



# UTMACH

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

DISEÑO DE UN PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO PARA COMUNICACIÓN ENTRE  
LOS POBLADOS DE BELLAMARÍA Y CALUGURO DEL CANTÓN SANTA ROSA

TRABAJO PRÁCTICO DEL EXAMEN COMPLEXIVO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

GUANAQUIZA LEIVA DIEGO JAVIER

MACHALA - EL ORO

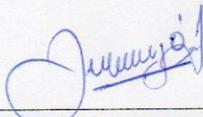
## CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

### INTRODUCCIÓN

Yo, GUANAQUIZA LEIVA DIEGO JAVIER, con C.I. 0705203115, estudiante de la carrera de INGENIERÍA CIVIL de la UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA, en calidad de Autor del siguiente trabajo de titulación DISEÑO DE UN PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO PARA COMUNICACIÓN ENTRE LOS POBLADOS DE BELLAMARÍA Y CALUGURO DEL CANTÓN SANTA ROSA

- Declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional. En consecuencia, asumo la responsabilidad de la originalidad del mismo y el cuidado al remitirme a las fuentes bibliográficas respectivas para fundamentar el contenido expuesto, asumiendo la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera EXCLUSIVA.
- Cedo a la UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA de forma NO EXCLUSIVA con referencia a la obra en formato digital los derechos de:
  - a. Incorporar la mencionada obra al repositorio digital institucional para su democratización a nivel mundial, respetando lo establecido por la Licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional (CC BY-NC-SA 4.0), la Ley de Propiedad Intelectual del Estado Ecuatoriano y el Reglamento Institucional.
  - b. Adecuarla a cualquier formato o tecnología de uso en internet, así como incorporar cualquier sistema de seguridad para documentos electrónicos, correspondiéndome como Autor(a) la responsabilidad de velar por dichas adaptaciones con la finalidad de que no se desnaturalice el contenido o sentido de la misma.

Machala, 25 de noviembre de 2015



---

GUANAQUIZA LEIVA DIEGO JAVIER  
C.I. 0705203115

## INTRODUCCION

La necesidad humana de cruzar pequeños arroyos fue el comienzo de la historia de los puentes. Hasta el día de hoy, la técnica ha pasado desde una simple losa hasta grandes puentes colgantes que miden varios kilómetros y que cruzan bahías. Los puentes se han convertido en un elemento básico para una sociedad.

Se utiliza el término puente para designar a aquellas construcciones que sirven para conectar diferentes espacios a los que de otra manera no se podría acceder. A través de los tiempos, el diseño y la ingeniería de los puentes han variado en gran forma, se han creado nuevos y mejores proyectos, no solo en materiales, sino en diseños, estética y funcionalidad.

El presente proyecto busca diseñar un puente de hormigón armado en la carretera de 20 km de largo, que une los poblados de Bellamaría y Caluguro, a la altura del km 12, con la finalidad de ofrecer seguridad a los vehículos que cruzan en las carreteras de un pueblo a otro.

Para lograr el buen diseño estructural de un puente se requiere amplios conocimientos de ingeniería, conocer la forma en que se aplican y transmiten las fuerzas, también es necesario conocer la resistencia y propiedades de los materiales con los cuales se construirá la estructura. Para el análisis y diseño del puente propuesto en este proyecto se utilizarán las normas y métodos AASHTO y LRFD.

La presente investigación contiene diferentes temáticas, las cuales están estructuradas de la siguiente manera:

En la Introducción, se refiere a la contextualización, los indicadores del problema, el objetivo general y la ventaja competitiva del proyecto.

El desarrollo, comprende la fundamentación de la respuesta, que se refiere al proceso de diseño y las formulas empleadas, las normas AASTHO y el método LRFD aplicado en su desarrollo, además de los resultados obtenidos.

El cierre, comprende la síntesis del proyecto y su argumentación, que pretende contribuir al mejoramiento de los poblados.

## **Contextualización**

Uno de los grandes retos que en la actualidad se presenta en la ingeniería, es el poder comunicar pueblos a través de puentes que tengan las características necesarias y que cumplan con el diseño de los elementos estructurales.

Es fundamental que los puentes, al igual que otras estructuras, cumplan con la función para la cual están destinadas en sus condiciones normales de operación y que tengan un grado de seguridad adecuado.

En la carretera de 20 km de largo, que une los poblados de Bellamaría y Caluguro, a la altura del km 12, existe un obstáculo natural (río) que hay que salvar para que los vehículos crucen desde un pueblo a otro. “El río Caluguro es un afluente (quebradas, quebradillas) sirve de fuente de abastecimiento para irrigar los terrenos productivos de gran extensión como: bananeras, cacaoteras, pastizales y de ciclo corto del cantón Santa Rosa en el sector centro, este, oeste y sur” (1)

Ante la necesidad presentada, se va a desarrollar un proyecto, basado en el diseño de un puente de hormigón armado, con la finalidad de unir los dos poblados facilitando las diversas actividades de los habitantes.

## **Indicadores del problema**

“En Santa Rosa, cantón vulnerable a inundaciones, se realiza el reforzamiento de muros, limpieza y extracción de sedimento en el río Caluguro para protegerse de las posibles inundaciones.” (2) Los poblados de Bellamaría y Caluguro presentan riesgos frente a fuertes lluvias, que imposibilitan el tránsito de vehículos y peatones en las carreteras porque no cuenta con:

- Un medio encargado de mantener la seguridad y comunicación entre los poblados de Bellamaría y Caluguro.
- Con un puente adecuado que cuente con características necesarias y con un diseño estructurado.
- Estructura de acceso inmediato que brinde comodidades a los habitantes de los poblados.

## **Objetivo general**

Diseñar un puente de hormigón armado, basado en las normas y especificaciones AASHTO, aplicando el método LRFD, para comunicar los poblados de Bellamaría y Caluguro del cantón Santa Rosa.

## Ventaja competitiva

Este proyecto tiene la finalidad de diseñar el puente de acuerdo a las especificaciones de las normas AASHTO.

“El puente de hormigón es una solución sostenible desde el punto de vista tanto medioambiental, como económico y social: aseguran una mayor durabilidad y no requieren prácticamente mantenimiento, resultan más económicos a largo plazo (la inversión se realiza en la fase de ejecución, no lastrando la inversión futura.” (3)

Esta propuesta contempla seguridad y comunicación entre los poblados, una estructura de acceso inmediato y un puente que cuente con características y diseño estructurado.

## DESARROLLO

### Fundamentación Teórica

*Diseño.* Las estructuras del puente están diseñadas para soportar las siguientes cargas y fuerzas:

- Carga muerta.
- Carga viva.
- Impacto

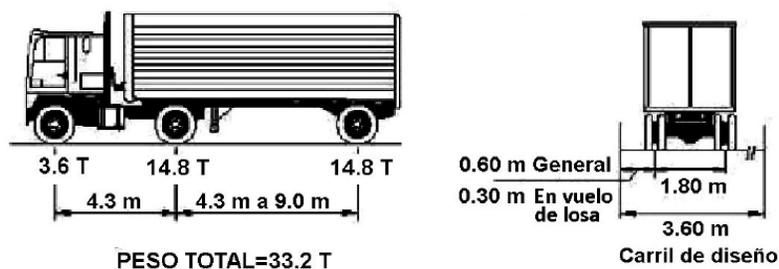
*Cargas muertas.* Las cargas muertas consistirán en el peso de la estructura propia, la losa de la carretera,

En algunos casos se deberá tomar en cuenta una superficie o recubrimiento adicional, de no existir algún motivo en especial de abrasión sobre el concreto podemos hacer pasar el tránsito directamente sobre la losa de concreto. Cuando se ha determinado esto, se debe considerar aumentar el espesor de la losa de 0.5 a 1.0 cm.

*Cargas vivas.* Las cargas vivas son las debidas al peso de las cargas móviles aplicadas que corresponden a camiones, autobuses, automóviles, peatones etc. En nuestro caso la carga vehicular es HL-93

Carga HL-93:

1.-Camión de diseño:



*Impacto.* Los elementos estructurales que soportan las cargas vivas, debe ser incrementada por los efectos dinámicos vibratorios y de impacto. La intención es que el impacto sea incluido como una parte de las cargas transferibles de la superestructura a la subestructura,

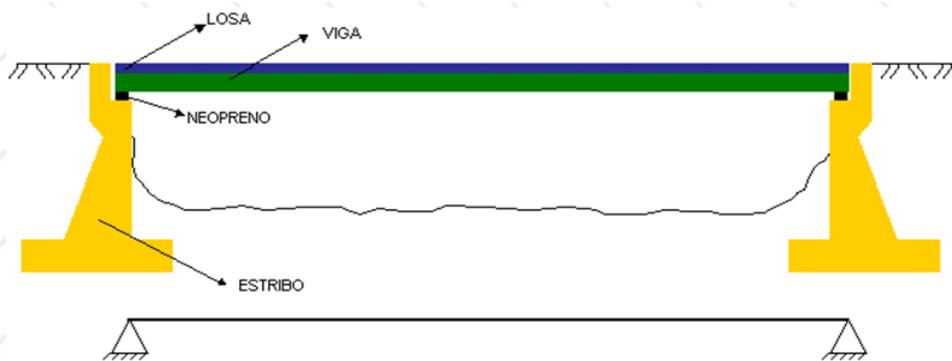
pero no debe ser incluida a las cargas transferidas a los cimientos, pilas, columnas que estén por debajo del suelo.

*Carga por viento.* Aunque para nuestro puente no se requiere un diseño por fuerzas eólicas dadas las condiciones donde se encuentra, puesto que no presentara una exposición considerable de los miembros que lo conforman.

*Puentes.* Los puentes son diseños estructurales que logran facilitar una vía de paso sobre ríos de gran caudal, de avenidas frecuentes o navegables; o los pasos sobre autopista en funcionamiento. Para la construcción de los puentes se toma en cuenta las condiciones geográficas y geológicas del medio en el que se va a construir.

Además, permite salvar un accidente geográfico y se utiliza para describir a las estructuras viales, venciendo obstáculos naturales con quebradas, hondonadas, canales, entrantes de mar, estrechos de mar, lagos, etc.

En definitiva, “el puente es el objeto ejemplar de la ingeniería civil, el paradigma de las obras públicas donde el diseño creativo, la belleza no puede apartarse, de lo útil, de lo funcional, de lo necesario.” (4)



Partes de un puente

*Importancia.* La importancia del proceso de construcción de un puente es de gran relevancia y está tan presente en el proyectista que muchos tipos de puentes se conocen por su procedimiento de construcción.

En relación con lo dicho, la estética, la historia y la integración con el entorno deberían ser los criterios determinantes en el comienzo del proyecto. De éstos se derivarán:

- Funcionalidad.
- Distancia que debe salvar el puente o luz.
- Tipo de puente más idóneo.
- Dimensiones.
- Tipos y resistencia de los materiales.

*Componentes.* La estructura de un puente se divide en dos partes principales: Superestructura, subestructura e infraestructura.

a) Superestructura.- está compuesta de elementos como: vigas, riostras, losas, barandas, andenes. Sobre la superestructura se realiza la circulación de vehículos y peatones. Generalmente sus elementos son: superficie de rodamiento, tablero, vigas longitudinales.

b) Subestructura.- Está integrada por elementos que tienen la función de transmitir las cargas de la superestructura y su propio peso a la infraestructura. Estos elementos pueden ser: columnas, pilas, caballetes, etc.

c) Infraestructura.- Es el conjunto de elementos encargados de transmitir directamente al terreno las cargas provenientes de la subestructura. De acuerdo con la capacidad del terreno la infraestructura podrá ser superficial o profunda.

*Clasificación.* Los puentes se pueden clasificar, dependiendo del tipo de material utilizado para su construcción, el sistema y diseño estructural, el uso del puente, la ubicación de la estructura del puente entre otros.

- Puente fijo.- puente con luz vehicular o navegacional fija.
- Puente móvil.- puente con luz vehicular o navegacional variable.
- Puente levadizo.- puente con movimiento vertical o inclinado.
- Puente peatonal.- puente para paso únicamente de personas.
- Puente acueducto.- puente para paso de agua.
- Puentes carreteros o viaductos.- puente a desnivel sobre una vía de tráfico.
- Puente de pontones.- puente cuyo tablero se apoya en pontones (elementos flotantes)

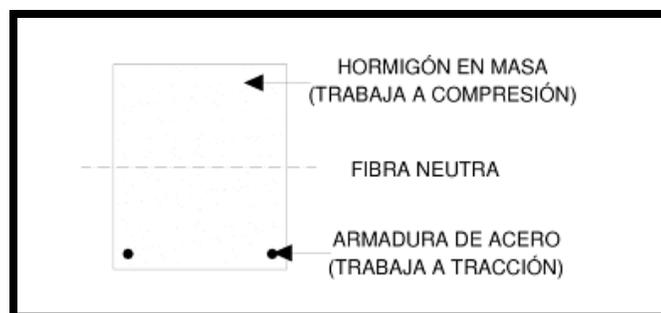
*Factores en la construcción de un puente.* Los factores determinantes en la construcción de un puente se derivan de:

- Funcionalidad.
- Distancia que debe salvar el puente o luz.
- Tipo de puente más idóneo.
- Dimensiones.
- Tipos y resistencia de los materiales.

Llegado el momento, habrá que añadir a esta relación consideraciones tales como: la durabilidad y la conservación del puente, el proyecto de elementos prefabricados y el control de calidad en la fábrica proveedora.

*Hormigón armado.* El hormigón armado es un material compuesto por la unión eficiente de otros dos elementos; el hormigón en masa y el hormigón en acero (en forma de armaduras o varillas), esta unión permite realizar estructuras de toda clase, adaptadas técnicamente a las más variadas soluciones y muy competitivas con las de otros materiales. (5)

Es empleado en construcción y formado esencialmente por un aglomerante al que se añade partículas o fragmentos de un agregado, agua y aditivos específicos. Adecuado especialmente para resistir esfuerzos de flexión.



*Ventajas y desventajas del hormigón armado.* Frente a las estructuras metálicas o de madera, son:

- VENTAJAS

- Monolitismo.- el conjunto de la estructura realizada en hormigón armado forma un solo cuerpo.
- Versatilidad.- como es un material moldeable, se pueden realizar con las infinitas formas diferentes.
- Facilidad de construcción.- no necesita un diseño tan preciso como el acero laminado.
- Conservación.- el coste de mantenimiento es mínimo, comparado con el acero o la madera.
- Resistencia al fuego.- Es incombustible, y mal conductor del calor aunque si el incendio es importante se puede provocar fisuraciones.

- DESVENTAJAS

- Gran peso y grandes secciones, en general, los pilares de hormigón ocupan más que los de acero.
- Puesta en obra más lenta, por los periodos de desencofrado.
- Curado cuidadoso, precisa de regado de su superficie durante el curado.
- Dependencia de la climatología, hay que tomar precauciones, incluso paralizar el hormigonado en tiempo de frio o calor.
- Contracciones durante el fraguado, además de las juntas de dilatación en el edificio hay que preceder juntas de hormigonado. (6)

Por medio de la descripción de ventajas y desventajas de las construcciones con hormigón armado, se puede constatar que los beneficios tienen un peso mayor en las ventajas brindando altas alternativas a los constructores.

*AASHTO.* El método de diseño AASHTO es uno de métodos más utilizados a nivel internacional para el diseño de pavimentos de concreto hidráulico.

Fue creado para estudiar el comportamiento de estructuras de pavimento de espesores conocidos, bajo cargas móviles de magnitudes y frecuencias conocidas y bajo el efecto del medio ambiente.

El objetivo principal consiste en determinar relaciones significativas entre el comportamiento de varias secciones de pavimento y las cargas aplicadas sobre ellas, o bien para determinar las relaciones significativas entre un número de repeticiones de ejes con cargas, de diferente magnitud y disposición, y el comportamiento de diferente espesores de pavimentos, conformados con bases y sub-bases, colocados en suelos de características conocidas. (7)

*Método LRFD.* EL Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) es una aproximación más perfecta al diseño de las estructuras de acero para edificios, que el diseño por esfuerzos permisibles. (8) Nos permite hacer de una manera más eficaz nuestros proyectos. Se base en los conceptos de estados límite.

El estado límite es para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función.

*Estados de límite.* Los estados de límites se dividen en:

- Los estados límite de resistencia.- se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.
- Los estados límite de servicio.- se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

*Factores de resistencia.* La resistencia última de una estructura depende en la resistencia de los materiales, las dimensiones, la mano de obra y no puede calcular exactamente

Que puede influir

- Imperfecciones en las teorías de análisis.
- A variaciones en las propiedades de los materiales.
- A las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia última teórica (resistencia nominal) de cada elemento por un factor Q, de resistencia.

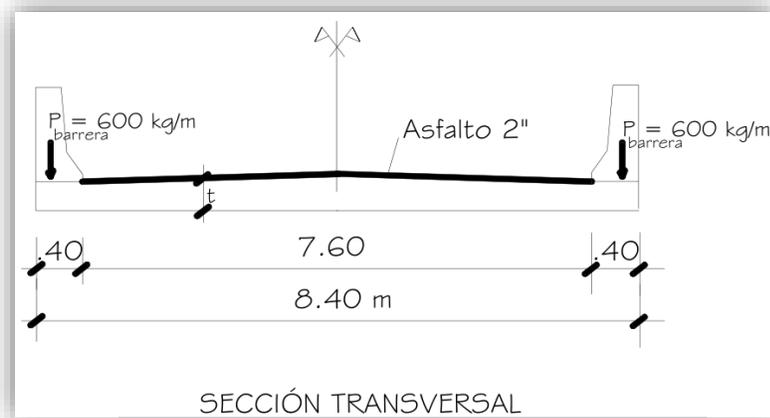
## Resultados

“El cúmulo de conocimientos relacionados con el diseño de puentes carreteros ha crecido enormemente desde 1931. Tanto la teoría como la práctica han evolucionado de manera sorprendente, para estudiar eventos extremos que representan riesgos particulares para los puentes tales como los eventos sísmicos y la socavación, entre muchas otras cosas.” (9)

A continuación presentamos todos los procedimientos aplicados para la elaboración del diseño de construcción de un puente de hormigón armado, que une los poblados de Bellamaría y Caluguro, a la altura del km 12, apegado a las normativas AASTHO y los métodos LRFD actualizados como soporte y respaldo de la confiabilidad del proyecto.

*Datos Iniciales del puente.*

<b>DATOS:</b>	
Longitud:	10 m
Calzada:	7,6 m
Ancho Total:	8,4 m
Concreto f'c:	240 kg/cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo fy:	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Carga Viva:	HL-93



## Diseño de la Superestructura.

### 2.1 Verificación de la altura mínima recomendada.

Considerando la tabla 2.5.2.6.3-1 de las Especificaciones del AASHTO.

$$S = \underline{0,55 \text{ m}}$$

### 2.2 Diseño de la franja interior (1m de ancho)

Momentos de Flexión por cargas:

- Carga muerta (DC):

$$M_{DC} = \underline{16,50 \text{ T-m}}$$

- Carga por superficie de rodadura (DW):

$$M_{DW} = \underline{1,41 \text{ T-m}}$$

- Carga viva (LL)

De la tabla APENDICE II-B (ver anexo 2) de las especificaciones de la AASHTO para vehículo HL-93 y con una carga dinámica (33%) en estado límite de Resistencia I tenemos:

$$M_{(LL+IM)} = \underline{77,77 \text{ T-m}}$$

LL= Carga viva; IM= Carga dinámica

Para el caso de dos o más carriles cargados:

$$E = 2100 + 0.12 \sqrt{(L_1 W_1)} \geq W/NL \quad (\text{art. 4.6.2.3-2})$$

$$E = \underline{2100 + 0,12 \sqrt{10000 \times 8400} = 3200 \text{ mm} = 3,20 \text{ m} \leq 4,2 \text{ m}}$$

Caso de una viva cargada (incluye el factor de presencia múltiple (C 4.6.2.3))

El ancho de faja crítico es:	E = 3,20 m
$M_{(LL+IM)} = 24,30 \text{ T-m}$	

### 2.3 Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables (Tabla 3.4.1-1 y Tabla 3.4.1-2)

Momentos positivos por cargas (Franja interior)

CARGA	M(+) T-m	Y		
		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA
DC	16,5	1,25	1	0
DW	1,41	1,5	1	0
LL+IM	24,30	1,75	1	0,75

### 2.4 Calculo de acero

Acero principal paralelo al tráfico

(Tabla 5.1.2.3-1)

Utilizamos: 1  $\phi$  1 " @ 0,14 m

As máximo

(art. 5.7.3.3.1)

Una sección no sobre reforzada cumple con:  $c/de \leq 0,42$

$c/de = 0,17 \leq 0,42$  ok!

As mínimo

(Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $1.2 M_{cr}$  y  $1.33 M_u$ :

El menor valor es 18.84 T-m y la cantidad de acero calculada es (36.00 cm<sup>2</sup>) resiste  $M_u = 65.27 \text{ T-m} > 18.84 \text{ T-m}$  Exitó!

As de distribución

(Art. 9.7.3.2)

Utilizamos: 1  $\phi$  5/8 " @ 0,32 m

As de temperatura:

(5.10.8.2-1)

USAR 1  $\phi$  1/2" @ 0.26 m

### 2.5 Revisión de fisuración por distribución de armadura

(Art. 5.7.3.4)

Esfuerzo máximo del acero:

(Art. 5.7.3.4-1)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(dc \cdot A)^{1/3}} \leq 0.6 f_y$$

$$f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$f_s = \frac{M_s C}{I} n$$

$$f_s = \frac{591000}{75969} \times 35,89 \times 9 = 2513 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 2513 \text{ Kg/cm}^2 < f_s = 2520 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Correcto!}$$

## 2.6 Diseño de franja borde

### 2.6.1 Ancho de franja para borde longitudinales de losa

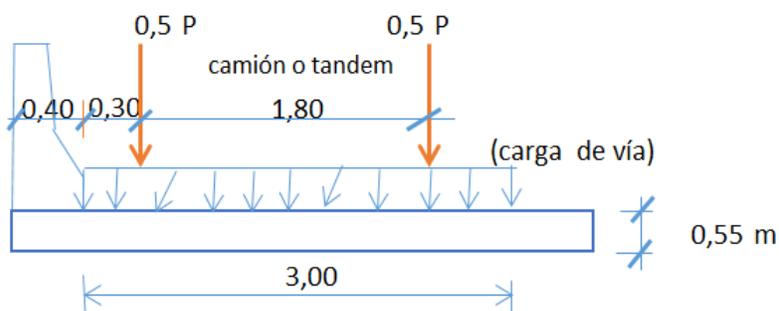


Gráfico N° 5: Ancho de franja para borde

Según (Art. 4.6.2.1.4b),

$$(\text{borde}) = 1,47 \leq 1,54$$

### 2.6.2 Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables (Tabla 3.4.1-1)

CARGA	M(+) T-m	γ		
		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA
DC	21,63	1,25	1	0
DW	1,03	1,5	1	0
LL+IM	19,19	1,75	1	0,75

### 2.6.3 Calculo de acero

Acero principal paralelo al tráfico

(Tabla 5.1.2.3-1)

Utilizamos: 1 φ 1 " @ 0,15 m

### As máximo

(art. 5.7.3.3.1)

Una sección no sobre reforzada cumple con:  $c/de \leq 0,42$

$$\underline{\underline{c/de = 0,16 \leq 0,42 \quad \text{ok!}}}$$

### As mínimo

(Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $1.2 Mcr$  y  $1.33Mu$ :

El menor valor es  $18.84 T\cdot m$  y la cantidad de acero calculada es  $(36.00 \text{ cm}^2)$  resiste  $Mu = 65.27 T\cdot m > 18.84 T\cdot m$  Exito!

### As de distribución

(Art. 9.7.3.2)

Utilizamos:  $1 \varphi 5/8" @ 0,30 \text{ m}$

### 2.7 Verificación de esfuerzos.

#### Rango máximo de esfuerzos:

(art. 5.5.3.2-1)

Esfuerzo mínimo:

$$\underline{\underline{f_{min} = 681,4 \quad \text{Kg/cm}^2}}$$

Esfuerzo máximo:

$$\underline{\underline{f_{limite} = 1130 \quad \text{Kg/cm}^2}}$$

$$f \text{ límite} = 1130 \text{ Kg/cm}^2 > f = 681 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

#### DISTRIBUCION DE ACERO EN LOSA:

Ver gráfico N° 1

#### Diseño de la Subestructura.

Ver gráfico N° 2

##### Datos:

Carga vehicular:	HL-93	Camion	
$F'c =$	240 kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresion del Ho	
$F'y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la fluencia del acero	
$\gamma_{suelo} =$	1,925 ton/m	1925 kg/m <sup>3</sup>	Peso especifico del suelo
$q_{adm} =$	2,67 kg/cm <sup>2</sup>	Capacidad admisible del suelo	
$\phi_f =$	30°	Angulo de friccion interna del suelo	
Coeficiente de sitio=	1,2		
A=	0,30	Coeficiente sismico de aceleracion horizontal	
BR=	1,99 T/m	Fuerza de frenado	
$P_{Dc} = 16,50 \text{ Ton/m}$	$P_{Dw} = 1,41 \text{ Ton/m}$	$P_{LL+IM} = 24,30 \text{ Ton/m}$	

## PRE-DIMENCIONAMIENTO

Para la altura  $H= 6,05 \text{ m}$  , probamos una seccion preliminar de estribo con:

<b>B=</b>	ancho del cimient = $1/2H \sim 2/3H= 3,50\text{m}\sim 4,67\text{m}$	(adoptado <b>B=</b>	5,10 m)
<b>D=</b>	Altura del cimient = $0,1H = 0,70\text{m}$	(adoptado <b>D=</b>	1,10 m)
<b>Lpunta=</b>	longitud de punta = $B/3 = 1,67\text{m}$	(adoptamos <b>Lpunta=</b>	1,10 m)
<b>tsup=</b>	grosor menor de pantalla = $H/24 = 0,29\text{m}$	(adoptamos <b>tsup=</b>	0,30 m)
<b>tinf=</b>	grosor mayor de pantalla = $0,1H = 0,70\text{m}$	(adoptamos <b>tsup=</b>	0,90 m)
<b>Nmin=</b>	0,24m	(adoptado <b>N=</b>	0,70 m)

Otras medidas tomadas se muestran en:

Ver gráfico N° 3

*Caso I – Estribo con puente*

### **2.8 Cargas Verticales** (considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

#### **Carga DC**

Peso propio del estribo de concreto armado (DC)

$$\begin{aligned} \mathbf{DC} &= \mathbf{20,50 \text{ ton/m}} \\ \mathbf{X_A} &= \mathbf{2,276\text{m}} \quad ; \quad \mathbf{Y_A} = \mathbf{1,504\text{m}} \end{aligned}$$

Peso propio de la estructura:

$$\begin{aligned} \mathbf{P_{DC}} &= \mathbf{16,50 \text{ Ton/m}} \\ \mathbf{X_A} &= \mathbf{1,75\text{m}} \end{aligned}$$

#### **Cargas DW**

Peso del asfalto en superestructura:

$$\begin{aligned} \mathbf{P_{DW}} &= \mathbf{1,41 \text{ Ton/m}} \\ \mathbf{X_A} &= \mathbf{1,75 \text{ m}} \end{aligned}$$

**Cargas EV** (peso del terreno)

$$\begin{aligned} \mathbf{EV} &= \mathbf{29,57 \text{ Ton/m}} \\ \mathbf{X_A} &= \mathbf{3,501\text{m}} \quad ; \quad \mathbf{Y_A} = \mathbf{3,455\text{m}} \end{aligned}$$

#### **Cargas LL+IM**

Carga viva e impacto desde la superestructura:

$$\begin{aligned} \mathbf{P_{LL+IM}} &= \mathbf{24,30 \text{ Ton/m}} \\ \mathbf{X_A} &= \mathbf{1,75\text{m}} \end{aligned}$$

**Cargas LS** (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C (tabla: 3.11.6.4-1)

$$\begin{aligned} \mathbf{LSy} &= \mathbf{3,18 \text{ Ton/m}} \\ \mathbf{X_A} &= \mathbf{3,725 \text{ m}} \end{aligned}$$

Resumen de cargas verticales:

CARGA	TIPO	V (Ton/m)	XA (m)	Mv (Ton-m/m)
DC	DC	20,50	2,276	46,65
PDC	DC	16,50	1,750	28,88
PDW	DW	1,41	1,750	2,47
EV	EV	29,57	3,501	103,54
PLL+IM	LL+IM	24,30	1,750	42,53
LSy	LS	3,18	3,725	11,85
$\Sigma=$		95,46		235,90

## 2.9 Cargas Horizontales (considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cargas actuantes:

**Cargas LS** (sobrecarga por carga viva en el terreno)

$$LSx = H p'' = LSx = 2,33 \text{ ton/m} \quad ; \quad X_A = 3,025\text{m}$$

**Cargas EH** (presión lateral del terreno)

$$EH = \frac{1}{2} H (p) = EH = 11,73 \text{ Ton/m} \quad ; \quad Y_A = 2,02 \text{ m}$$

**Cargas EQ** (acción sísmica)

- Acción sísmica del terreno ( $EQ_{\text{terr}}$ ):

$$EQ_{\text{terr}} = \frac{1}{2} (KAE - K_a) H^2 \gamma t =$$

$$EQ_{\text{terr}} = 3,52 \text{ Ton/m} \quad ; \quad Y_A = 3,03 \text{ m}$$

- Carga sísmica por superestructura ( $P_{EQ}$ )

$$P_{EQ} = PDC + DW.A.S =$$

$$P_{EQ} = 6,45 \text{ Ton/m} \quad ; \quad Y_A = 5,77 \text{ m}$$

- Fuerza inercial del estribo:

$$EQ_{\text{estrib}} = K_h \cdot W =$$

$$EQ_{\text{estrib}} = 7,51 \text{ ton/m} \quad ; \quad Y_A = 2,66 \text{ m}$$

**Cargas BR** (frenado)

$$BR = 1,99 \text{ ton/m} \quad ; \quad Y_A = 7,85$$

## Resumen de Cargas Horizontales

CARGA	TIPO	H (Ton/m)	YA (m)	MH (Ton-m/m)
LSx	LS	2,33	3,025	7,04
EH	EH	11,73	2,020	23,70
EQterr	EQ	3,52	3,030	10,67
PEQ	EQ	6,45	5,770	37,20
EQestribo	EQ	7,51	2,656	19,95
BR	BR	1,99	7,850	15,62
Σ=		33,53		114,19

## 2.10 ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

### ESTRIBO CON PUENTE - Cargas Verticales Vu

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ
CARGA	DC	PDC	PDW	EV	PLL+IM	LSv	VU(Ton)
V(Ton)=	20,50	16,50	1,41	29,57	24,30	3,18	95,46
Resistencia Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	1,75	69,35
	18,45	14,85	0,92	29,57	0,00	5,57	
Resistencia Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	136,38
	25,63	20,63	2,12	39,92	42,53	5,57	
Resistencia Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,50	65,38
	18,45	14,85	0,92	29,57	0,00	1,59	
Resistencia Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50	102,03
	25,63	20,63	2,12	39,92	12,15	1,59	
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	95,46
	20,50	16,50	1,41	29,57	24,30	3,18	

### MOMENTO ESTABILIZADOR(POR CARGAS VERTICALES) MVU

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ
CARGA	DC	PDC	PDW	EV	PLL+IM	LSv	MVU(Ton-m)
MV(Ton-m)=	46,65	28,88	2,47	103,54	42,53	11,85	235,90
Resistencia Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	1,75	193,85
	41,99	25,99	1,60	103,54	0,00	20,73	
Resistencia Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	333,03
	58,32	36,09	3,70	139,77	74,42	20,73	
Resistencia Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,50	179,04
	41,99	25,99	1,60	103,54	0,00	5,92	
Resistencia Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50	265,07
	58,32	36,09	3,70	139,77	21,26	5,92	
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	235,90
	46,65	28,88	2,47	103,54	42,53	11,85	

## Cargas Horizontales Hu

TIPO	LS	EH	EQ			BR	Σ
CARGA	LS	EH	EQterr	PEQ	Egestrib	BR	HU(Ton)
H(Ton)=	2,33	11,73	3,52	6,45	7,51	1,99	33,53
Resistencia Ia	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	25,15
	4,07	17,60	0,00	0,00	0,00	3,48	
Resistencia Ib	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	25,15
	4,07	17,60	0,00	0,00	0,00	3,48	
Resistencia Ia	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	37,24
	1,16	17,60	3,52	6,45	7,51	1,00	
Resistencia Ib	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	37,24
	1,16	17,60	3,52	6,45	7,51	1,00	
Servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	16,05
	2,33	11,73	0,00	0,00	0,00	1,99	

## MOMENTOS DE VUELCO (POR CARGAS HORIZONTALES) Mhu

TIPO	LS	EH	EQ			BR	Σ
CARGA	LS	EH	EQterr	PEQ	Egestrib	BR	MHU(Ton-m)
MH(Ton-m)=	7,04	23,70	10,67	37,20	19,95	15,62	114,19
Resistencia Ia	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	75,20
	12,32	35,55	0,00	0,00	0,00	27,34	
Resistencia Ib	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	75,20
	12,32	35,55	0,00	0,00	0,00	27,34	
Resistencia Ia	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	114,70
	3,52	35,55	10,67	37,20	19,95	7,81	
Resistencia Ib	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	114,70
	3,52	35,55	10,67	37,20	19,95	7,81	
Servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	46,36
	7,04	23,70	0,00	0,00	0,00	15,62	

## 2.11 CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

### 2.11.1 Vuelco alrededor del punto "A"

#### Cálculo de emáx:

Estado límite de Resistencia

(AASHTO, Art. 11.6.3.3):

$$\text{Es decir } e_{\text{máx}} = B/4 = (0.25)5.10\text{m} = 1.28\text{m}$$

#### Estado límite de Evento Extremo (AASHTO, Art. 11.6.5):

$$\text{Es decir } e_{\text{máx}} = (11/30)B_m = (0.367)5.10\text{m} = 1.87\text{m}$$

ESTADO	Vu (Ton/m)	MVU (Ton-m/m)	MHu (Ton-m/m)	Xo=(Mvu-hu)/Vu (m)	e=(B/2-Xo)	emax (m)
Resistencia Ia	69,35	193,85	75,20	1,71	0,84	1,28 OK!
Resistencia Ib	136,38	333,03	75,20	1,89	0,66	1,28 OK!
Event Extr. Ia	65,38	179,04	114,70	0,98	1,57	1,87 OK!
Event Extr. Ib	102,03	265,07	114,70	1,47	1,08	1,87 OK!

### 2.11.2 Deslizamiento en base del estribo

$\phi_T = 0,8$  estado límite de Resistencia (Tabla 10.5.5.2.2-1).  
 $= 1$  estado límite de Evento Extremo (Art. 11.6.5)

Estado	Vu (Ton/m)	RESISTENCIA (Ton/m) Ff= u ( $\phi_T$ Vu)	ACTUANTE (Ton/m) Hu	
Resistencia Ia	69,35	32,01	25,15	ok!
Resistencia Ib	136,38	62,95	25,15	ok!
Evento Extremo Ia	65,38	37,72	37,24	ok!
Evento Extremo Ib	102,03	58,87	37,24	ok!

### 2.11.3 Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno ( $q_R$ )

#### 2.11.3.1 Estado límite de Resistencia, con $\phi_b = 0,45$ (Tabla 10.5.5.2.2-1):

$q_R = \phi_b (FS.q_{adm}) = q_R = 3,70 \text{ kg/cm}^2$

#### 2.11.3.2 Estado límite de Evento Extremo, con $\phi_b = 1,00$ (Art. 11.6.5):

$q_R = \phi_b (FS.q_{adm}) = q_R = 8,01 \text{ kg/cm}^2$

#### 2.11.3.3 Estado límite de Servicio:

$q_{adm} = 2,67 \text{ kg/cm}^2$

ESTADO	Vu (Ton/m)	Mvu (Ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	Xo=(Mvu-hu)/Vu (m)	e=(B/2-Xo)	q=Vu/(B-2e) (kg/cm <sup>2</sup> )		
Resistencia Ia	69,35	193,85	75,20	1,71	0,84	2,03	3,70	ok!
Resistencia Ib	136,38	333,03	75,20	1,89	0,66	3,61	3,70	ok!
Event Extr. La	65,38	179,04	114,70	0,98	1,57	3,32	8,01	ok!
Event Extr. Lb	102,03	265,07	114,70	1,47	1,08	3,46	8,01	ok!
Servicio I	95,46	235,90	46,36	1,99	0,56	2,4	2,67	ok!

## 2.12 Caso II – Estribo sin puente

### 2.12.1 ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

#### Cargas verticales Vu

TIPO	DC	EV	LS	Σ
CARGA	DC	EV	LSy	Vu(Ton)
V(ton)=	20,50	29,57	3,18	53,25
Resistencia Ia	0,90	1,00	1,75	53,59
	18,45	29,57	5,57	
Resistencia Ib	1,25	1,35	1,75	71,11
	25,63	39,92	5,57	
Evento Extremo Ia	0,90	1,00	0,50	49,61
	18,45	29,57	1,59	
Evento Extremo Ib	1,25	1,35	0,50	67,14
	25,63	39,92	1,59	
Servicio I	1,00	1,00	1,00	53,25
	20,50	29,57	3,18	

#### MOMENTOS ESTABILIZADORES POR CARGAS VERTICALES Mvu

TIPO	DC	EV	LS	Σ
CARGA	DC	EV	LSy	Mvu(Ton-m)
Mv(ton-m)=	46,65	103,54	11,85	162,04
Resistencia Ia	0,90	1,00	1,75	166,25
	41,99	103,54	20,73	
Resistencia Ib	1,25	1,35	1,75	218,82
	58,32	139,77	20,73	
Evento Extremo Ia	0,90	1,00	0,50	151,45
	41,99	103,54	5,92	
Evento Extremo Ib	1,25	1,35	0,50	204,01
	58,32	139,77	5,92	
Servicio I	1,00	1,00	1,00	162,04
	46,65	103,54	11,85	

#### CARGAS HORIZONTALES Hu

TIPO	LS	EH	EQ		Σ
CARGA	(LS)	EH	EQterreno	EQestribo	Hu(Ton)
H(ton)=	2,33	11,73	3,52	7,51	25,09
Resistencia Ia	1,75	1,50	0,00	0,00	21,67
	4,07	17,60	0,00	0,00	
Resistencia Ib	1,75	1,50	0,00	0,00	21,67
	4,07	17,60	0,00	0,00	
Evento Extremo Ia	0,50	1,50	1,00	1,00	29,79
	1,16	17,60	3,52	7,51	
Evento Extremo Ib	0,50	1,50	1,00	1,00	29,79
	1,16	17,60	3,52	7,51	
Servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	14,06
	2,33	11,73	0,00	0,00	

## MOMENTOS DE VUELVO POR CARGAS HORIZONTALES MHu

TIPO	LS	EH	EQ		$\Sigma$
CARGA	(LS)	(EH)	EQterreno	EQestribo	MHU(Ton-m)
MH(ton-m)=	7,04	23,70	10,67	19,95	61,36
Resistencia la	1,75	1,50	0,00	0,00	47,86
	12,32	35,55	0,00	0,00	
Resistencia lb	1,75	1,50	0,00	0,00	47,86
	12,32	35,55	0,00	0,00	
Evento Extremo la	0,50	1,50	1,00	1,00	69,69
	3,52	35,55	10,67	19,95	
Evento Extremo lb	0,50	1,50	1,00	1,00	69,69
	3,52	35,55	10,67	19,95	
Servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	30,74
	7,04	23,70	0,00	0,00	

## 2.12.2 CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

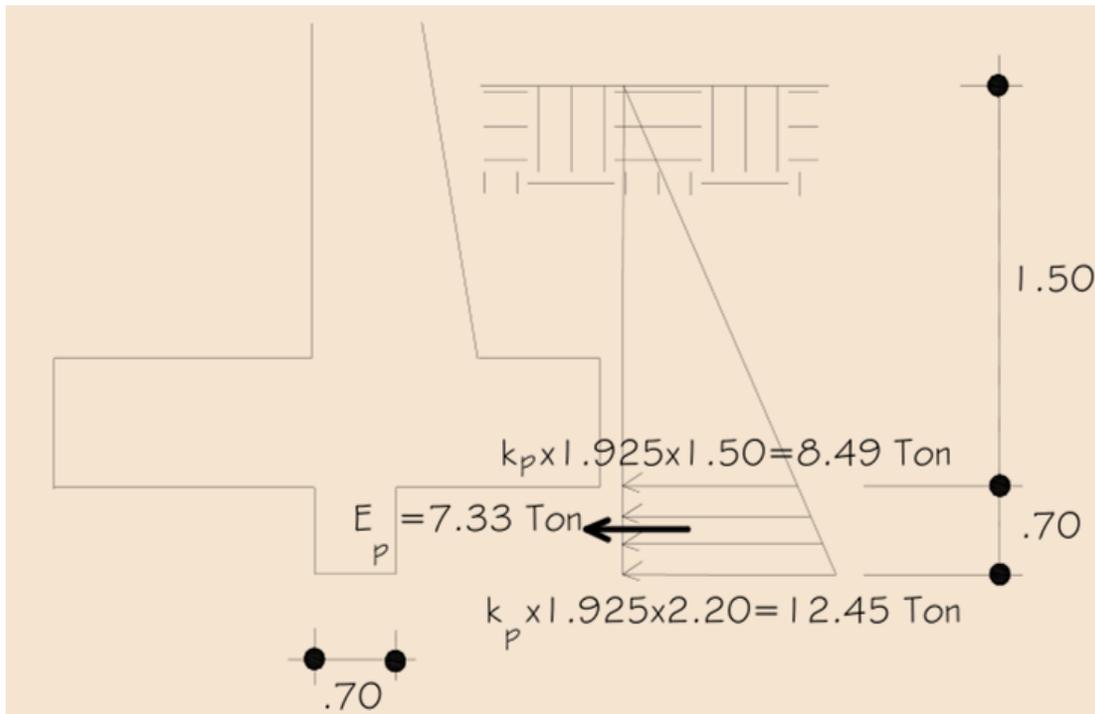
### 2.12.2.1 Vuelco alrededor del punto "A"

ESTADO	Vu (Ton/m)	MVU (Ton-m/m)	MHu (Ton-m/m)	$Xo=(Mvu-hu)/Vu$ (m)	$e=(B/2-Xo)$	$e_{max}$ (m)
Resistencia la	53,59	166,25	47,86	2,21	0,34	1,28 OK!
Resistencia lb	71,11	218,82	47,86	2,40	0,15	1,28 OK!
Event Extr. la	49,61	151,45	69,69	1,65	0,90	1,87 OK!
Event Extr. lb	67,14	204,01	69,69	2,00	0,55	1,87 OK!

### 2.12.2.2 Deslizamiento en base del estribo

Estado	Vu (Ton/m)	RESISTENCIA (Ton/m) $Ff= u (\varnothing rVu)$	ACTUANTE (Ton/m) Hu	
Resistencia la	53,59	24,74	21,67	ok!
Resistencia lb	71,11	32,82	21,67	ok!
Evento Extremo La	49,61	28,63	29,79	N.S!
Evento Extremo Lb	67,14	38,74	29,79	ok!

El estado límite de Evento Extremo la, no es satisfactorio. Luego, haciendo uso de la resistencia pasiva proporcionada por el diente de concreto de sección 0.70mx0.70m. se tiene:



Para el estado límite de Evento Extremo Ia, agregando el diente de concreto se Tiene:

$$QR = \phi_T Q_T + \phi_{ep} Q_{ep} \quad (10.6.3.3-1)$$

Para:  $\phi_T Q_T = 28,63 \text{ Ton}$ ;  $\phi_{ep} = 1,00$  (Art. 11.6.5)

$$Q_{ep} = 7,329 \text{ ton}$$

$$QR = 35,95 \text{ Ton} > 29,79 \text{ Ton OK!}$$

### 2.12.2.3 Presiones actuantes en la base del estribo

ESTADO	$V_u$ (Ton/m)	MVU (Ton-m/m)	MHu (Ton-m/m)	$X_o = (M_{vu} - h_u) / V_u$ (m)	$e = (B/2 - X_o)$	$q = V_u / (B - 2e)$ (kg/cm <sup>2</sup> )		
Resist. Ia	53,59	166,25	47,86	2,21	0,34	1,21	3,70	ok!
Resist. Ib	71,11	218,82	47,86	2,40	0,15	1,48	3,70	ok!
Event Extr. Ia	49,61	151,45	69,69	1,65	0,90	1,51	8,01	ok!
Event Extr. Ib	67,14	204,01	69,69	2,00	0,55	1,68	8,01	ok!
Servicio I	53,25	162,04	30,74	2,47	0,08	1,08	2,67	ok!

## 2.13 Cálculo de acero

### 2.13.1 Diseño de pantalla

Ver gráfico N° 4

CARGA	CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m)	Cargas			Yp(m)	M (T-m)
LS	$p'' = 0,333 \times 0,60 \times 1,925 =$	0,385	$(0,39 \times 4,95) =$	1,91	2,48	4,72
EH	$p = 0,333 \times 4,95 \times 1,925 =$	3,173	$3,17 \times 0,50 \times 4,95$	7,85	1,65	12,96
EQterreno	$p' = 0,5(0,433 - 0,333) \times 4,95 \times 1,925 =$	0,476	$0,48 \times 4,95 =$	2,36	2,48	5,83
PEQ	-		6,45		4,68	30,14
Egestribo	-		6,20		2,80	17,36
BR	-		1,99		6,75	13,43

#### 2.13.1.1 Acero Por Flexión

Momento de diseño en la base de la pantalla:  
Estado límite de Resistencia I, con  $n = nDnRn1 = I$

$$Mu = 51,20 \text{ T-m}$$

Estado límite de Evento Extremo I,  $n = nDnRn1 = I$

$$Mu = 81,85 \text{ T-m}$$

**As máximo**

(art. 5.7.3.3.1)

Una sección no sobre reforzada cumple con:  $c/de \leq 0,42$

$$\underline{\underline{c/de = 0,07 \leq 0,42 \quad \text{ok!}}}$$

**As mínimo**

(Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $1.2 Mcr$  y  $1.33Mu$ :

El menor valor es  $50,44 \text{ T-m}$  y la cantidad de acero calculada es  $(24,77 \text{ cm}^2)$  resiste  $Mu = 81,85 \text{ T-m} > 50,44 \text{ T-m}$  Exitó!

Utilizamos:  $1 \varphi 1'' @ 0,21 \text{ m}$

**2.14 As de temperatura:**

(5.10.8.2-1)

USAR  $1 \varphi 5/8'' @ 0,24 \text{ m}$

## 2.15 Revisión de fisuración por distribución de armadura

(Art. 5.7.4.3)

Esfuerzo máximo del acero:

(Art. 5.7.3.4-1)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{1/3}} \leq 0.6 f_y$$

$$f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$F_{sa} = 30600 / (6,27 \times 263,3)^{1/3} = 2589 \text{ kg/cm}^2$$

Para el diseño por Estado Limite de Servicio I , con  $n = n_D / n_R = 1$ : (Tabla 3.4.1-1)

$$M_s = 31,11 \text{ ton-m/m}$$

Para un ancho tributario de 0,21m:

$$M_s = (43,99 \text{ T-m/m})(0,21) = 6,53 \text{ T-m}$$

Luego:

$$F_s = 1,953 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{\underline{f_s = 1,953 \text{ Kg/cm}^2 < f_s = 2520 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Correcto!}}}$$

## 2.16 Diseño de Cimentación

2.16.1 Acero parte superior de zapata:

Ver gráfico N° 5

As máximo

(art. 5.7.3.3.1)

Una sección no sobre reforzada cumple con:  $c/d_e \leq 0,42$

$$\underline{\underline{c/d_e = 0,07 \leq 0,42 \quad \text{ok!}}}$$

As mínimo

(Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $1.2 M_{cr}$  y  $1.33 M_u$ :

El menor valor es 75,36 T-m y la cantidad de acero calculada es (24,26 cm<sup>2</sup>) resiste Mu = 90,51 T-m > 75,36 T-m Exito!

Utilizamos: 1  $\phi$  1 " @ 0,19 m

### 2.16.2 As de temperatura:

(5.10.8.2-1)

USAR 1  $\phi$  5/8" @ 0.24 m

### 2.16.3 Revisión del talón por corte

El cortante actuante en el talón para el estado límite de Resistencia I, con  $n = nDnRnI = 1$ , es:

$$V_u = 56,18 \text{ T}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n$$
$$\phi = 0,9$$

(5.8.2.1-2)  
(Art. 11.6.5)

$$V_n = 81,03 \text{ T}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 0,9 \times 81,03 = 72,92 > 56,18 \text{ T} \quad \text{OK!}$$

### 2.16.4 Acero en fondo de zapata

#### As máximo

(art. 5.7.3.3.1)

Una sección no sobre reforzada cumple con:  $c/de \leq 0,42$

$$\underline{\underline{c/de = 0,021 \leq 0,42 \quad \text{ok!}}}$$

#### As mínimo

(Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de 1.2 Mcr y 1.33Mu:

El menor valor es 35,66 T-m y la cantidad de acero calculada es (8,70 cm<sup>2</sup>) resiste Mu = 36,80 T-m > 35,66 T-m Exito!

Utilizamos: 1  $\phi$  8/5 " @ 0,23 m

### 2.16.5 Revisión de la punta por corte

$$V_u = q_u (L_{\text{punta}} - d_v) = 4,07 \text{ T}$$
$$V_n = 82,77 \text{ T}$$

**La resistente del concreto al corte es:**

$$V_r = \emptyset V_n$$
$$\emptyset = 1,0$$

(5.8.2.1-2)  
(Art. 11.6.5)

$$V_r = \emptyset V_n = 1,0 \times 82,77 = \mathbf{82,77 \text{ T} > 4,07 \text{ T}} \quad \mathbf{OK!}$$

**DISPOSICION DE ARMADURA EN ESTRIBO**

Ver gráfico N° 6

## Conclusiones:

- ✓ Al culminar el presente caso práctico se ha cumplido con el objetivo de diseñar un puente de hormigón armado mediante las especificaciones AASHTO y el método LRFD.
- ✓ Para la elaboración del diseño de un puente de hormigón armado, basado en las normas y especificaciones AASHTO, fue necesario conocer la forma en que se aplican y transmiten las fuerzas, resistencias y propiedades de los materiales con los cuales se construirá la estructura.
- ✓ Para finalizar se puede concluir, que el diseño del puente de hormigón armado, basado en las normas y especificaciones AASHTO, al aplicarlo sirve para comunicar los poblados de Bellamaría y Caluguro del cantón Santa Rosa, haciéndose efectiva la propuesta planteada en el proyecto.

## Recomendaciones:

- ✓ Los resultados obtenidos en el chequeo de estabilidad pudimos darnos cuenta que para el estado de evento extremo I, no satisface las condiciones de la carga actuante, fue por ese motivo que se añadió un diente para dar la resistencia necesaria al deslizamiento.

## REFERENCIA

### Bibliografía

1. SUAREZ RAMIREZ R. Tendales GAD. [Online]. [cited 2015 octubre miercoles, 21. Available from: <http://www.tendales.gob.ec/index.php/2013-02-25-15-49-34/2013-02-25-15-49-36/2013-02-25-15-49-41/2-uncategorised/38-nuevo>.
2. Redacción Regional Sur. El Telegrafo. [Online].; 2015 [cited 2015 octubre miercoles 21. Available from: <http://telegrafo.com.ec/regionales/regional-sur/item/en-azuay-y-el-oro-las-lluvias-ponen-en-alerta-a-autoridades.html>.
3. INSTITUTO ESPAÑOL DE CEMENTO Y SUS APLICACIONES. Puentes de Hormigon. PRIMERA ed. MADRID: DECA S.A; 2013.
4. FUNDACION LABORAL DE LA CONSTRUCCION NAVARRA. Identificación de Riesgos Laborales, Medidas Preventivas y Evaluación en la construcción de puentes y túneles. PRIMERA ed. NAVARRA GD, editor. NAVARRA: ONA INDUSTRIA GRÁFICA; 2007.
5. PASCUAL UB. CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS. HORMIGON ARMADO. PRIMERA ed. UNIVERSITARIO C, editor. SAN VICENTE: IMPRENTA GAMMA; 2004.
6. EDUARDO MS. Construcción de estructuras de hormigón armado: edificación. SEGUNDA ed. Delta Publicaciones 2, editor. MADRID: JACARYAN S.A; 2008.
7. CEMEX CONCRETOS. SCRIBD. [Online].; 2011 [cited 2015 OCTUBRE LUNES. Available from: <http://es.scribd.com/doc/51900496/Explicacion-del-Metodo-AASHTO#logout>.
8. GABRIEL VC. ESTRUCTURAS DE ACERO, INTRODUCCION AL DISEÑO. Colombia UNd, editor. BOGOTA; 2006.
9. Asociación Americana de Carreteras Estatales y Funcionarios de transporte. Normas AASHTO. tercera ed. Washington: Unidades S.I; 2004.

# **ANEXOS**

## Urkund Analysis Result

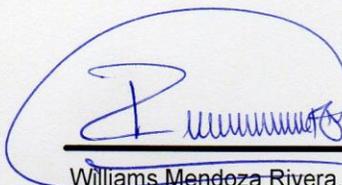
**Analysed Document:** DISEÑO PUENTE GUANAQUIZA LEIVA.docx (D16369550)  
**Submitted:** 2015-11-25 00:26:00  
**Submitted By:** wemendoza@utmachala.edu.ec  
**Significance:** 10 %

### Sources included in the report:

JORGE MOROCHO CAPITULO VI ESTUDIO DE SUELOS.pdf (D11834550)  
<http://es.slideshare.net/edwinalexisssemianriobeltran/diseo-de-un-puente-colgante>  
<https://ingilichpc.files.wordpress.com/2011/03/factores-de-cargas-y-factres-de-resistencia.pptx>  
<http://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/publicom/01-Introduccion.pdf>  
[http://infomadera.net/uploads/descargas/archivo\\_42\\_Riesgos%20Laborales%20en%20la%20construccion%20de%20puentes.pdf](http://infomadera.net/uploads/descargas/archivo_42_Riesgos%20Laborales%20en%20la%20construccion%20de%20puentes.pdf)

### Instances where selected sources appear:

17



Williams Mendoza Rivera, MGP  
CATEDRATICO FIC-UTM

0702465238