



# UTMACH

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

DISEÑO DE UN PUENTE QUE UNE LOS POBLADOS DE CEIBALES Y BALOSA A LA  
ALTURA DEL KM 5 CANTÓN MACHALA

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

AUTOR

DÍAZ GORDILLO DARWIN GEOVANNY

MACHALA - EL ORO

Yo, DÍAZ GORDILLO DARWIN GEOVANNY, con C.I. 0704002161, 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 QUE UNE LOS POBLADOS DE CEIBALES Y BALOSA A LA ALTURA DEL KM 5 CANTON MACHALA

- 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, 24 de noviembre de 2015



---

DÍAZ GORDILLO DARWIN GEOVANNY  
C.I. 0704002161

## RESUMEN

### DISEÑO DE UN PUENTE QUE UNE LOS POBLADOS DE CEIBALES Y BALOSA A LA ALTURA DEL KM 5 CANTÓN MACHALA

**Autor:** Darwin Geovanny Díaz Gordillo

Este trabajo está desarrollado para dar continuidad a la carretera con la construcción de un puente que tiene la finalidad de unir los dos poblados de Ceibales y Balosa la cual facilitara el tránsito peatonal y vehicular y su vez beneficiar a los demás sectores que se encuentra cercanos a la construcción del puente.

Como objetivo de este proyecto es el diseño completo de superestructura y subestructura teniendo en cuenta las condiciones que se requiere para la implantación del mismo, para la cual utilizamos métodos y procedimientos de construcción de puente.

Para el desarrollo de la estructura que está conformado el puente tenemos que tener en cuenta las condiciones geológicas, hidrológicas, topográficas, climáticas, de viento y sismo. Analizamos los elementos que conforma la estructura del puente donde consideramos los puntos más favorable de cruce de la corriente de agua para determinar los puntos donde se colocara la estructura, donde determinaremos la superestructura y subestructura teniendo en cuenta el ancho de la calzada se tomará como la distancia libre, perpendicular al eje del puente, también se diseñar la estructura para resistir las siguientes cargas y fuerzas como son carga muerta o peso propio, carga viva, impacto o efecto dinámico de la carga viva, cargas originadas por el viento, fuerzas longitudinales, fuerza centrífuga, fuerzas de origen térmico, presión de la tierra, supresión hidráulica, fuerzas por contracción, presión de las corrientes de agua y esfuerzos sísmicos. Para la subestructura tablero simplemente apoyado y para subestructura estribo en voladizo.

De este modo, a través de las especificaciones de la norma AASHTO-LRFD, que emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), en este documento se realiza el análisis de las combinaciones de carga en un puente simplemente apoyado.

## **SUMMARY**

### **DESIGN OF A BRIDGE THAT JOINS THE VILLAGES OF COCKSPUR CORAL AND BALOSA TO THE HEIGHT OF THE KM 5 CANTONE MACHALA**

**Author:** Darwin Geovanny Díaz Gordillo

This work is developed to give continuity to the road with the construction of a bridge that aims to unite the two villages which Balosa and ceibales facilitate pedestrian and vehicular traffic and in turn benefit other sectors which is near bridge construction

Aim of this project is the overall design of superstructure and substructure considering the conditions required for the implementation thereof to which use methods and procedures bridgework

For the development of the structure that is formed the bridge we have to take into account the geological, hydrological, topographical, climate, wind and earthquake conditions. It analyzed the elements that make up the structure of the bridge where we consider the most favorable crossing points of the stream to determine the points where the structure, which will determine the superstructure and substructure is placed considering the width of the road is taken as the clearance, perpendicular to the axis of the bridge, the structure is also designed to withstand the following loads and forces as they are dead load or dead weight, live load, impact or dynamic effect of the live load, loads caused by wind, longitudinal forces, centrifugal forces of thermal origin, earth pressure, hydraulic removal, shrink forces, pressure water currents and seismic forces. For the substructure board simply supported and cantilevered bracket substructure

Thus, through the specifications of AASHTO-LRFD standard methodology employing Factor Design Load and Resistance (LRFD), herein analysis load combinations is performed on a simply supported bridge

## INDICE DE CONTENIDO

<b>CARÁTULA</b> .....	<b>I</b>
<b>CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR</b> .....	<b>II</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>III</b>
<b>SUMMARY</b> .....	<b>IV</b>
<b>INDICE DE CONTENIDO</b> .....	<b>V</b>
<b>INDICE DE GRÁFICOS</b> .....	<b>VI</b>
<b>INDICE DE TABLAS</b> .....	<b>VI</b>
<b>INTRODUCCION</b> .....	<b>7</b>
<b>CAPITULO I</b> .....	<b>8</b>
<b>1.SUPERESTRUCTURA (Tablero)</b> .....	<b>8</b>
1.1. DESARROLLO DE LA SUPERESTRUCTURA .....	8
1.2. Espesor de la Losa (ts) .....	9
1.3. CÁLCULO DE ANCHO DE FRANJA PARA LA CARGA VIVA .....	10
1.4. UBICACIÓN DE CARGAS MÓVILES Y CÁLCULO DE SUS EFECTOS MÁXIMOS .....	10
1.5. FORMULA SIMPLIFICADA ACI 318-12 PARA CALCULO DE $A_s$ EN LOSA .....	14
1.6. ARMADURA DE REPARTO INFERIOR Y SUPERIOR .....	14
1.7. DEFORMACION ELASTICA.....	14
1.8. DISEÑO POR CORTANTE .....	15
<b>CAPITULO II</b> .....	<b>16</b>
<b>2.SUBESTRUCTURA (ESTRIBOS)</b> .....	<b>16</b>
2.1. DESARROLLO DE LA SUBESTRUCTURA .....	17
2.2. COMPROBACIÓN DEL ASIENTO PROYECTADO.....	18
2.3. OBTENCIÓN DE LAS REACCIONES DE LA SUPERESTRUCTURA.....	18
2.4. REACCIÓN DEBIDO A LA CARGA MUERTA (D) ml.....	19
2.5. REACCIÓN DEBIDA A LA CARGA VIVA (L) SIN IMPACTO (Ubicación mas desfavorable) .....	19
2.6. OBTENCIÓN DEL PESO PROPIO DEL ESTRIBO .....	19
2.7. OBTENCION DEL MOMENTO PRODUCIDO POR LAS CARGAS DE LA SUPERESTRUCTURA CON RESPECTO AL PUNTO A .....	20
2.8. DETERMINACIÓN DEL EMPUJE (E) DE TIERRAS SOBRE EL MURO .....	20
2.9. PRESIONES SISMICA ACTIVAS EN SUELOS NO COHESIVOS SECOS.....	21
2.10. FUERZAS DEBIDAS AL VIENTO (W, WL) .....	23
2.11. OBTENCION DE LOS ESFUERZOS SOBRE EL TERRENO Y REVISION DE LA ESTABILIDAD DEL ESTRIBO AL VOLCAMIENTO Y AL DESLIZACMINETO.....	24
2.12. DISEÑO DE LA ARMADURA DEL ESTRIBO .....	26
2.13. DISEÑO DE LA ARMADURA DE LA PANTALLA (VASTAGO).....	29

2.14. ARMADO PROPUESTO PARA LA PANTALLA.....	33
2.15. DISEÑO DE PARAPETO DEL ESTRIBO (PANTALLA SUPERIOR).....	34
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>35</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>36</b>

### INDICE DE GRÁFICOS

Grafico 1.1: Puente Simplemente Apoyado .....	6
Grafico 1.2: Luz del tramo.....	6
Gráfico 1.3: Ancho Total de la Losa .....	7
Grafico 1.4: Camión de Diseño.....	9
Grafico 1.5: Diagrama del Momento de Camión.....	9
Grafico 1.6: Diagrama del Momento Distribuido.....	9
Grafico 1.7: Camión de Diseño Tandem.....	10
Grafico 1.8: Diagrama del Momento de Camión .....	10
Grafico 1.9: Diagrama del Momento Distribuido.....	11
Grafico 1.10: Diseño Por Cortante.....	13
Grafico 2.1: Estribo Pantalla en Voladizo.....	14
Grafico 2.2: Dimensiones del Estribo.....	16
Grafico 2.3: Diagrama.....	17
Grafico 2.4: Peso del Estribo .....	18
Grafico 2.5:Empuje de Tierra Sobre el Muro.....	19
Grafico 2.6: Presiones Activa Debido al Suelo.....	19
Grafico 2.7: Fuerza Total de un Muro.....	20
Grafico 2.8: Esfuerzo y Momentos.....	23

### INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Tabla de Peralte Mínimo.....	7
---------------------------------------	---

## INTRODUCCION

Los puentes son de vital importancia para el desarrollo de las ciudades, ya que facilita las actividades de comunicación, es por ello que se desarrolla la investigación de nuevas técnicas para el diseño, construcción y mantenimiento de los mismos.

La naturaleza del terreno y la función que debe cumplir un puente son aspectos determinantes que hacen que su diseño y construcción sean diferentes para cada medio, representando así una tarea compleja que implica un alto grado de conocimiento de ingeniería civil.

A lo largo de la historia se han empleado numerosos tipos de diseños, que dependen de los materiales disponibles, técnicas desarrolladas y consideraciones económicas. Siendo la calidad del suelo o roca donde deberá apoyarse un parámetro crítico que garantiza la estabilidad del mismo.

La superestructura es una parte fundamental de los puentes pues salvan la luz entre los entre los espacio vacío que soportan directamente las cargas de tránsito. Deben diseñarse de tal manera que no sufran deflexiones para garantizar su correcto funcionamiento.

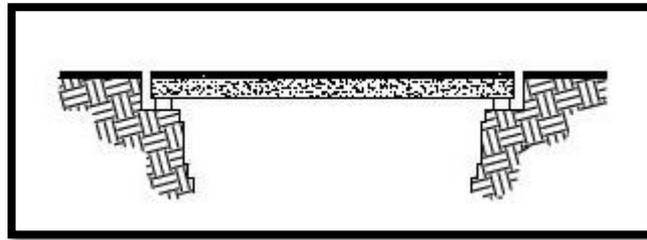
Existen varios tipos de superestructura que dependen de las características físicas y económicas de cada proyecto. Las más empleadas son las conformadas por una losa y vigas longitudinales; siendo para nuestro proyecto una losa apoyando sobre estribos elementos estructurales que soportan todas las sollicitaciones de la superestructura, para luego transmitir las a la subestructura.

## 1. SUPERESTRUCTURA (Tablero)

Es la parte en contacto con el tráfico, consiste de un sistema de piso que se apoya o integra monolíticamente con los elementos principales de la superestructuras sean vigas longitudinales o armaduras. Al sistema de piso se lo denomina comúnmente tablero (1).

### 1.1. DESARROLLO DE LA SUPERESTRUCTURA

Para realizar el diseño del puente tipo simplemente apoyado nos basaremos al Manual Básico de Ingeniería con el método LRFD- Norma AASHTO. Debemos tomar en cuenta que necesita salvar un obstáculo natural (río) de una distancia 11m, por lo cual se considera lo siguiente.



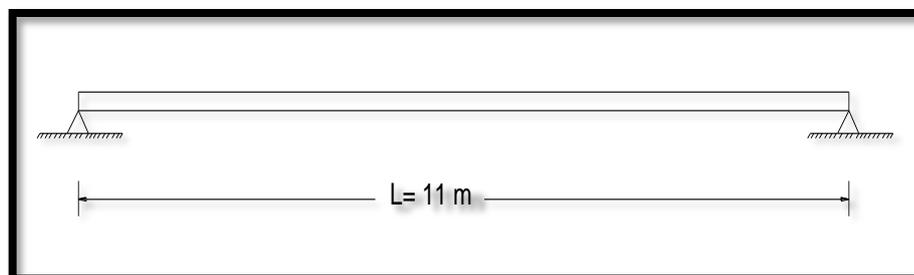
**GRAFICO 1.1. Puente Simplemente Apoyado**

Elaborado Ramirez Coria P. APOYO DIDACTICO EN LA ASIGNATURA DE PUENTES CIV 312 BOLIVIA; 2010

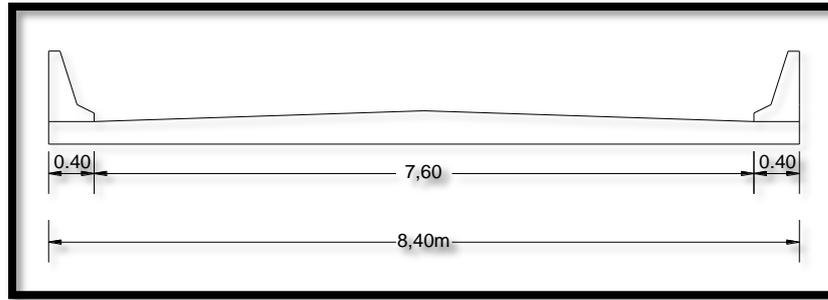
#### DATOS

**Luz de losa (S)= 10,40 m** donde 10,40 m a mm **10400 mm**

**Ancho total de losa (WL)= 8,40 m**



**GRAFICO 1.2. Luz del tramo** Elaborado: Darwin Díaz (2015)



**GRAFICO 1.3. Ancho Total de la Losa** *Elaborado: Darwin Díaz (2015)*

## 1.2. Espesor de la Losa (ts)

**Tabla 1. Tabla de Peralte mínimo.**

**Tabla 2.5.2.6.3-1 – Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.**

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

S = Luz del tramo de losa (mm)  
L = Luz del tramo de puente (mm)

*Elaborado: AASHTO-LRFD 2010 MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén*

### TRAMOS SIMPLES

$$ts = \frac{1,2 (S + 3000)}{30}$$

$$S = \frac{1,2 (10400 \text{ mm} + 3000)}{30} = \frac{1,2 (13400 \text{ mm})}{30} = \frac{16080 \text{ mm}}{30} = 536 \text{ mm}$$

Tomamos **S = 550 mm**

### 1.3. CÁLCULO DE ANCHO DE FRANJA PARA LA CARGA VIVA

#### ➤ Cálculo de la franja interior

El ancho transversal equivalente de la franja longitudinal por carril (E):

#### Datos

**E**= Ancho de la franja equivalente (mm)

**L1** = Longitud del tramo modificado igual al menor valor del tramo y menor a 11m a milímetro 11000 mm

**W1** = Ancho extremo a extremo modificado del puente 8,40 m a mm 8400 mm

**W**= Ancho del puente

**NL**= Numero de vías Cargadas

$$\text{Un carril cargado} \quad E_1 = 250 + 0,42 \sqrt{(L1 \times W1)}$$

$$E = 250 + 0,42 \sqrt{11000 * 8400} \quad E = 250 + 0,42 \times 9612,49 \quad E = 4287,35 \text{ mm}$$

$$\text{Dos o más carriles cargado} \quad E_m = 2100 + 0,12 \sqrt{(L1 \cdot W1)} \leq \frac{W1}{L1}$$

$$E = 2100 + 0,12 \sqrt{11000 * 8400} \quad E = 2100 + 0,12 \times 9612,49 \quad E = 3253,50 \text{ mm}$$

$$E_{INT} = \min(E_1, E_m) \quad \text{En la cual usaremos} \quad E_{INT} = 3253,50 \text{ mm a } 325,35 \text{ cm}$$

#### ➤ Cálculo de franja de borde

#### DONDE

Espacio = Distancia entre la cara interior de la losa y la cara interior de la vereda:

Espacio= 300 mm

$$E_{\text{borde}} = \text{espacio} + 300 + \frac{1}{4} E_{INT} \quad \leq \quad \text{Min} \left( \frac{1}{2} E_{INT}, 1800 \right)$$

$$E_{\text{borde1}} = 300 \text{ mm} + 300 + \frac{1}{4} 3253,50 \text{ mm} \quad E_{\text{borde1}} = 1413,38 \text{ mm}$$

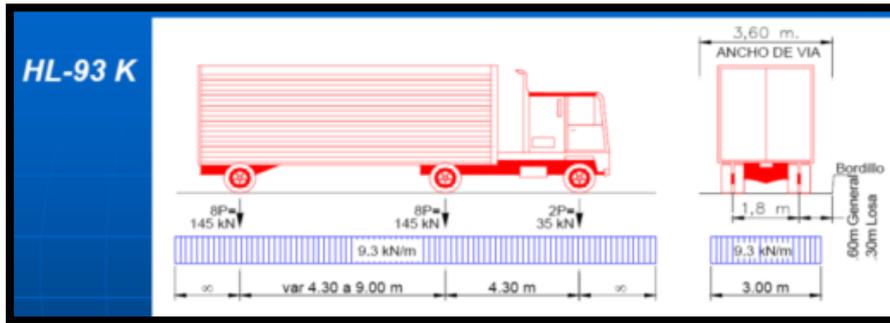
$$E_{\text{borde min}} = \min \left( \frac{1}{2} E_{INT} \right) \quad E_{\text{min}} = \min \left( \frac{1}{2} 3253,50 \text{ mm} \right) \quad E_{\text{min}} = 1626,75 \text{ mm}$$

### 1.4. UBICACIÓN DE CARGAS MÓVILES Y CÁLCULO DE SUS EFECTOS MÁXIMOS

- **Momento Positivos:** Se obtiene el diagrama de líneas de influencia de Momentos en el centro de la luz principal y luego se la carga con los valores específicos

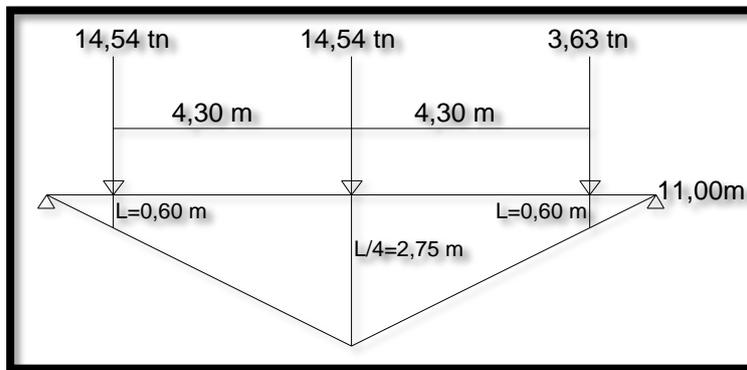
**PARA VEHICULO HL-93 K.-**

Ancho de aplicación 3,00 m



**GRAFICO 1.4. Camión de Diseño**

Elaborado: AASHTO-LRFD 2010 MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén



**GRAFICO 1.5. Diagrama Camión de Diseño**

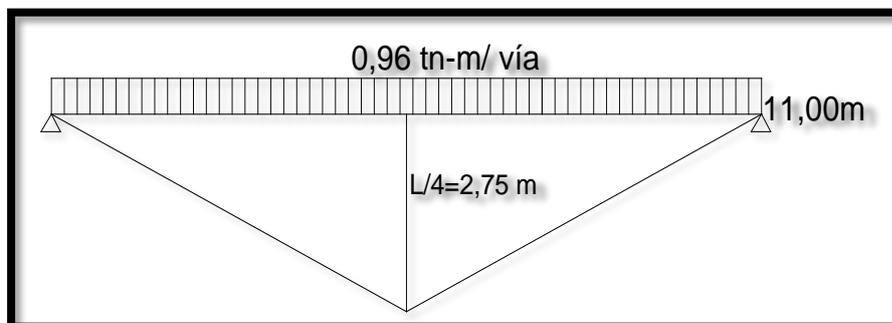
Elaborado: Darwin Díaz (2015)

$$Mcl \text{ camión} = \sum Qi \times Yi$$

$$Mcl \text{ camión} = (14,54 \text{ tn} \times 0,60 \text{ m}) + (14,54 \text{ tn} \times 2,75 \text{ m}) + (3,63 \text{ tn} \times 0,60 \text{ m})$$

$$Mcl \text{ camión} = (50,887 \text{ tn-m}) \times 1000$$

$$Mcl \text{ camión} = 50887,00 \text{ kg -m / vía}$$



**GRAFICO 1.6. Diagrama** Elaborado: Darwin Díaz (2015)

$$\text{Mcl distribuida} = \sum Wi \times Ai$$

$$\text{Mcl distribuida} = (0,96 \text{ tn} - \text{m/ vía}) (0,5)(11 \text{ m})(2,75\text{m})$$

$$\text{Mcl distribuida} = (14,52 \text{ tn} -\text{m}) \times 1000$$

$$\text{Mcl distribuida} = 1452,00 \text{ kg- m/vía}$$

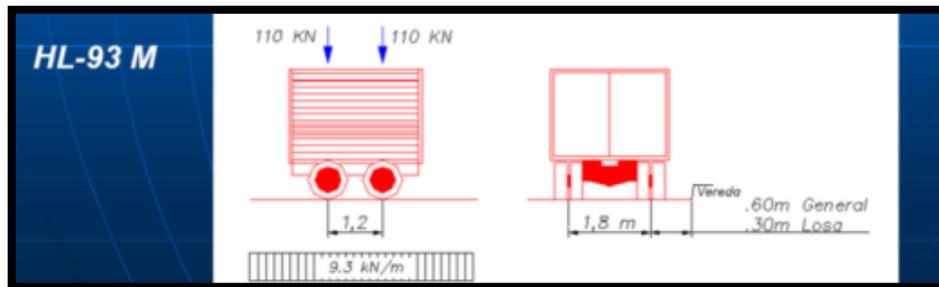
$$\text{Mcl HL-93 K + IM} = (\text{Mcl camión} \times 1,33) + \text{Mcl distribuida}$$

$$\text{Mcl HL-93 K + IM} = (50887,00 \text{ kg} -\text{m/vía}) (1,33) + (1452,00 \text{ kg} -\text{m/vía})$$

$$\text{Mcl HL-93 K + IM} = 82199,71 \text{ kg} -\text{m/vía}$$

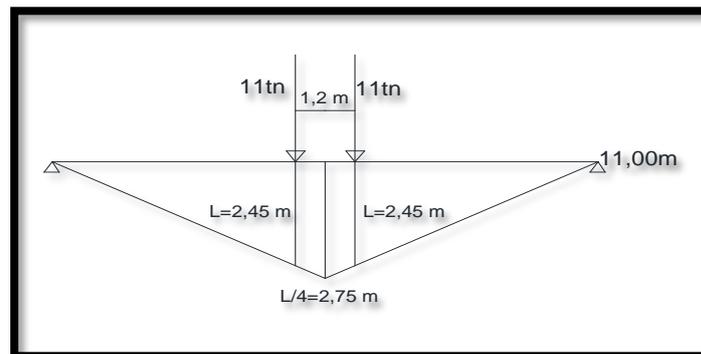
### PARA TANDEM HL-93 M.-

Ancho de aplicación 1,80 m



**GRAFICO 1.7. Camión de Diseño Tandem**

Elaborado: AASHTO-LRFD 2010 MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén



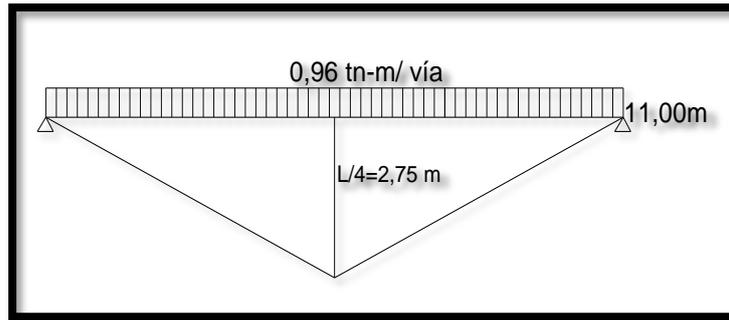
**GRAFICO 1.8. Diagrama** Elaborado: Darwin Díaz (2015)

$$\text{Mcl. tandém} = \sum Qi \times Yi$$

$$\text{Mcl. tandém} = (11 \text{ tn} \times 2,45 \text{ m}) + (11 \text{ tn} \times 2,45 \text{ m})$$

$$\text{Mcl. tandém} = (53,9 \text{ tn-m}) \times 1000 = 53900 \text{ kg} -\text{m/vía}$$

$$\text{Mcl. tandém} = 53900 \text{ kg} -\text{m/vía}$$



**GRAFICO 1.9. Diagrama Distribuido** Elaborado: Darwin Díaz (2015)

$$\text{Mcl. distribuida} = \sum Wi x Ai$$

$$\text{Mcl distribuida} = (0,96 \text{ tn} - \text{m/ vía} ) (0,5)(11 \text{ m})(2,75\text{m})$$

$$\text{Mcl distribuida} = (14,52) \times 1000$$

$$\text{Mcl. tandém} = 1452,00 \text{ kg} - \text{m/vía}$$

$$\text{Mcl HL-93 M + IM} = (\text{Mcl tandém} \times 1,33) + \text{Mcl distribuida}$$

$$\text{Mcl HL-93 M + IM} = (53900,00 \text{ kg} - \text{m/vía})(1,33) + (1452,00 \text{ kg} - \text{m} / \text{ vía})$$

$$\text{Mcl HL-93 M + IM} = 86207,00 \text{ kg} - \text{m} / \text{ vía}$$

**PARA DISEÑO SE USA EL MAYOR ENTRE EL CAMIÓN Y EL TANDEM  
86207,00kg –m / vía**

**CARGA EQUIVALENTE PARA EL DESARROLLO DE MOMENTO**

**35875,82 kg**

$$\text{As min} = \frac{14}{Fy} \times b \times d$$

De donde

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 325,35 \text{ cm}$$

$$h = 55,00 \text{ cm}$$

$$\text{recub.} = 5,00 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$\text{As min} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} \times 325,35 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$$

$$\text{As min } 54,22 \text{ cm}^2$$

### 1.5. FORMULA SIMPLIFICADA ACI 318-12 PARA CALCULO DE As EN LOSA

$$s = 0,0425 \times b \times \left( d - \sqrt{d^2 - \frac{Mu}{80,325} \times b} \right)$$

LUZ	MOMENTO (Kg-m)	AS calculada	As necesaria	ARMADO	
				VARILLA (mm)	Cada (cm)
0	0,00	0,00	54,22	20	19
1	-4.484,48	2,38	54,22	20	19
2	-17.937,91	9,55	54,22	20	19
3	-40.360,30	21,69	54,22	20	19
4	-71.751,65	39,06	54,22	20	19
5	-112.111,95	62,09	62,09	20	16
5,5	-135.655,46	75,92	75,92	20	13
6	-112.111,95	62,09	62,09	20	16
7	-71.751,65	39,06	54,22	20	19
8	-40.360,30	21,69	54,22	20	19
9	-17.937,91	9,55	54,22	20	19
10	-4.484,48	2,38	54,22	20	19
11	0,00	0,00	54,22	20	19

### 1.6. ARMADURA DE REPARTO INFERIOR Y SUPERIOR

$$As = \frac{2}{3} \times 0,0018 \times b \times d$$

$$As = \frac{2}{3} \times 0,0018 \times 325,35 \times 50$$

$$As = 19,52 \text{ cm}^2$$

ARMADO	
VARILLA (mm)	Cada (cm)
14	25,66

### 1.7. DEFORMACION ELASTICA

**Mmax = 135655,46 kg m a kg cm 13565546,31 kg cm** Momento máximo

**E= 218819 ,79 kg/cm<sup>2</sup>** Modulo de elasticidad del concreto

**I = (Lxh<sup>3</sup>)/12 = 325,35 cm x (55 cm)<sup>3</sup> / 12**

**I=4510840,84 cm<sup>4</sup>** Inercia de la losa interior

➤ **Deflexión =  $(5 \times M_{\max} \times L^2) / (48 \times E \times I)$**

$$D_c = (5)(13565546,31 \text{ kg-m})(11000\text{mm})^2 / (48) (218819,79\text{kg/cm}^2)(4510840,84 \text{ cm}^4)$$

**D<sub>c</sub> = 1,73 cm**

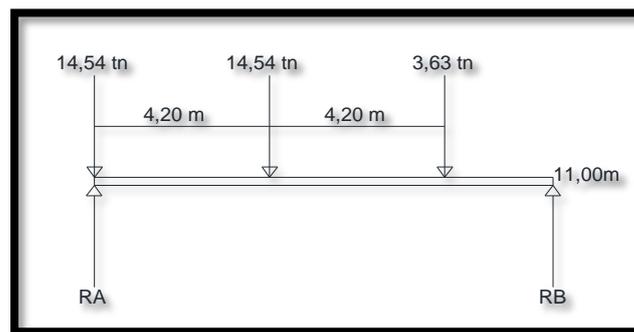
➤ **Deflexión máxima de acuerdo AASHTO = L/800**

$$D_{\max} = 1100 \text{ cm} / 800 \quad \mathbf{D_{\max} = 1,375 \text{ cm}}$$

➤ **Contraflecha = D<sub>c</sub> - D<sub>max</sub>**

$$\text{Contraflecha} = 1,73 \text{ cm} - 1,375 \text{ cm} \quad \mathbf{\text{contraflecha} = 0,36 \text{ cm}}$$

### 1.8. DISEÑO POR CORTANTE HL-93



**GRAFICO 1.10. Diagrama Por Cortante**

Elaborado: Darwin Díaz (2015)

➤ **EL MAXIMO MOMENTO SE PRODUCE AL INGRESO DEL CAMION**

$$\sum MB = RA \times 11 + 14,54 \times 11 + 14,54 \times (11 - 4,20) + 3,63 \times (11 - 8,40)$$

$$RA = (14,54 \text{ tn} \times 11 + 14,54 \times 11 + 14,54 \times (11 - 4,20) + 3,63 \times (11 - 8,40))$$

$$\mathbf{RA = 14902,78 \text{ kg}}$$

➤ **POR PESO DE CARGA MUERTA**

$$RA = 25588,77 \text{ kg}$$

$R_{total} = 40491,55 \text{ kg}$

$V_{max} = R_{total} / 0,85 = 40491,55 \text{ kg} / 0,85 = V_{max} \text{ 47637,11 kg}$

### ➤ CORTANTE DEL CONCRETO

$$V_c = 0,53 \times b \times d \times \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 0,53 \times 325,35 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} \times \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}$$

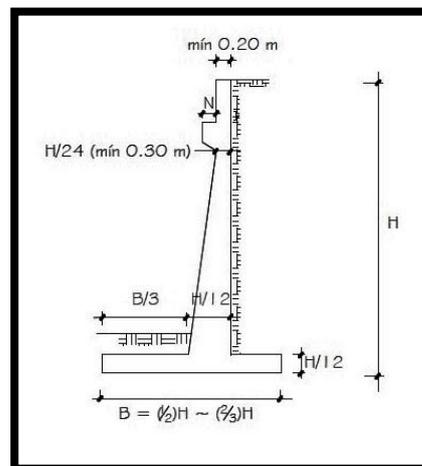
$$V_c = 124941,35 \text{ kg}$$

$V_c > V_{max}$  no necesita refuerzo

## 2. SUBESTRUCTURA (ESTRIBOS)

Soporta a la superestructura integrándose monolíticamente a veces con ella, tiene como función servir de apoyo a la superestructura y transferir las cargas solicitantes a la cimentación y de estas al terreno de cimentación. Se distingue dos tipos de subestructuras (1).

- **Estribos:** Son las subestructuras soportes en los extremos del puente. Generalmente de concreto ciclópeo o armado también sistema de tierra armada o reforzada y en algunos casos gaviones (1).
- **Estribo en Voladizo.-** Son económicos cuando su altura está entre 4 y 10 metros. Adecuados en la presencia de terreno de baja capacidad portante y cuando los agregados son escasos o el transporte de los mismos no es económico (2)



**GRAFICO 2.1. ESTRIBO EN VOLALIZO**

Elaborado: AASHTO-LRFD 2010 MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén

## 2.1. DESARROLLO DE LA SUBESTRUCTURA

### DATOS

Camión de diseño:	HL 93
Factor de MTOP:	1,25
Luz del puente:	11,00 m
Distancia entre ejes de viga:	
f'c:	210,00 kg/cm <sup>2</sup>
Fy:	4200,00 kg/cm <sup>2</sup>
P. especific. Hormigon:	2,40 T/m <sup>3</sup>
q adm:	2,67 kg/cm <sup>2</sup> 26,7 T/m <sup>2</sup>
Coef. Sismico A:	0,30 de acuerdo al lugar
Importancia del puente:	II
Perfil suelo S:	1,20
Categoría sísmica:	C
Ancho Tablero:	8,40 m
Nivel de friatico:	0,00 m por encima base de zapata
Nivel cimentación:	7,00 m.s.n.m.
Espesor de la losa	0.55 m
Espesor del pavimento	0,05 m

Peralte del tablero (viga + losa + sep.) =	0,55 m
J asiento de las vigas =	0,03 m
Asiento proyectado <b>N</b> =	0,40 m
Altura de estribo determinado <b>H</b> =	6,00 m
Espesor de zapata proyectado <b>E</b> =	0,60 m
Ancho de Talón ( <b>B1</b> ) =	3,50 m
Ancho de Muro ( <b>B2</b> ) =	0,70 m
Ancho de Dedo o Punta ( <b>B3</b> ) =	2,10 m
Base de estribo (recomendada) ( <b>B</b> ) =	6,30 m
B > 0.65 de H =	OK 3,90 m
Ancho de cabezal inclinado ( <b>B4</b> ) =	0,00 m
Ancho de pantalla ( <b>B5</b> ) =	0,30 m
Altura de pantalla ( <b>H1</b> ) =	0,58 m
Altura de cabezal ( <b>H2</b> ) =	0,30 m
Altura de cabezal inclinado ( <b>H3</b> ) =	0,30 m
Altura cuerpo posterior ( <b>H4</b> ) =	4,22 m
Altura cuerpo frontal ( <b>H5</b> ) =	4,82 m
Nivel del Agua ( <b>A</b> ) =	0,00 m
Relleno frontal ( <b>T</b> ) =	1,00 m
Dentellón (en caso de requerir)	
Base dentellón ( <b>D1</b> )=	0,00 m
Altura dentellón ( <b>D2</b> ) =	0,00 m



**Losa** = (Longitud del tablero x Ancho del tablero x e de la losa) P. especific. Hormigon  
**Losa** = (11m) (8,40 m) (0,55 m) (2,40 T/m<sup>3</sup>) = **121,97 T**

**Defensa** = Defensa x2(Longitud del tablero)  
**Defensa** = 0,6 t/m x 2 (11m) = **13,20 T**

**Cárpeta asfáltica**= Logt. Tablero x Ancho del asfalto x espesor del pav. x P.espec. Asfalto  
**Carpeta asfáltica**= (11 m) (7,60 m) (0,05 m) (2,20 T/m<sup>3</sup>) = **9,20 T**

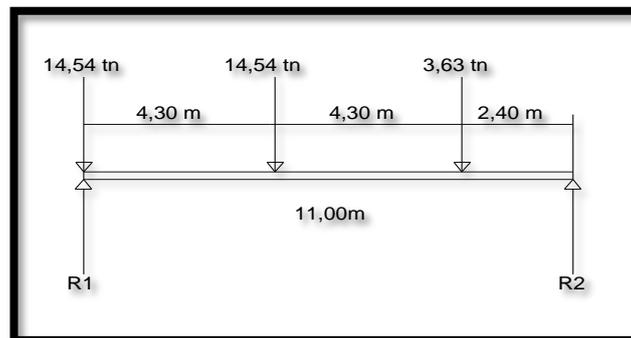
$$W = \text{Losa} + \text{defensa} + \text{carpeta asfáltica} = 144,36 T$$

## 2.4. REACCIÓN DEBIDO A LA CARGA MUERTA (D) ml

**RW**= W / Ancho de estribo a construir/2  
**RW**= 144,36 T/ 8,4 m /2 = **8,59T/ m**

**CG**: centro de gravedad de la sección = 0,28 m

## 2.5. REACCIÓN DEBIDA A LA CARGA VIVA (L) SIN IMPACTO (Ubicación mas desfavorable)



**GRAFICO 2.3. DIAGRAMA** Elaborado: Darwin Díaz (2015)

$$R1 = (3,63 \times 2,4) + (14,54 \times (4,30 + 2,40)) + (14,54 \times (4,0 + 4,30 + 2,40)) / 11m$$

$$R1 = 24,12 T$$

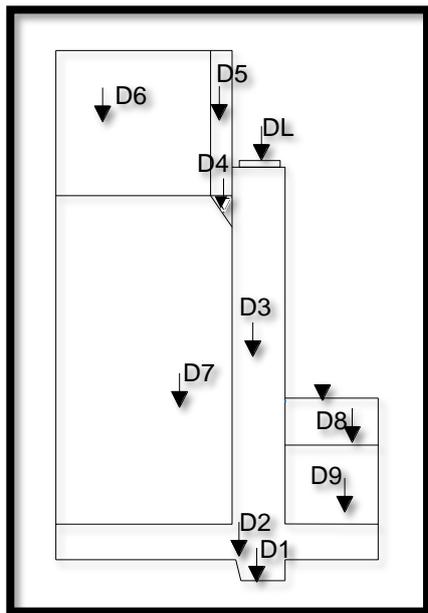
$$R2 = (14,54 + 14,54 + 3,63) - 24,12$$

$$R2 = 8,48 T$$

$$RL = 24,12 T \quad \text{adoptando} \quad \frac{24,12}{\frac{8,4}{2}} = 5,74 T/m$$

## 2.6. OBTENCIÓN DEL PESO PROPIO DEL ESTRIBO

Los cálculos se llevan a cabo por m de estribo



D1 - D2 - D3 - D4 - D5 : ESTRIBO DE HORMIGÓN ARMADO.  
 D6 - D7 - D9 : RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO.  
 D8 : VOLUMEN DE AGUA EN CASO DE EXISTIR.

PESO	P (t/m)	Xa (m)	Md a,x(t.m)	Za (m)	Md a,z (t.m)
D1	0,00	2,10	0,00	0,00	0,00
D2	9,07	3,15	28,58	0,30	2,72
D3	8,10	2,45	19,84	3,01	24,37
D4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
D5	0,63	2,95	1,87	5,56	3,52
D6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
D7	18,90	4,55	86,00	2,86	54,05
D8	0,00	1,05	0,00	1,60	0,00
D9	4,04	1,05	4,24	1,10	4,45
<b>TOTAL</b>	<b>40,75</b>		<b>140,52</b>		<b>89,12</b>

#### GRAFICO 2.4. PESO ESTRIBO

Elaborado: Darwin Díaz (2015)

### 2.7. OBTENCION DEL MOMENTO PRODUCIDO POR LAS CARGAS DE LA SUPERESTRUCTURA CON RESPECTO AL PUNTO A

#### ➤ POR CARGA MUERTA (D)

$$RD = 8,59 \text{ T/m} \quad MA = RD \times (\text{Ancho de Dedo o Punta} + N \text{ PROYECTADO}/2)$$

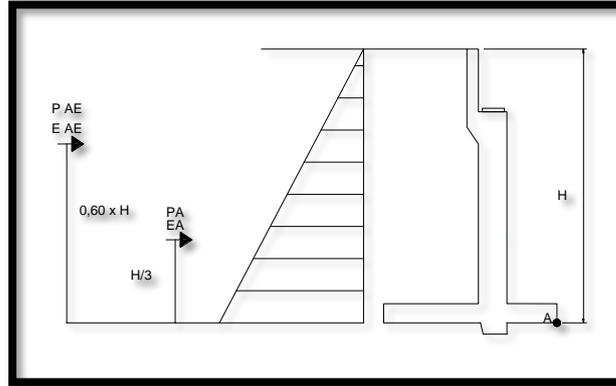
$$MA = (8,59 \text{ T/m} \times (2,10 \text{ m} + 0,40 \text{ m}/2)) \quad MA = 19,76 \text{ Tm/m}$$

#### ➤ POR CARGA VIVA (L)

$$RL = 5,74 \text{ T/m} \quad MA = RD \times (\text{Ancho de Dedo o Punta} + N \text{ PROYECTADO}/2)$$

$$MA = (5,74 \text{ T/m} \times (2,10 \text{ m} + 0,40 \text{ m}/2)) \quad MA = 13,21 \text{ Tm/m}$$

### 2.8. DETERMINACIÓN DEL EMPUJE (E) DE TIERRAS SOBRE EL MURO



**GRAFICO 2.5. EMPUJE DE TIERRA SOBRE EL MURO** Elaborado: Darwin Díaz (2015)

➤ **EMPUJE ACTIVO POR METRO DE ESTRIBO**

$$EA = 1/2 KA \gamma d H^2$$

$$KA = (1 - \text{SEN } \phi) / (1 + \text{SEN } \phi)$$

$$KA = (1 - \text{SEN } 30) / (1 + \text{SEN } 30) \quad KA = (1 - 0,5) / (1 + 0,5) \quad \mathbf{KA = 0,333}$$

La estructura del presente trabajo se la elaboró de la siguiente manera:

$$EA = \frac{1}{2} (0,333) (1,925 \text{ T/m}^2) (6 \text{ m})^2$$

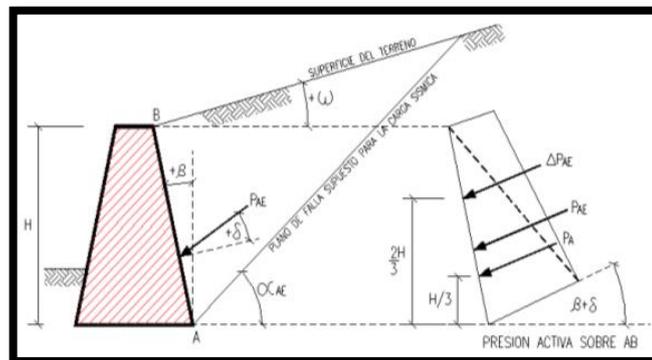
$$\mathbf{EA = 11,55 \text{ T}}$$

$$\mathbf{M AE = EA \times H/3} \quad M AE = (11,55 \text{ T}) \times (6 \text{ m} / 3)$$

$$\mathbf{M AE = 23,10 \text{ T m/m}}$$

**2.9. PRESIONES SISMICA ACTIVAS EN SUELOS NO COHESIVOS SECOS**

La solución más común es la obtenida por Mononobe y Okabe, basada en la teoría de Columb. El efecto de un sismo está representado por una fuerza horizontal estática igual al peso de la cuña de suelo, multiplicada por el coeficiente sísmico a en base a la figura que a continuación se la representa:



**Grafico 2.6. Presiones activas debidas a suelos secos sin cohesión, sobre un muro de retención durante un sismo para ser usadas con las ecuaciones de Mononobe -Okabe.**

Elaborado: AASHTO-LRFD 2010 MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén

$$PAE = \frac{1}{2} KAE (1-KV) \gamma d H^2$$

$$KAE = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \omega - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(\beta - \omega)}} \right\}^2}$$

donde:

$\alpha$  = coeficiente sísmico de acuerdo al lugar  
 $\alpha_{AE}$  = pendiente del ángulo del plano de falla en un sismo  
 $\beta$  = ángulo de la cara posterior del muro con respecto a la vertical  
 $\gamma d$  = peso unitario del suelo seco  
 $\delta$  = ángulo efectivo de fricción del muro  
 $\theta = \tan^{-1} \left[ \frac{KH}{1 - KV} \right]$  ángulo efectivo de resistencia en cortante (ángulo de fricción del suelo)  
 $\phi$  = pendiente del ángulo del relleno  
 $\omega$  =

**Grafico 2.7. La fuerza total de un muro debido a las presiones activas estáticas y sísmicas que ejerce suelos no cohesivos secos es:**

Elaborado: AASHTO-LRFD 2010 MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén

Resolviendo:

$\alpha = 0,30$

$KH = \alpha/2 \quad KH = 0,30/2 \quad KH = 0,15$

$\theta = 8,96$

$\gamma d = 1,93 \text{ T/m}^3$

$KV = 0,3 \quad KH \leq 0,5 \quad KH \quad KV = 0.5 (0,15) ; = 0,075$

$\beta = 0$

$KV = 0,3 (0,15) \quad KV = 0,045$

$\delta = 0$

$\phi = 30 \quad KAE = \frac{\cos^2(30 - 0 - 8,96)}{(\cos 8,96) \cos^2 0 [\cos(0 + 0 + 8,96) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 0)\sin(0 - 0 - 8,96)}{\cos(0 + 0 + 8,96)\cos(0 - 0)}} \right\}^2}$

$\omega = 0$

$KAE = 0,439$

$PAE = \frac{1}{2} 0,439 (1 - 0,045) (1,93 \text{ T/m}^3) (6\text{m})^2 \quad PAE = 14,52 \text{ T}$

Para localizar el punto de aplicación de PAE, la fuerza activa total es dividida en sus dos componentes PA (de carga estática) y el incremento sísmico  $\Delta PAE = PAE - PA$

$PA = \frac{1}{2} KA \gamma d H^2 = \frac{1}{2} 0,333 (1,93 \text{ T/m}^3) (6\text{m})^2 \quad PA = 11,55 \text{ T} \quad \text{aplicando } H/3 = 2 \text{ m}$

$\Delta PAE = PAE - PA = 14,52 \text{ T} - 11,55 \text{ T} \quad \Delta PAE = 2,97 \text{ T} \quad \text{aplicando } 0,6 H = 3,6 \text{ m}$

Los momentos producidos por estas cargas con respecto al punto A es

➤ **Momento por empuje dinámico y estático**

$MAE = PA \times H/3 + \Delta PAE \times 0,6H = (11,55\text{T}) (6\text{m}/3) + (2,97\text{T}) (0,6)(6\text{m}) = 33,80 \text{ Tm/m}$

➤ **Momento por empuje estático**

$$MA = PA \times H/3 = (11,55T) (6m/3) = 23,10 \text{ Tm/m}$$

## 2.10. FUERZAS DEBIDAS AL VIENTO (W, WL)

Velocidad del viento = 160 km/h

Altura de la baranda = 1 m

➤ **CARGA DE VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA (W) EN EL SENTIDO LONGITUDINAL DEL PUENTE**

Luz libre del puente = **10,20 m** *Aplicado en la resultante ante longitudinal de la fuerza del viento en el centroide del rectángulo de dimensiones*

h total = **1,55m**

Carga de viento = 60 kg/cm<sup>2</sup>

W = Carga de viento x Luz libre del puente x h total

$$W = (10,20 \text{ m}) (1,55 \text{ m}) (60 \text{ kg/m}^2) \quad \mathbf{w = 948,60 \text{ kg}}$$

Carga de viento por ml de estribo  $\mathbf{w = 112,93 \text{ kg/m}} \quad \mathbf{w = 0.11 \text{ t/m}}$

Momento con respecto a A  $\mathbf{MA = 0,70 \text{ Tm/m}}$

➤ **CARGA DE VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA (WL)**

La carga de viento (por carga viva) será aplicada a una altura de 1,80 m sobre el nivel de la calzada.

Carga de viento = 60 kg/cm<sup>2</sup>

**WL = carga de viento x la luz**  $WL = (60 \text{ kg/cm}^2) (11\text{m}) \quad \mathbf{WL = 660,00 \text{ kg/m}}$

**WL por ancho de muro = 8,40 m**  $WL = (660 \text{ kg/m}) / (8,40 \text{ m}) = \mathbf{78,57 \text{ kg/m} = 0,8 \text{ T/m}}$   
 $\mathbf{MA = 0,61 \text{ Tm/m}}$

➤ **FUERZA DE FRENADO Y ACELERACIÓN (LF)**

Se debe considerar el efecto de una fuerza longitudinal equivalente al 25% de la carga viva de todos los carriles que tengan tráfico en la misma dirección. El centro de aplicación de la carga debe estar localizada a 1.80m sobre la calzada y esta fuerza debe transmitirse a la infraestructura a través de la superestructura:

Nº Carriles = 2 u

Carga Viva = 65,2 T HS 20-44 x 2

LF = Nº Carriles x Carga Viva 0,25  $LF = (2) (65,2 \text{ T}) 0,25 \quad LF = 32,60 \text{ T}$

Fuerza longitudinal por metro de muro  $LF = 3,88 \text{ T/m}$

**Momento con respecto al punto A:**

$$MA = 30,27 \text{ Tm/m}$$

➤ **DETERMINACION DE LAS FUERZAS DE SISMO (EQ)**

**DETERMINACION DE LAS FUERZAS DE SISMO DEBIDA A LOS EFECTOS INERCIALES DEL MURO**

Peso del Estribo = 40,75 T/m

**Mo producido por el peso del estribo tomado como fuerza inercial horizontal =89,12 Tm/m**

Por consiguiente el punto de aplicación de la resultante de fuerzas inerciales horizontales es

**Z H = 2,19 m** medido con respecto a la base de la zapata

Coeficiente de aceleración horizontal: **KH=0,15**  
 Fuerza sísmica inercial horizontal de bebido al peso del estribo: **EQ=6,11 T**  
 Momento con respecto al punto A: **MA= 13,37 Tm/m**

➤ **FUERZA SISMICA INERCIAL GENERADA POR LA ESTRUCTURA**

Del numeral de características del puente Z inf. =

Coeficiente sísmico = **0,30 EQ =2,58 T**

Peso estructura sobre el estribo =**8,59 T/m**

Momento con respecto al punto A: **MA=14,68 Tm/m**

**2.11. OBTENCION DE LOS ESFUERZOS SOBRE EL TERRENO Y REVISION DE LA ESTABILIDAD DEL ESTRIBO AL VOLCAMIENTO Y AL DESLIZACMINETO**

FSD =1,5

FSV =2

Factor rozamiento estático concreto-estructura = 0,55 u

Coeficiente de carga para presión lateral de tierras sobre muros =1,3β

Coeficiente de carga para elementos a flexión o tracción = 1β D

**RESUMEN DE LOS ESFUERZOS Y MOMENTO SOBRE EL ESTRIBO (por ml)**

Peso del Estribo (D)	D =	40,75	t	↓	MAD =	140,52	t.m
Peso de la superestructura (D)	D =	8,59	t	↓	MAD =	19,76	t.m
Fuerza debida a la carga viva (L)	L =	5,74	t	↓	MA (L) =	13,21	t.m
Empuje de tierras estático E y dinámico EQ	E =	11,55	t	→	MA E =	23,10	t.m
	EQ =	14,52	t		MA EQ =	33,80	t.m
Empuje producido por la flotación (CF)	CF =	0,00	t		MA B =	0	t.m

Fuerzas debidas a las cargas de viento (W, WL)

- Provenientes de la superestructura (W)

$$W = 0,11 \text{ T} \quad \mathbf{MA W = 0,70 \text{ Tm}}$$

- Provenientes de la superestructura y sobre la carga viva (WL)

$$WL = 0,8 \text{ T} \quad \mathbf{MA WL = 0,61 \text{ Tm}}$$

- Fuerza longitudinal (LF) LF = 3,88 **MA LF = 30,27 T**

Fuerzas sísmicas (EQ) debidas al peso del estribo y del tablero

- Fuerza inercial proveniente del estribo (EQ)

$$\mathbf{EQ = 6,11 \text{ T} \quad MA EQ = 13,37 \text{ Tm}}$$

- Fuerza inercial proveniente del tablero (EQ)

Los esfuerzos sobre el terreno se obtienen empleando la fórmula de los esfuerzos combinados:

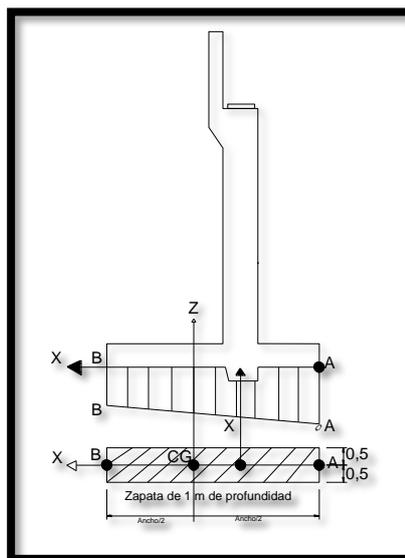
$$\sigma = \frac{R}{A} + \frac{Re X}{I_{yy}} \quad \mathbf{Compresion Positiva}$$

**Notación:**

**R**=  $\sum F_z$  (resultante de fuerza vertical)

**E**= Excentricidad de la fuerza vertical resultante

**R**= Es la distancia entre el centro de gravedad de la zapata y el punto de aplicación de la resultante



**Grafico 2.8. ESFUERZO Y MOMENTOS.** Elaborado: Darwin Díaz (2015)

## GRUPOS DE CARGA

GRUPO DE CARGA I: 1[D + (L + I) + CF + BE E + CB + SF]; ESFUERZOS 100%

Esfuerzo sobre el terreno

$\sum Fz = 55,08 \text{ T}$  (Peso estribo + peso superestructura + peso carga viva)

$MA = 173,50 \text{ Tm}$  MOMENTO TOTAL DE ESTRUCTURA - MOMENTO EMPUJE DINAMICO Y ESTATICO

### Posición de la resultante

$$d = MA / R = 3,15 \text{ m}$$

### Presión en el suelo

Capacidad portante =  $26,7 \text{ T/m}^2$

$$\sigma = \frac{R}{A} + \frac{Re X}{I_{yy}} \quad \text{Compresión Positiva}$$

$$\sigma_A = 8,74 \text{ T/m}^2 \quad \sigma_B = 8,74 \text{ T/m}^2$$

### Factor de seguridad al volcamiento

$$\sum MA \text{ (Estabilización)} = 160,29 \text{ Tm} \quad \text{f.s. } >2 = 2,04$$

$$\sum MA \text{ (Desestabilización)} = 78,59 \text{ Tm}$$

### Factor de seguridad al deslizamiento

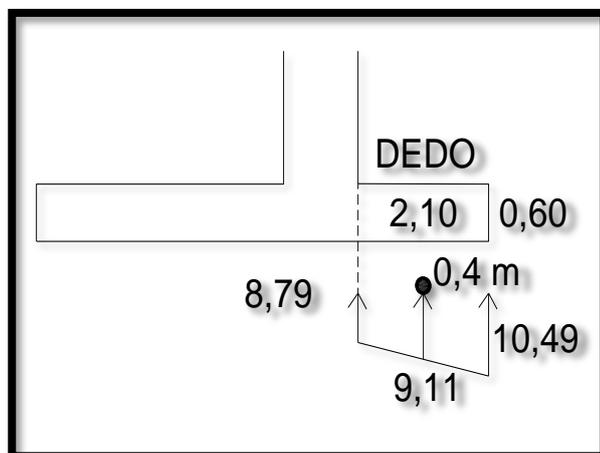
$$\sum MA \text{ (Estabilización)} = 40,75 \text{ Tm} \quad \text{f.s. } >1,5 = 1,68$$

$$\sum MA \text{ (Desestabilización)} = 24,31 \text{ Tm}$$

## 2.12. DISEÑO DE LA ARMADURA DEL ESTRIBO

### DATOS:

Longitud (m) =	2,10
Altura inicial (m) =	0,60
Recubrimiento (m) =	0,05
Peralte efectivo (m) =	0,55
Altura por corte (m) =	0,60
Base para diseño (cm) =	100,00
Fy (Kg/cm <sup>2</sup> ) =	4.200,00
f'c (Kg/cm <sup>2</sup> ) =	210,00
Ru (tablas) =	52,04
distancia cortante (m)	0,40
Coefficiente Flexión =	0,90
Coefficiente corte =	0,85



Elaborado: Darwin Díaz (2015)

### CÁLCULO DE MOMENTO ÚLTIMO

$$M_u = 33,04 \text{ Tm}$$

### COMPROBACIÓN AL CORTE

$$V_u = 25,06 \text{ T}$$

### CÁLCULO DE MOMENTO RESISTENTE

$$M_r = \text{coef. } R_u \cdot b \cdot d^2 = 142,68 \text{ Tm}$$

$$V_u = V_u / \text{coef. } b \cdot d = 5,36 \text{ kg cm}^2$$

$$v \text{ admisible} = 0,53 \cdot \sqrt{f_c} = 7,68 \text{ kg cm}^2$$

### ARMADURA PRINCIPAL

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right)$$

$$\rho = 0,0035$$

$$\rho \text{ adop.} = 0,0035$$

$$\phi \text{ Seleccionado mm} = 22$$

$$m = F_y / (0,85 \cdot F'_c) = 23,53$$

$$K = M / b \cdot d^2 = 109,23 \text{ t/m}^2$$

$$\rho \text{ min} = 14 / F_y = 0,0033$$

$A_s = \rho \text{ adop. } b \cdot d =$	19,17 cm <sup>2</sup>
1 unidad de 22mm = 3,80 cm <sup>2</sup> =	19,83 @ cm
Separación adoptada	20,00 @ cm

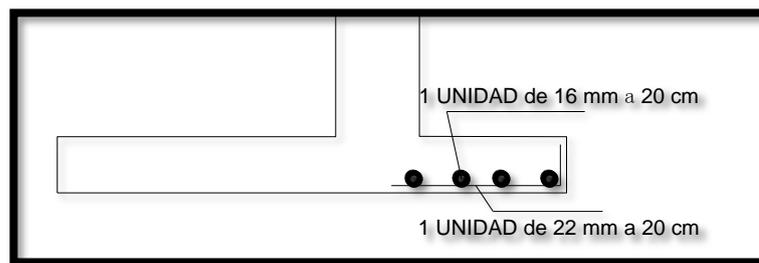
### ARMADURA DE REPARTICION

$$A's = 0,002 \times b \times d \text{ (cm}^2\text{)} = 11 \text{ cm}^2$$

$$\phi \text{ seleccionado mm} = 16$$

1 unidad de 16mm = 2,01 cm <sup>2</sup> =	18,28 @ cm
Separación adoptada	20,00 @ cm

### ARMADO DE DEDO



Elaborado: Darwin Díaz  
(2015)

### DISEÑO DE LA ARMADURA DEL TALON

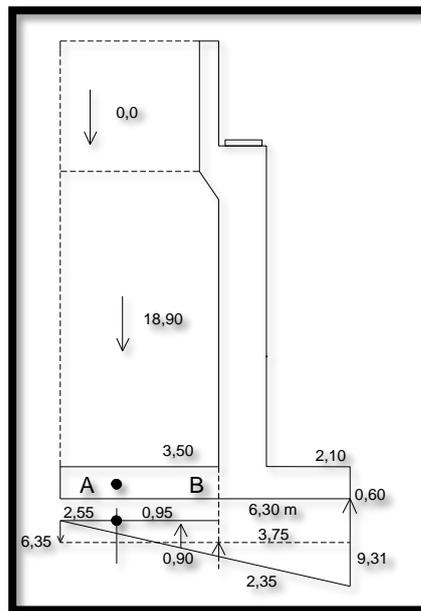
#### DATOS:

$$\text{Longitud (m)} = 3,50$$

$$\text{Altura inicial (m)} = 0,60$$

$$\text{Recubrimiento (m)} = 0,08$$

Peralte efectivo (m) =	0,52	
Altura por corte (m) =	0,60	
Base para diseño (cm) =	100,00	
Fy (Kg/cm <sup>2</sup> ) =	4.200,00	
f'c (Kg/cm <sup>2</sup> ) =	210,00	
Ru (tablas) =	52,04	
distancia cortante (m) =	0,40	
long. Dovela (m) =	1,75	
Coeficiente Flexión =	0,90	
Coeficiente corte =	0,85	
D6 =	0,00 t, a una distancia =	1,750 m
D7 =	18,90 t, a una distancia =	1,750 m



Elaborado: Darwin Díaz (2015)

➤ **CALCULO DEL MOMENTO ULTIMO**

$$M_u = 35,01 \text{ T}$$

➤ **CALCULO DE MOMENTO RESISTENTE**

$$M_r = \text{coef. } R_u \times b \cdot x d^2 = 24354,72$$

➤ **COMPROBACIÓN AL CORTE**

$$V_u = 3,86 \text{ T}$$

$$v_u = V_u / \text{coef. } b \cdot d = 0,87 \text{ Kg cm}^2$$

$$v \text{ admisible} = 0,53 \cdot \sqrt{f'c} = 7,68 \text{ kg cm}^2$$

➤ **ARMADURA PRINCIPAL**

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right)$$

$\rho = 0,0029$

$\rho \text{ adop.} = 0,0033$

$\phi$  Seleccionado mm = 22

$m = F_y / (0,85 \cdot F'c) = 23,53$

$K = M / b \cdot d^2 = 129,49 \text{ t/m}^2$

$\rho \text{ min} = 14 / F_y = 0,0033$

$A_s = \rho \text{ adop.} \cdot b \cdot d = 17,33 \text{ cm}^2$

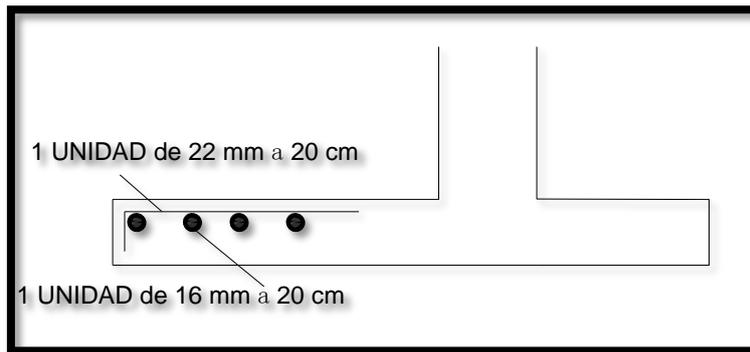
1 unidad de 22mm = 3,80 cm <sup>2</sup>	=	21,93 @ cm
Separación adoptada		20,00 @ cm

**ARMADURA DE REPARTICION**

$A's = 0,002 \cdot b \cdot d \text{ (cm}^2) = 10,04 \text{ cm}^2$

$\phi$  seleccionado mm = 16

1 unidad de 16mm = 2,01 cm <sup>2</sup>	=	19,33 @ cm
Separación adoptada		20,00 @ cm



Elaborado: Darwin Díaz (2015)

**2.13. DISEÑO DE LA ARMADURA DE LA PANTALLA (VASTAGO)**

La sección crítica se presenta en la unión pantalla - zapata:

Peso específico del suelo (t/m<sup>3</sup>) = 1,93

$K_a = 0,33$

$K_P = 3$

$K_o = 0,4$

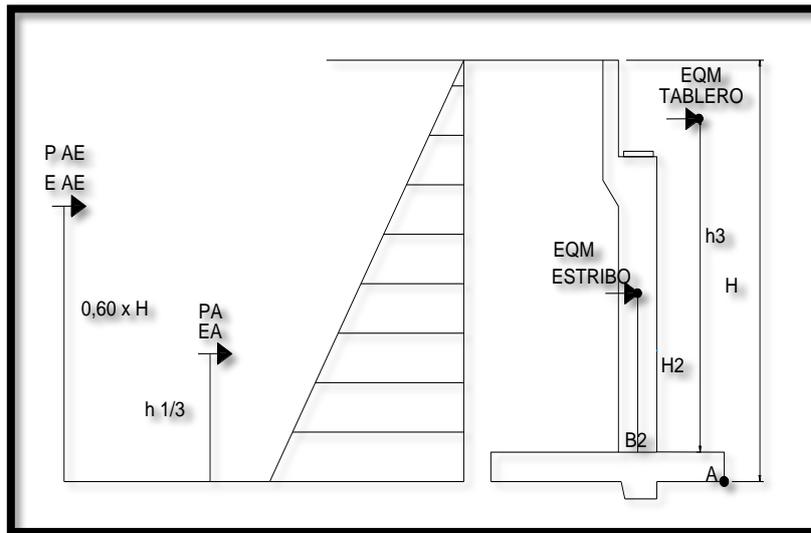
Angulo de fricción suelo  $f = 30$

base (cm) = 100,00

e muro (m) = 0,70

recub. (m) = 0,08

d (cm) = 0,62



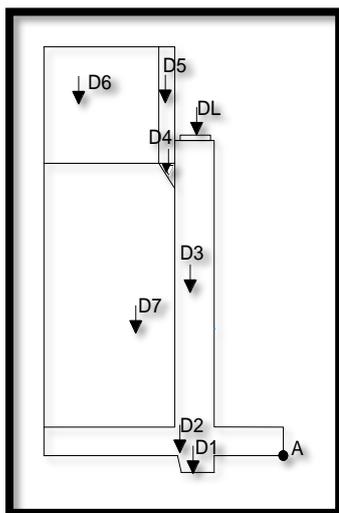
Elaborado: Darwin Díaz (2015)

**DATOS:**

Empuje act. Estático AE = 9,36 t  
 Empuje act. Dinám E AE = 11,76 t  
 Empuje  $\Delta$  E EA = 2,41 t

H = 6,00 m  
 E = 0,60 m  
 h1 = 5,40 m  
 0.60 x h1 = 3,24 m  
 h1 / 3 = 1,80 m

➤ **FUERZA SISMICA DEBIDAS AL PESO DE LA PANTALLA:**



PESO	P (t/m)	Za (m)	Md a,z (t.m)
D3	8,10	2,41	19,52
D4	0,00	4,42	0,00
D5	0,63	4,96	3,14
<b>TOTAL</b>	<b>8,73</b>		<b>22,66</b>

Posición de resultante de fuerza sísmica en pantalla

Elaborado: Darwin Díaz (2015)

Z=2,60 m

Fuerza sísmica horizontal = 0,98 T/m

M.a.a = 75,43 Tm/m

### CALCULO DE MOMENTO RESISTENTE

Mr = coef. Ru . b . d<sup>2</sup> Mr= 180,04 Tm

### COMPROBACIÓN AL CORTE

Vu = 23,14 T

vu = Vu / coef. b . d vu= 4,39 kg cm<sup>2</sup>

v admisible = 0,53 . √f'c v admisible= 7,68 kg cm<sup>2</sup>

### ARMADURA PRINCIPAL

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right)$$

$$m = F_y / (0,85 \cdot F'c) = 23,53$$

$$K = M / b \cdot d^2 = 196,22 \text{ t/m}^2$$

$$\rho_{\min} = 14 / F_y = 0,0033$$

$$A_s = \rho_{\text{adop.}} \cdot b \cdot d = 45,36 \text{ cm}^2$$

ρ = 0,0073

ρ adop.= 0,0073

φ Seleccionado mm = 32

1 unid de 32mm = 8,04 cm <sup>2</sup> =	17,73 @ cm
Separación adoptada	15,00 @ cm

### ARMADURA DE REPARTICION

$$A's = 0,002 \times b \times d \text{ (cm}^2\text{)} = 12,4 \text{ cm}^2$$

φ seleccionado mm =20

1 unid de 20mm = 3,14 cm <sup>2</sup> =	25,34 @ cm
Separación adoptada	25,00 @ cm

### REFUERZO TRANSVERSAL ARMADO POR TEMPERATUR

As = 0.0025 x b x d As=15,5 cm<sup>2</sup> As (Cara externa) = 2/3 x As = 10,33 cm<sup>2</sup>

As (Cara interna) = 1/3 x As = 5,17 cm<sup>2</sup>

## Cara Externa (mayor incidencia)

f seleccionado mm = 20 mm

1 unid de 20mm =	3,14 cm <sup>2</sup>	=	30,40 @ cm
	Separación adoptada		30,00 @ cm

## CANTIDAD DE ACERO A H/2

Peso específico del suelo (t/m<sup>3</sup>) = 1,93

Ka = 0,333

KP = 3

Ko = 0,4

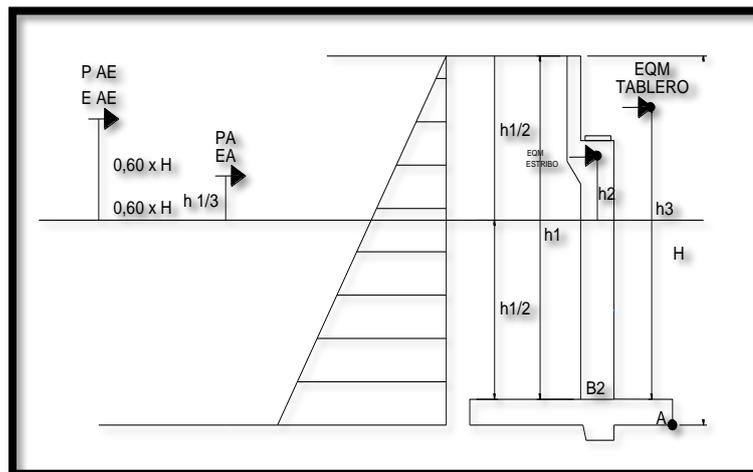
Angulo de fricción suelo f = 30

base (cm) = 100

e muro (m) = 0,70

recub. (m) = 0,08

d (cm) = 0,62



Elaborado: Darwin Díaz (2015)

### DATOS:

Empuje act. Estático AE = 0,84 t

Empuje act. Dinám E AE = 1,06 t

Empuje  $\Delta$  E EA = 0,22 t

H = 6,00 m

E = 0,60 m

h1 = 5,40 m

h1/2 = 2,70 m

0.60 x h1/2 = 1,62 m

h1/2 / 3 = 0,90 m

PESO	P (t/m)	Za (m)	Md a,z (t.m)
D3	3,56	1,06	3,78
D4	0,00	1,72	0,00
D5	0,63	2,41	1,53
TOTAL	4,20		5,30

Posición de resultante de fuerza sísmica en pantalla

$$Z=1,26$$

Posición de resultante de fuerza sísmica en pantalla 0,47 T/m

$$M.a.a = 32,56 \text{ Tm/m}$$

➤ **CALCULO DE MOMENTO RESISTENTE**

$$Mr = \text{coef} \times Ru \times b \times d^2 \quad Mr = 180,04 \text{ T m}$$

**ARMADURA PRINCIPAL**

$$m = Fy / (0,85 \cdot F'c) = 23,53$$

$$K = M / b \cdot d^2 = 84,71 \text{ t/m}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{min}} = 14/Fy = 0,0033$$

$$As = \rho_{\text{adop.}} \cdot b \cdot d = 20,67 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0,0030$$

$$\rho_{\text{adop.}} = 0,0033$$

φ Seleccionado mm = 20

1 unid de 20mm = 3,14 cm <sup>2</sup> =	15,20 @ cm
Separación adoptada	15,00 @ cm

**ARMADURA DE REPARTICION**

$$A's = 0,002 \times b \times d \text{ (cm}^2\text{)} = 12,4 \text{ cm}^2$$

φ seleccionado mm = 20

1 unid de 20mm = 3,14 cm <sup>2</sup> =	25,34 @cm
Separación adoptada	25,00 @cm

**2.14. ARMADO PROPUESTO PARA LA PANTALLA**

➤ **POR TANTEO**



## CONCLUSIONES

Habiendo finalizado el diseño de la superestructura y subestructura bajo el método (AASHTO) se ha considerado todos los Principios de la ingeniería para la construcción de la estructura que está compuesto un puente, por lo cual hemos llegados a las siguientes conclusiones:

- Cumplimos con nuestros objetivos, es decir que mediante la aplicación de las normas Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO) se garantiza el buen funcionamiento de una estructura que permita una buena actuación en servicio de los poblados que se encuentra separado por un río.
- La revisión del desplazamiento y otros factores que actúan en la estructura del puente nos revelo que los resultados obtenidos son aceptables permitiendo un buen funcionamiento ante cualquier actuación de empujes que realice en la estructura del puente

## BIBLIOGRAFÍA

1. Rossell ICAG. Análisis y Diseño de Puente de Concreto Armado Metodo AASHTO - LRFD Perú; 2006.
2. MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén. PUENTES AASHTO-LRFD 2010 Peru; 2012.
3. Ramirez Coria P. APOYO DIDACTICO EN LA ASIGNATURA DE PUENTES CIV 312 BOLIVIA; 2010.

## Urkund Analysis Result

**Analysed Document:** DISEÑO PUENTE DIAZ GORDILLO.doc (D16367438)  
**Submitted:** 2015-11-24 21:36:00  
**Submitted By:** wemendoza@utmachala.edu.ec  
**Significance:** 8 %

### Sources included in the report:

<http://myslide.es/documents/puentes-lrfd.html>  
<https://www.scribd.com/doc/284003868/disenio-de-puentes-tipo-losa-pdf>  
<http://repository.lasalle.edu.co/bitstream/handle/10185/15394/T40.08%20B644d.pdf?sequence=1>  
<http://myslide.es/documents/tesina-analisis-y-disenio-estructural-de-una-vivienda-de-dos-plantas.html>  
<http://myslide.es/documents/estudio-y-disenio-de-estructuras.html>  
<http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/20927/1/TESIS.pdf>  
<https://cuentoscuanticos.files.wordpress.com/2011/12/cosmologc3ada-una-introduccic3b3nfc3a1cil.pdf>

### Instances where selected sources appear:

12



**Ing. Williams Mendoza Rivera**  
**C.I. 0702465238**  
**DOCENTE**