cúbicos de arena y de piedrín, también los cálculos del acero de refuerzo en cada una de las estructuras como son la losa para el tablero incluyendo la acera y los postes de concreto para la baranda de protección, además del estribo que se diseñó con una estructura de concreto reforzado y la losa de aproximación, también se realizaron cálculos de tablas para formaletas reglas de maderas para soporte de formaleta y clavos.

Las proporciones utilizadas para el caso del concreto fueron de 4000 psi para la losa de tablero así como de la losa de aproximación y la subestructura (estribos y aletones), también se utilizó proporción de 3000 psi para el caso de los postes usados en las barandas para protección.

En el caso de la viga y sus elementos metálicos se calcularon el peso en libras tanto para las vigas y los rigidizadores transversales y para los conectores siendo estos de perlín, se calculó la cantidad requerida al igual que para los angulares de los marcos transversales, se realizó un estimado de soldadura para los elementos soldados.

Para el caso del transporte se consideró un porcentaje del monto sub total del proyecto, así mismo se consideraron porcentajes tanto para mano de obra debido a que no se pudo obtener información acertada de los gastos de transporte y de mano de obra ya que en estos proyectos como en todos los demás el transporte y mano de obra varían según las condiciones que brinde el sitio donde se realizara la obra.

A continuación se muestra un resumen del cálculo de las cantidades de obras para la realización del presupuesto, en este caso solo se presenta los datos para la losa del tablero.

### Calculo de volumen del concreto en superestructura.

	<b>ANCHO</b>	<b>ALTO</b>	<b>LARGO</b>	<b>VOLUMEN</b>
Tablero	5.1 m	0.2 m	25 m	<b>25.5 m<sup>3</sup></b>
cartela	0.3048 m	0.0381 m	25 m	<b>1.16 m<sup>3</sup></b>

### Cantidad de mts<sup>3</sup> de arena y piedrín y cantidad de bolsas de cemento.

El concreto utilizado para la losa de concreto es de 4000 psi con proporción 1:2:2

Volumen total concreto=	26.66 m <sup>3</sup>
Cemento = 10 BLS X 1 m <sup>3</sup> =	267 bls
Arena = 0.67 m <sup>3</sup> X 1 m <sup>3</sup> =	17.87 m <sup>3</sup>
Piedrín = 0.67 m <sup>3</sup> X 1 m <sup>3</sup> =	17.87 m <sup>3</sup>
Agua = 190 lts. X 1 m <sup>3</sup> =	5066 Lts

Se determinó también el área de contacto para formaleta

#### CALCULO DE ÁREA DE CONTACTO PARA FORMALETA EN EL TABLERO

##### 1-LOSA DEL TABLERO Y VUELO

ANCHO	LARGO	ÁREA
6.3808 m	25 m	<b>159.52 m<sup>2</sup></b>

##### 2- CARTELA DE CONCRETO

CANTIDAD	ANCHO	LARGO	ÁREA
8	0.0381 m	25 m	<b>7.62 m<sup>2</sup></b>

##### 3- PERIMETRO LONGITUDINAL DEL PUENTE

CANTIDAD	ANCHO	LARGO	ÁREA
2	0.35 m	25 m	<b>17.5 m<sup>2</sup></b>

##### 3- PERIMETRO TRANSVERSAL DEL PUENTE

CANTIDAD	ANCHO 1	LARGO 1	ANCHO 2	LARGO 2	ÁREA
2	0.35 m	1.25 m	0.2 m	5.1 m	<b>3.8 m<sup>2</sup></b>

**CANTIDAD DE REFUERZOS PARA CADA PARTE DE LA SUPERESTRUCTURA  
LOSA DEL TABLERO**

<b>ACERO PRINCIPAL PARTE SUPERIOR</b>			<b>REFUERZO #</b>	<b>5</b>
ANCHO	LARGO	SEPARACION	<b>CANT. Varillas</b>	<b>QUINTALES</b>
5.1 m	25 m	0.2 m	117	<b>24</b>
<b>ACERO SECUNDARIO PARTE SUPERIOR</b>			<b>REFUERZO #</b>	<b>4</b>
ANCHO	LARGO	SEPARACION	<b>CANT. Varillas</b>	<b>QUINTALES</b>
5.1 m	25 m	0.39 m	63	<b>8</b>

<b>ACERO PRINCIPAL PARTE INFERIOR</b>			<b>REFUERZO #</b>	<b>5</b>
ANCHO	LARGO	SEPARACION	<b>CANT. Varillas</b>	<b>QUINTALES</b>
7.5 m	25 m	0.15 m	229	<b>46</b>
<b>ACERO SECUNDARIO PARTE INFERIOR</b>			<b>REFUERZO #</b>	<b>4</b>
ANCHO	LARGO	SEPARACION	<b>CANT. Varillas</b>	<b>QUINTALES</b>
7.5 m	25 m	0.15 m	228	<b>29</b>

**VUELO DEL TABLERO**

<b>ACERO PRINCIPAL PARTE SUPERIOR</b>			<b>REFUERZO #</b>	<b>5</b>
ANCHO	LARGO	SEPARACION	<b>CANT. Varillas</b>	<b>QUINTALES</b>
1.2 m	25 m	0.12 m	57	<b>12</b>

<b>ACERO SECUNDARIO PARTE SUPERIOR</b>			<b>REFUERZO #</b>	<b>4</b>
ANCHO	LARGO	SEPARACION	<b>CANT. Varillas</b>	<b>QUINTALES</b>
1.2 m	25 m	0.25 m	26	<b>4</b>

**ACERA EN VUELO**

<b>ACERO PRINCIPAL PARTE SUPERIOR</b>				
ANCHO	LARGO	SEPARACION	<b>CANT. Varillas</b>	<b>T. VARILLA</b>
1 m	25 m	0.2 m	23	50
<b>ACERO SECUNDARIO PARTE SUPERIOR</b>			<b>REFUERZO #</b>	<b>4</b>
ANCHO	LARGO	SEPARACION	<b>CANT. Varillas</b>	<b>QUINTALES</b>
1 m	25 m	0.2 m	27	<b>7</b>

En la siguientes tablas solo se presenta el detalle final del presupuesto sin embargo se presentan los datos de los cálculos en digital para una mejor comprensión del presupuesto.

**ALCANCES DE OBRA DEL PROYECTO CONSTRUCCION DE PUENTE VEHICULAR SAN NICOLAS  
UBICADO EN COMUNIDAD DE QUEBRADA GRANDE, SAN NICOLAS, ESTELÍ**

ETAPA	SUB ETAPA	DESCRIPCION	U. M.	CANT.	Costo unit.	Costo Total
205	00	<b>PRELIMINARES</b>	GLB			<b>12,100.00</b>
	01	Construcciones Temporales (campamento / bodega)	M <sup>2</sup>	64	150.00	9,600.00
	05	Rotulo	C/U	1	2,500.00	2,500.00
207	00	<b>SUB-ESTRUCTURA PARA PUENTE (ESTRIBO Y ALETONES)</b>	M <sup>3</sup>			<b>425,835.00</b>
	01	Limpieza Inicial	M <sup>2</sup>	285	25.00	7,125.00
	02	Trazo y Nivelación (Topografía)	DIA	15	2,300.00	34,500.00
	03	Excavación Principal	M <sup>3</sup>	549.15	400.00	219,660.00
	05	Entibamiento, Encofrado y Obras a Fines	GLB	2	3,000.00	6,000.00
	06	Relleno y compactacion para estructura	M <sup>3</sup>	453	350.00	158,550.00
	14	<b>ACERO DE REFUERZO EN ESTRIBOS Y ALETONES</b>				<b>3864,114.20</b>
	14	<b>Acero de Refuerzo (base del estribo)</b>				
		Acero de Refuerzo # 4	LBS	1400	26.00	36,400.00
		Acero de Refuerzo # 5	LBS	900	30.00	27,000.00
		Acero de Refuerzo # 10	LBS	9000	34.00	306,000.00
		<b>Acero de Refuerzo (Cuerpo del Estribo)</b>				
		Acero de Refuerzo Horizontal # 8	LBS	5000	31.00	155,000.00
		Acero de Refuerzo Vertical # 10	LBS	24000	34.00	816,000.00
		<b>Acero de Refuerzo (Viga de Asiento)</b>				
		Acero de Refuerzo para estribos # 4	LBS	600	26.00	15,600.00
		Acero de Refuerzo superior e inferior # 8	LBS	1400	31.00	43,400.00
		<b>Acero de Refuerzo (Muro de Respaldo)</b>				
		Acero de Refuerzo Horizontal # 4	LBS	400	26.00	10,400.00
		Acero de Refuerzo Vertical # 5	LBS	1000	30.00	30,000.00
		<b>Acero de Refuerzo (base del aleton)</b>				
		Acero de Refuerzo # 4	LBS	1300	26.00	33,800.00
		Acero de Refuerzo # 8	LBS	2000	31.00	62,000.00
		<b>Acero de Refuerzo (Cuerpo del Aleton)</b>				
		Acero de Refuerzo Horizontal # 8	LBS	3600	31.00	111,600.00
		Acero de Refuerzo Vertical # 10	LBS	19200	34.00	652,800.00
	15	Formaletas para Estribos y Aletones	M <sup>2</sup>	452.44	220.00	99,536.80
	16	Concreto estructural (Estribo y Aletones)	M <sup>3</sup>	278.42	4,970.00	1383,747.40
	18	Acarreos	M <sup>3</sup>	589	80.00	47,120.00
		Tubo pvc Ø 6" para desagüe en el Estribo (Llorones)	C / U	5	400.00	2,000.00
	19	Explotación de Banco de Materiales	M <sup>3</sup>	453	70.00	31,710.00
210	00	<b>MAMPOSTERIA Y ZAMPEADO</b>	M <sup>3</sup>			
	02	Zampeado	M <sup>3</sup>	109	60.00	<b>6,540.00</b>
211	00	<b>SUPERESTRUCTURA PARA PUENTES</b>	C / U			
	01	<b>Acero estructural (Vigas y elementos de acero)</b>	LBS			<b>5702,445.40</b>

	Viga tipo W 18 x 311, ASTM A-36	LBS	110513	40.00	4420,520.00
	Rigidizador de 4 1/2"x 22 2/3"x 1 1/4", ASTM A-36	LBS	4502	40.00	180,080.00
	Conector de cortante de Perlin de 2" x 4" x 1/8"	C / U	9	1,000.00	9,000.00
	Placa Metalica de 24" x 18" x 2 1/2" con 4 orificios	LBS	2470	55.00	135,850.00
	Varilla del # 8 para Anclaje de Placa metalica	C / U	4	750.00	3,000.00
	Angular de 4" x 4" x 3/8"	C / U	12	1,400.00	16,800.00
	Pernos con cabeza de Ø 1" de 10 cm en Angular	C / U	108	70.00	7,560.00
	tuercas de Ø 1" para Pernos y Anclajes	C / U	140	35.00	4,900.00
	Soldadura tipo 70 18	LBS	480	45.00	21,600.00
	Pintura anticorrosiva	GLN	14	900.00	12,600.00
	Apoyos de neopreno con refuerzo de 0.41x0.43x.127 m	C / U	8	5,230.00	41,840.00
07	Losa de Tablero de Concreto Armado 4000 psi	M <sup>3</sup>	48.54	4,970.00	241,243.80
	Postes de baranda de Concreto Armado 3000 psi	M <sup>3</sup>	2.28	4,810.00	10,966.80
08	Losa de Aproximación 4000 psi	M <sup>3</sup>	12.16	4,970.00	60,435.20
	<b>Acero de Refuerzo en Tablero, Vuelo y Acera</b>	LBS			
	Acero de Refuerzo # 4	LBS	4800	26.00	124,800.00
	Acero de Refuerzo # 5	LBS	8200	30.00	246,000.00
	Acero de Refuerzo en Postes de Baranda	LBS			
	Acero de Refuerzo # 2	LBS	200	20.00	4,000.00
	Acero de Refuerzo # 3	LBS	300	26.00	7,800.00
	Acero de Refuerzo en Losa de Aproximación	LBS			
	Acero de Refuerzo # 3	LBS	300	26.00	7,800.00
	Acero de Refuerzo # 4	LBS	600	30.00	18,000.00
09	Formaletas para Losa del tablero, Vuelo y Postes	M <sup>2</sup>	188.44	220.00	41,456.80
	Formaletas para Losa de Aproximación	M <sup>2</sup>	4.64	220.00	1,020.80
10	Pavimentos para Losa de Tablero	M <sup>2</sup>	127.5	220.00	28,050.00
	Pavimentos para Losa de Aproximación	M <sup>2</sup>	60.8	90.00	5,472.00
	Tubo pvc Ø 3" para desagüe en el Tablero	C / U	5	250.00	1,250.00
	Tubo de acero galvanizado Ø 4" para para baranda	C / U	42	1,200.00	50,400.00

212	00	<b>MOVIMIENTO DE TIERRA (APROCHES)</b>	M <sup>3</sup>			<b>1556,875.66</b>
	01	Relleno y Compactación	M <sup>3</sup>	1065.12	350.00	372,792.00
	03	Acarreo de Material	M <sup>3</sup>	1384.66	351.00	486,015.66
	05	Cortes en los Accesos	M <sup>3</sup>	216.13	350.00	75,645.50
	06	Relleno en los Accesos	M <sup>3</sup>	216.13	350.00	75,645.50
	07	Acarreo de Material	M <sup>3</sup>	280.97	350.00	98,339.50
	08	Explotación de Banco de Materiales	M <sup>3</sup>	1281.25	350.00	448,437.50
213	00	<b>SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL Y VERTICAL</b>	C / U			<b>4,000.00</b>
	01	Señales de Información	C / U	2	1,500.00	3,000.00
	02	Señales de Prevención	C / U	4	250.00	1,000.00
215	00	<b>OBRAS DE DRENAJE</b>	ML			<b>21,600.00</b>
	04	Cunetas y Contracunetas	ML	60	180.00	10,800.00
	06	Muros de contención de gaviones	ML	20	540.00	10,800.00
220	00	<b>LIMPIEZA Y ENTREGA</b>	GLB			<b>150.00</b>
	01	Limpieza Final	GLB	1	150	150.00
	02	Entrega y Detalles	DIA	1		0.00
		<b>SUB TOTAL</b>				<b>11593,660.26</b>
		I.V.A				1739,049.04
		COSTO DE MANO DE OBRA 5% DEL MONTO				579,683.01
		<b>MONTO TOTAL DE LA OBRA EN CORDOBAS</b>				<b>13912,392.31</b>
		<b>MONTO TOTAL DE LA OBRA EN DOLARES</b>				<b>602,268.07</b>

# UNIDAD 5



## **5.1 ELABORACIÓN DE PLANOS CON SOFTWARE AUTOCAD 2010**

Haciendo uso del software AUTOCAD 2010, se realizaron los planos estructurales que conciernen al diseño del puente analizado, en ellos se reflejan detalles de la losa de tablero, como son las armaduras transversales y longitudinales, además se muestran los espesores de losa en combinación con el espesor de las aceras, cartelas y postes para barandas.

En los planos se muestran también las dimensiones de la viga de acero y el de los elementos de acero que forman el conjunto que soportan la losa del tablero, en estos elementos se consideran los conectores, rigidizadores y los marcos transversales.

Se reflejan también las dimensiones del apoyo elastomérico y de la placa metálica de soporte para el apoyo detallando así el número de capas y sus espesores correspondientes, también se detalla la dimensión de los anclajes de la placa de soporte del apoyo elastomérico.

En cuanto a los estribos se reflejan sus dimensiones así como los detalles de la armadura de refuerzo correspondiente tanto para el muro de respaldo, el cuerpo del estribo y su base, se idealizó la estructura tridimensionalmente para tener una mejor comprensión de la misma.

Los planos están en los anexos.

## **VI. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.**

Las especificaciones AASHTO LRFD, son normas que se han venido utilizando en los últimos años. Estas presentan una serie de pasos y condiciones que deben ir siendo verificadas en cada proceso de diseño de un puente. Es estricta en cuanto a la utilización de los datos tabulados debido a que se deben respetar los rangos en los cuales están comprendidos. La AASHTO LRFD no tiene como fin remplazar la capacitación y el criterio profesional del diseñador sino establecer requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública.

En todo el proceso de diseño del puente se consideraron los diferentes estados límites especificados en la norma y sus factores de carga establecidos con el fin de obtener un diseño confiable. Haciendo uso de la tabla A 4-1 para los momentos por carga viva positivo y negativo, se pudo constatar lo estricta que son las especificaciones y como deben de ser considerados estos valores tabulados. Cada análisis realizado en el diseño tuvo que cumplir con determinadas condiciones las cuales no se pueden obviar a fin de garantizar un mejor diseño. En la losa por ejemplo hubo que cumplir con un espesor mínimo de 175 mm (AASHTO LRFD Arto. 9.7.1.1). Otro criterio establecido por las especificaciones de la AASHTO LRFD es el de las cantidades de vigas que debe de tener el puente, el cual es mínimo 4 vigas y esta es una condición que debe de ser satisfecha en el diseño de la viga, por tanto no se pueden considerar menos vigas que las establecidas en las especificaciones.

Al final tomando en cuenta cada una de las condiciones de las especificaciones AASHTO LRFD para cada uno de los componentes del puente, se logró cumplir con ellas y se obtuvo un diseño final que cumple con las condiciones mínimas de las especificaciones AASHTO LRFD en cada una de las secciones involucradas en el diseño.

## **VII. CONCLUSIONES**

- Las especificaciones AASHTO LRFD presentan una metodología muy estricta y contempla una serie de parámetros que deben ser cumplidos para lograr un diseño confiable, en este caso basado en la norma se utilizaron los parámetros correspondientes en cada parte del diseño de la estructura del puente y se obtuvieron resultados que cumplieron con dichos parámetros. Por lo tanto se puede decir que el diseño del puente ha sido satisfecho.
- En el diseño de la viga fueron analizados el diseño por flexión, cortante, y deflexión, en los diferentes estados límites que son establecidos en las especificaciones AASHTO LRFD 2007. Se utilizaron la cantidad de 4 vigas esto de acuerdo a lo establecido en el Arto. 4.6.2.2.1 del LRFD para la aplicación de la distribución de la sobrecarga. La deflexión máxima fue la obtenida debido al camión de diseño la cual cumple dando como resultado 22.70 mm y siendo la permisible de 25.00 mm.
- Se utilizó un apoyo del tipo elastomérico con placas intercaladas, con el objetivo de cumplir con los requisitos de disipar y aislar los desplazamientos de traslación y rotación debido a expansión térmica así como contracción del flujo plástico. Lo que dio como resultado un apoyo de sección de 431.8 mm de largo por 406.4 mm de ancho, y un espesor de 127 mm, en el que se incluyen siete capas de acero de refuerzo de 3 mm de espesor.
- Para el diseño del estribo del puente se utilizó un enfoque pseudo-estático de Mononobe Okabe con el objetivo de encontrar los empujes activos del suelo, los cuales son influyentes en el diseño final del refuerzo del estribo.

- La especificaciones AASHTO LRFD en su edición 2007, ha cambiado algunos parámetros con respecto a las ediciones anteriores, que al ser comparados presentan una gran variación en los resultados.

Un ejemplo es en el diseño de rigidizadores transversales en la viga donde la AASHTO LRFD 2007 presenta una ecuación para el cálculo de un valor J que es:  $J = 2.5 * (D / (d_0 / D))^2 - 2.0 \geq 0.5$  (Arto. 6.10.11.1.3.-3) cuyo resultado presenta un valor extenso y que no cumple con una condición establecida en la sección 6.10.11.1.3 (momento de inercia) en comparación con las normas anteriores donde el valor de J se obtiene de la siguiente manera:  $J = 2.5 * (D / d_0)^2 - 2.0 \geq 0.5$  dando un resultado que si cumple con la condición de Arto 6.10.11.1.3 por lo tanto se hizo uso de esta última ecuación para satisfacer el requisito.

- En conclusión con la aplicación de las normas AASHTO LRFD para el diseño del puente se considera que se ha logrado un diseño adecuado ya que se logró ir cumpliendo con los requisitos del LRFD para cada componente del puente tanto en la superestructura como en la subestructura, de esta forma se alcanzó obtener para la alcaldía de San Nicolás una opción para la solución del problema de circulación en toda época del año en el sector de quebrada onda.

## **VIII. RECOMENDACIONES**

- Es recomendable para todos aquellos que se interesen en el diseño estructural de puentes el tomar en cuenta la metodología del LRFD, (Método de diseño por factores de carga y resistencia), de las especificaciones AASHTO, con el objetivo de irse familiarizando con las normativas y tener más información de las mismas, en vista de usar la metodología de diseño AASHTO ESTÁNDAR basada en esfuerzos permisibles (ASD).
- En vista de que esta metodología LRFD se actualiza constantemente es importante estar atento a las modificaciones que van surgiendo y que son publicadas por la AASHTO LRFD y siempre consultar las publicaciones anteriores, debido a que las ecuaciones se van modificando y en ciertos casos los resultados obtenidos con ellas no logran satisfacer las condiciones establecida en las especificación correspondiente
- En el caso de las cantidades de vigas en el puente se recomienda a la alcaldía de San Nicolás que si se pretende minimizar la cantidad de vigas se considere un pre-diseño de las mismas debido a que las que están propuestas son para satisfacer los requisitos de las normas del AASHTO LRFD.
- Es recomendable como medida de seguridad para la estructura considerar las obras externas en el cauce de la quebrada que se proponen en el reporte de hidrología elaborado para la alcaldía de San Nicolás como son colocación de muros de gaviones en la parte aguas arriba del puente con el objetivo de encausar el flujo de agua sin que este provoque socavaciones en las bases del puente.

## **IX. BIBLIOGRAFÍA**

- 1) AASHTO-LRFD, (American Association of State Highway and Transportation Officials-Load and Resistance Factor Design) (2004) y (2007).
- 2) especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, versión traducida al español.
- 3) ACI 318S-05, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario
- 4) (ACI 318SR-05) (Versión en español y en sistema métrico) Es un Estándar del ACI (2005).
- 5) Alcaldía Municipal de San Nicolás, (Plan Estratégico de Desarrollo Municipal San Nicolás).
- 6) LRFD Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge (2003)
- 7) Principios de ingeniería de cimentaciones, Braja M. DAS, Cuarta edición.
- 8) Programa de Apoyo al Sector Transporte (Past-Danida). Guía hidráulica para el diseño de obras de drenaje en caminos rurales. Managua-Nicaragua. (septiembre 2004).
- 9) Reglamento Nacional de la Construcción 2007
- 10) Tesis Sobre diseño de puentes con la norma AASHTO LRFD 2005, Br. Martínez Jáenz Pedro Moisés y Br. Manzanarez Berroterán José Salvador.
- 11) [www.construaprende.com/tesis02/](http://www.construaprende.com/tesis02/)

## ANEXOS

**Tabla A4-1 – Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho, N·mm/mm**

S mm	Momento positivo	MOMENTO NEGATIVO						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
		0.0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1300	21 130	11 720	10 270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21 010	14 140	12 210	10 340	8940	7670	5960	5120
1500	21 050	16 320	14 030	11 720	9980	8240	5820	5250
1600	21 190	18 400	15 780	13 160	11 030	8970	5910	4290
1700	21 440	20 140	17 290	14 450	12 010	9710	6060	4510
1800	21 790	21 690	18 660	15 630	12 930	10 440	6270	4790
1900	22 240	23 050	19 880	16 710	13 780	11 130	6650	5130
2000	22 780	24 260	20 960	17 670	14 550	11 770	7030	5570
2100	23 380	26 780	23 190	19 580	16 060	12 870	7410	6080
2200	24 040	27 670	24 020	20 370	16 740	13 490	7360	6730
2300	24 750	28 450	24 760	21 070	17 380	14 570	9080	8050
2400	25 500	29 140	25 420	21 700	17 980	15 410	10 870	9340
2500	26 310	29 720	25 990	22 250	18 510	16 050	12 400	10 630
2600	27 220	30 220	26 470	22 730	18 980	16 480	13 660	11 880
2700	28 120	30 680	26 920	23 170	19 420	16 760	14 710	13 110
2800	29 020	31 050	27 300	23 550	19 990	17 410	15 540	14 310
2900	29 910	32 490	28 720	24 940	21 260	18 410	16 800	15 480
3000	30 800	34 630	30 790	26 960	23 120	19 460	18 030	16 620
3100	31 660	36 630	32 770	28 890	23 970	21 150	19 230	17 780
3200	32 500	38 570	34 670	30 770	26 880	22 980	20 380	18 910
3300	33 360	40 440	36 520	32 600	28 680	24 770	21 500	20 010
3400	34 210	42 250	38 340	34 430	30 520	26 610	22 600	21 090
3500	35 050	43 970	40 030	36 090	32 150	28 210	23 670	22 130
3600	35 870	45 650	41 700	37 760	33 810	29 870	24 700	23 150
3700	36 670	47 250	43 310	39 370	35 430	31 490	25 790	24 140
3800	37 450	48 820	44 880	40 940	37 010	33 070	27 080	25 100
3900	38 230	50 320	46 390	42 460	38 540	34 600	28 330	25 550
4000	38 970	51 790	47 870	43 950	40 030	36 110	29 570	26 410
4100	39 710	53 190	49 280	45 370	41 470	37 570	30 770	27 850
4200	40 420	54 560	50 670	46 770	42 880	38 990	31 960	28 730
4300	41 120	55 880	52 000	48 130	44 250	40 380	33 130	29 570
4400	41 800	57 150	53 290	49 440	45 580	41 720	34 250	30 400
4500	42 460	58 420	54 580	50 740	46 900	43 060	35 380	31 290
4600	43 110	59 620	55 800	51 980	48 160	44 340	36 700	32 360

**Tabla 1. Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho**

Tabla 3.6.1.1.2-1 – Factor de presencia múltiple (m)

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

Tabla 2. Factores de presencia múltiple,  $m$  (AASHTO LRFD tabla 3.6.1.1.2-1)

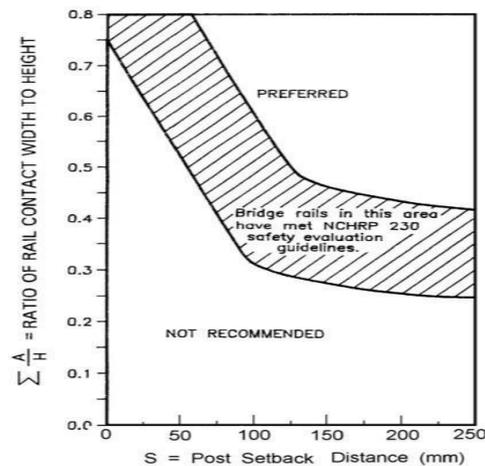


Figura 1 Criterios para determinar el retiro de los postes (AASHTO LRFD Figura A13.1.1-3)

Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camionetas (Pickups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
	$W$ (N)	7000	8000	20.000	80.000	220.000	355.000
$B$ (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
$G$ (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Ángulo de impacto, $\theta$	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Nivel de Ensayo	VELOCIDADES DE ENSAYO (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

Tabla 3. Niveles de ensayo para las barandas de puentes y criterios para los ensayos de choque (AASHTO LRFD Tabla 13.7.2-1)

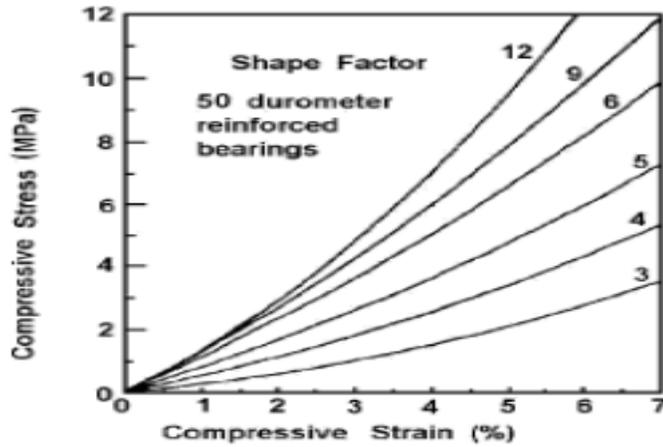
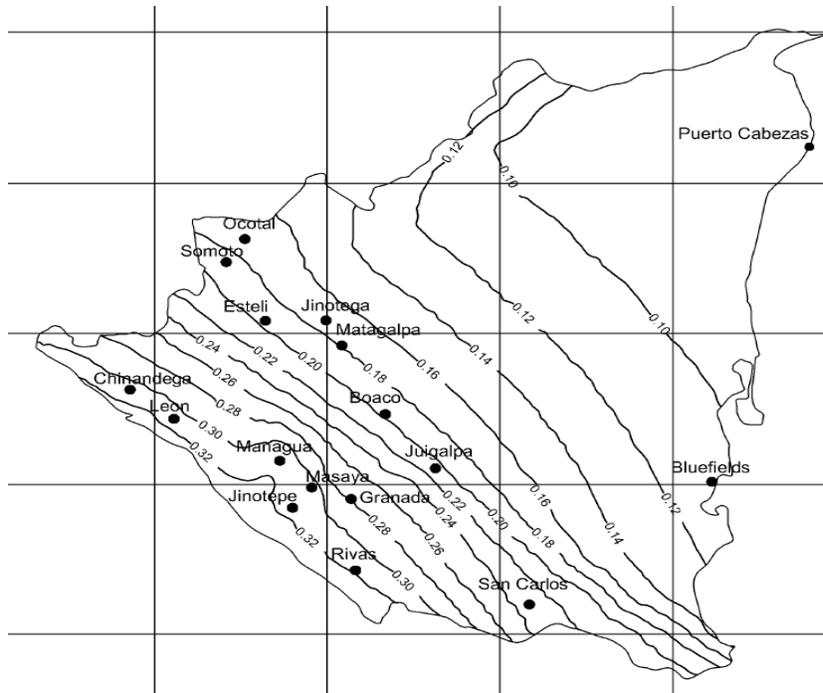


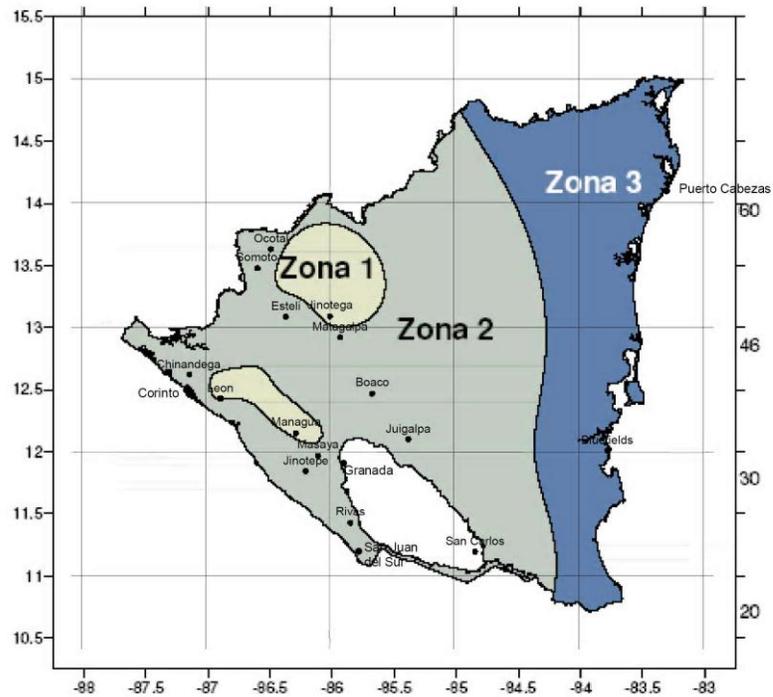
Figura 2 curva de deflexión en compresión (AASHTO LRFD C14.7.6.3-1)

TIPO	SECCIÓN	ÁREA	HW	BF	TW	TF	IX	ZX	SX
		mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>
W	W21X55	10451.6	528.3	208.79	9.525	13.259	474503825	2064770.06	1802577.04
W	W21X48	9096.8	523.2	206.76	8.890	10.922	399165937	1753415.85	1523997.0
W	W21X57	10774.2	535.9	166.62	10.287	16.510	486990768	2113931.26	1818964.1
W	W21X50	9483.9	528.3	165.86	9.652	13.589	409571723	1802577.04	1548577.5
W	W21X44	8387.1	525.8	165.10	8.890	11.430	350883092	1563325.9	1337184.4
W	W18x311	59096.7	566.4	304.8	38.61	69.60	2901133036	12355846.3	10225527.9
W	W18x283	53741.8	556.3	302.3	35.56	63.50	2568147896	11077655.3	9258691.16
W	W18x258	48967.6	546.1	299.7	32.51	58.42	2293435155	10012496.1	8422950.9
W	W18x234	44387.0	535.9	297.2	29.46	53.59	2039533985	8996498.14	7636371.82
W	W18x211	40064.4	525.8	294.6	26.92	48.51	1802282073	8029661.36	6866179.82
W	W18x192	36387.0	518.2	292.1	24.384	44.45	1610815617	7243082.29	6227084.32
W	W18X175	33096.7	508.0	289.6	22.606	40.39	1435998418	6522051.47	5637150.02
W	W18X158	29870.9	500.4	287.0	20.574	36.58	1273668162	5833794.78	5079989.84

Tabla 4 Tipos de vigas W y sus propiedades



**Figura 4. Mapa de Isoaceleraciones de Nicaragua (anexo C RNC-07)**



**Figura 5. Zonificación eólica de Nicaragua para Análisis por viento (Figura 7 RNC-07)**

Zona	Importancia de la construcción	
	Periodo de retorno	
	50	200
1	30	36
2	45	60
3	56	70

**Tabla 5. Velocidades regionales,  $V_R$ , según la importancia de la construcción y la zonificación eólica, m/s. (Tabla 5 RNC-07)**

Situation	Cover (mm)
Direct exposure to salt water	100
Cast against earth	75
Coastal	75
Exposure to deicing salts	60
Deck surfaces subject to tire stud or chain wear	60
Exterior other than above	50
Interior other than above	
• Up to No. 36 bar	40
• No. 43 and No. 57 bars	50
Bottom of cast-in-place slabs	
• Up to No. 36 bar	25
• No. 43 and No. 57 bars	50
Precast soffit form panels	20
Precast reinforced piles	
• Noncorrosive environments	50
• Corrosive environments	75
Precast prestressed piles	50
Cast-in-place piles	
• Noncorrosive environments	50
• Corrosive environments	
- General	75
- Protected	75
• Shells	50
• Auger-cast, tremie concrete, or slurry construction	75

**Tabla 6. Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm) (AASHTO LRFD tabla 5.12.3-1)**

Type Of Deck	Direction of Primary Strip Relative to Traffic	Width of Primary Strip (mm)
Concrete:		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cast-in-place</li> <li>• Cast-in-place with stay-in-place concrete formwork</li> <li>• Precast, post-tensioned</li> </ul>	Overhang	$1140 + 0.833X$
	Either Parallel or Perpendicular	+M: $660 + 0.55S$
		-M: $1220 + 0.25S$
	Either Parallel or Perpendicular	+M: $660 + 0.55S$
		-M: $1220 + 0.25S$
	Either Parallel or Perpendicular	+M: $660 + 0.55S$
-M: $1220 + 0.25S$		
Steel:		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Open grid</li> <li>• Filled or partially filled grid</li> <li>• Unfilled, composite grids</li> </ul>	Main Bars	$0.007P + 4.0S_b$
	Main Bars	Article 4.6.2.1.8 applies
	Main Bars	Article 4.6.2.1.8 applies
Wood:		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Prefabricated glulam <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Noninterconnected</li> <li>○ Interconnected</li> </ul> </li> <li>• Stress-laminated</li> <li>• Spike-laminated <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Continuous decks or interconnected panels</li> <li>○ Noninterconnected panels</li> </ul> </li> </ul>	Parallel Perpendicular	$2.0h + 760$
		$2.0h + 1020$
	Parallel Perpendicular	$2280 + 0.07L$
		$4.0h + 760$
	Parallel Perpendicular	$0.066S + 2740$
		$0.84S + 610$
	Parallel Perpendicular	$2.0h + 760$
		$4.0h + 1020$
	Parallel Perpendicular	$2.0h + 760$
		$2.0h + 1020$

**Tabla 7. Fajas equivalentes (AASTHO LRFD Tabla 4.6.2.1.3-1)**

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$

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

Tabla 8. Combinaciones y factores de carga (AASHTO LRFD tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2)

**Tabla A13.2-1 – Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular**

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal $F_t$ (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal $F_L$ (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente $F_v$ (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
$L_t$ y $L_L$ (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
$L_v$ (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
$H_e$ (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel $H$ (mm)	685	685	685	810	1070	2290

**Tabla 9. Fuerzas de diseño para barreras de protección**

**Tabla 4.6.2.2b-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores**

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ver Tabla 4.6.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lr_t^2}\right)^{0.1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lr_t^2}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_e \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1.75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.25}$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18.000 \leq L \leq 73.000$ $N_c \geq 3$  Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0.35} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0.6} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.125}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Usar la ley de momentos	$S > 5500$

**Tabla 10. Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores (AASTHO LRFD Tabla 4.6.2.2b-1)**

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	1100 ≤ S ≤ 4900 6000 ≤ L ≤ 73.000 110 ≤ t <sub>c</sub> ≤ 300 N <sub>b</sub> ≥ 4
		Ley de momentos	Ley de momentos	N <sub>b</sub> = 3
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	1800 ≤ S ≤ 4000 6000 ≤ L ≤ 73.000 890 ≤ d ≤ 2800 N <sub>c</sub> ≥ 3
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	$\left(\frac{S}{3050}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2250}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	1800 ≤ S ≤ 5500 6000 ≤ L ≤ 43.000 450 ≤ d ≤ 1700 N <sub>b</sub> ≥ 3
		Ley de momentos	Ley de momentos	S > 5500
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$0,70 \left(\frac{b}{L}\right)^{0,15} \left(\frac{I}{J}\right)^{0,05}$	$\left(\frac{b}{4000}\right)^{0,4} \left(\frac{b}{L}\right)^{0,1} \left(\frac{I}{J}\right)^{0,05} \left(\frac{b}{1200}\right)$ $\frac{b}{1200} \geq 1,0$	900 ≤ b ≤ 1500 6000 ≤ L ≤ 37.000 5 ≤ N <sub>b</sub> ≤ 20 1,0x10 <sup>10</sup> ≤ J ≤ 2,5x10 <sup>11</sup> 1,7x10 <sup>10</sup> ≤ I ≤ 2,5x10 <sup>11</sup>
Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

**Tabla 11. Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores (AASHTO LRFD Tabla 4.6.2.2.3a-1)**

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

**Tabla 12 Incremento por Carga Dinámica, IM (ASTHO LRFD Tabla 3.6.2.1-1)**

**Table D6.1-1 Calculation of  $\bar{Y}$  and  $M_p$  for Sections in Positive Flexure.**

CASE	PNA	CONDITION	$\bar{Y}$ AND $M_p$
I	In Web	$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[ \frac{P_t - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} \left[ \bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t]$
II	In Top Flange	$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left[ \frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_c}{2t_c} \left[ \bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2 \right] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t]$
III	Concrete Deck, Below $P_{rb}$	$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = (t_s) \left[ \frac{P_c + P_w + P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
IV	Concrete Deck, at $P_{rb}$	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = c_{rb}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt} d_{rt} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
V	Concrete Deck, Above $P_{rb}$ Below $P_{rt}$	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = (t_s) \left[ \frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VI	Concrete Deck, at $P_{rt}$	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} \geq \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = c_{rt}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VII	Concrete Deck, Above $P_{rt}$	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} < \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = (t_s) \left[ \frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t + P_{rt}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$

**Tabla 13 calculo de Y y el momento plástico para secciones en la flexión positiva**

**Table 6.9.4.2-1 Plate Buckling Coefficients and Width of Plates for Axial Compression.**

Plates Supported Along One Edge	$k$	$b$
Flanges and Projecting Legs or Plates	0.56	♦ Half-flange width of rolled I-sections
		♦ Full flange width of channels
		♦ Distance between free edge and first line of bolts or welds in plates
		♦ Full width of an outstanding leg for pairs of angles in continuous contact
Stems of Rolled Tees	0.75	♦ Full depth of tee
Other Projecting Elements	0.45	♦ Full width of outstanding leg for single angle strut or double angle strut with separator
		♦ Full projecting width for others
Plates Supported Along Two Edges	$k$	$b$
Box Flanges and Cover Plates	1.40	♦ Clear distance between webs minus inside corner radius on each side for box flanges
		♦ Distance between lines of welds or bolts for flange cover plates
Webs and Other Plate Elements	1.49	♦ Clear distance between flanges minus fillet radii for webs of rolled beams
		♦ Clear distance between edge supports for all others
Perforated Cover Plates	1.86	♦ Clear distance between edge supports

**Tabla 14 Coeficientes para láminas y ancho de láminas para compresión axial**

**Table 14.7.5.2-1 Low-Temperature Zones and Minimum Grades of Elastomer.**

Low-Temperature Zone	A	B	C	D	E
50-year low temperature (°C)	-18	-30	-35	-43	<-43
Maximum number of consecutive days when the temperature does not rise above 0°C	3	7	14	N/A	N/A
Minimum low-temperature elastomer grade	0	2	3	4	5
Minimum low-temperature elastomer grade when special force provisions are incorporated	0	0	2	3	5

**Tabla 15 Grados mínimos de zonas de baja temperatura para el elastómero**

**Table 6.13.3.4-1 Minimum Size of Fillet Welds.**

Base Metal Thickness of Thicker Part Joined ( <i>T</i> )	Minimum Size of Fillet Weld
mm	mm
$T \leq 20$	6
$20 < T$	8

**Tabla 16 Numero mínimo para soldaduras.**

**Table 14.6.2-1 Bearing Suitability.**

Type of Bearing	Movement		Rotation about Bridge Axis Indicated			Resistance to Loads		
	Long.	Trans.	Long	Trans.	Vert.	Long.	Trans.	Vert.
Plain Elastomeric Pad	S	S	S	S	L	L	L	L
Fiberglass-Reinforced Pad	S	S	S	S	L	L	L	L
Cotton-Duck-Reinforced Pad	U	U	U	U	U	L	L	S
Steel-Reinforced Elastomeric Bearing	S	S	S	S	L	L	L	S
Plane Sliding Bearing	S	S	U	U	S	R	R	S
Curved Sliding Spherical Bearing	R	R	S	S	S	R	R	S
Curved Sliding Cylindrical Bearing	R	R	U	S	U	R	R	S
Disc Bearing	R	R	S	S	L	S	S	S
Double Cylindrical Bearing	R	R	S	S	U	R	R	S
Pot Bearing	R	R	S	S	L	S	S	S
Rocker Bearing	S	U	U	S	U	R	R	S
Knuckle Pinned Bearing	U	U	U	S	U	S	R	S
Single Roller Bearing	S	U	U	S	U	U	R	S
Multiple Roller Bearing	S	U	U	U	U	U	U	S

**Tabla 17 Tipo óptimo de apoyo**

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

**Tabla 18 Factores de amplificación por tipo de suelo, S. (Tabla 2 RNC-07)**

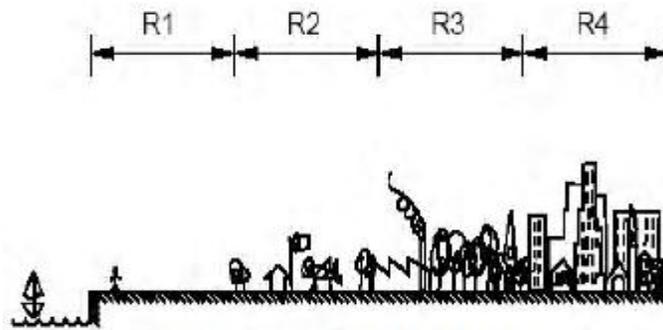


Figura 6. Rugosidad del terreno (RNC-07, figura 6)

Tipos de terreno (Figura)	$\alpha$	$\delta$ , m
R1 Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto	0.099	245
R2 Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	0.128	315
R3 Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4	0.156	390
R4 Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m	0.17	455

Tabla 19. Rugosidad del terreno,  $\alpha$  y  $d$ . (RNC-07, tabla 6)

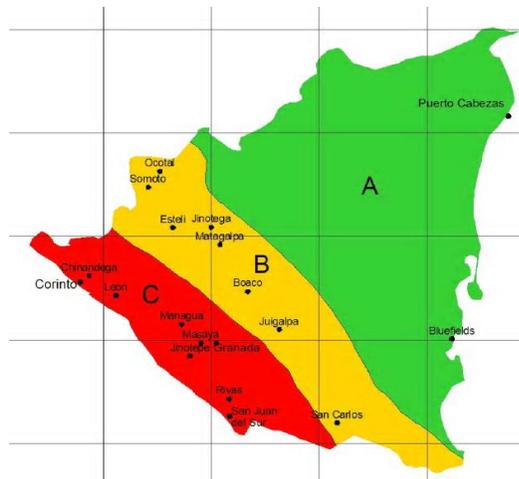


Figura 7. Zonificación sísmica de Nicaragua (RNC-07, figura 2)

**Table 3.11.6.4-1 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Abutments Perpendicular to Traffic.**

Abutment Height (mm)	$h_{eq}$ (mm)
1500	1200
3000	900
$\geq 6000$	600

**Tabla 20. Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico**

**Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic.**

Retaining Wall Height (mm)	$h_{eq}$ (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or Further
1500	1500	600
3000	1050	600
$\geq 6000$	600	600

**Tabla 21 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de sostenimiento paralelos al tráfico**

CLIMA	ACERO O ALUMINIO	HORMIGÓN	MADERA
Moderado	-18° a 50°C	-12° a 27°C	-12° a 24°C
Frío	-35° a 50°C	-18° a 27°C	-18° a 24°C

**Tabla 22. Rangos de temperatura para el Procedimiento A (AASHTO LRFD)**  
**Tabla 3.12.2.1.1-1**

Tabla 10.5.5-1 – Factores de Resistencia para el Estado Límite de Resistencia de las Fundaciones Superficiales

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga y empuje pasivo	Arena:	
	• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos SPT	0,45
	• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos de penetración (CPT)	0,55
	• Método racional - usando $\phi_r$ estimado a partir de datos de ensayos SPT	0,35
	usando $\phi_r$ estimado a partir de datos de ensayos CPT	0,45
	Arcilla	
	• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos CPT	0,50
	• Método racional - usando la resistencia al corte medida en ensayos en laboratorio	0,60
	usando la resistencia al corte medida en ensayos de molinete in situ	0,60
	usando la resistencia al corte estimada a partir de datos de ensayos CPT	0,50
Roca		
• Procedimiento semiempírico, Carter y Kulhawy (1988)	0,60	
Ensayo con placa de carga	0,55	

Tabla 23. Factores de resistencia para el Estado Límite de Resistencia (AASTHO LRFD)

## MEMORIA FOTOGRAFICA



VISTA NORTE DEL SITIO HACIA SAN NICOLAS



VISTA DEL CAUCE



**VISTA SUR HACIA LA COMUNIDAD LA SIRENA**



**VISTA AGUAS ARRIBA**