



**UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL**  
**FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TRABAJO DE TITULACIÓN**  
**PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE**  
**INGENIERO CIVIL**  
**ESTRUCTURAS**

**TEMA:**

ESTUDIO PARA LA REHABILITACIÓN DEL ESTRIBO IZQUIERDO DEL  
PUENTE "EL SALTADERO" SOBRE EL RÍO CHANGUIL, LUEGO DEL  
COLAPSO, UBICADO EN LA PARROQUIA RURAL FEBRES CORDERO  
PROVINCIA DE LOS RÍOS.

**AUTOR**

YESENIA MARIUXI VALENCIA PERALTA

**TUTOR:**

ING. DANIEL DOUGLAS ITURBURU SALVADOR, M.Sc.

**Año**

2018

GUAYAQUIL - ECUADOR

## **AGRADECIMIENTO**

Primero que todo agradezco a Dios por darme la oportunidad de vivir una experiencia inolvidable durante mi transcurso por la Universidad. A mis padres por su apoyo incondicional.

A la Universidad que durante tantos años fue mi segundo hogar, a mis maestros y amigos por el apoyo que tuve a lo largo de mi carrera universitaria, de cada uno de ellos eh aprendido algo que me ayudo a convertirme en una mejor persona, una profesional y ser humano. A mi mascota Luckas por su fiel compañía en estos largos años y por estar a mi lado cada día.

## DEDICATORIA

Dedico esta tesina.

A Dios por haber sido mi guía durante todos estos años en mi carrera de Ingeniería civil, él fue el que cada mañana de mi vida universitaria me dio las fuerzas, la inteligencia y la paciencia suficiente para no rendirme y cumplir uno de mis sueños.

A mis padres Eber Valencia y Juana Peralta, a mis hermanos: Ebert, Daniel, Carlos, Raquel, Carmen, Kevin y Miguel; a mis ex compañeros, amigos que hoy no están presentes y a mi mascota Luckas.

## **Declaración expresa**

**Artículo XI.- del Reglamento Interno de graduación de la Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil.**

La responsabilidad de los hechos ideas y doctrinas expuestas en este trabajo de titulación corresponden exclusivamente al autor y al patrimonio intelectual de la Universidad de Guayaquil.

---

Nombre Yesenia M. Valencia Peralta

Cédula 100436575-3

## TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

---

Ing. Eduardo Santos Baquerizo, M.Sc

**Decano**

---

Ing. Daniel Iturburu Salvador, M.Sc

**Tutor**

---

Marcelo Moncayo Theurer, M.Sc.

**Tutor revisor**

---

**Vocal**

## INDICE GENERAL

<b>CAPÍTULO I</b> .....	1
1.1 Introducción .....	1
1.2 Planteamiento del problema .....	3
1.3 Objetivos.....	3
1.3.1 Objetivo general. ....	3
1.3.2 Objetivos específicos.....	4
1.4 Justificación .....	4
1.5 Limitaciones y delimitación .....	5
1.5.1 Limitaciones. ....	5
1.5.2 Delimitación.....	5
1.6 Ubicación .....	5
1.7 Metodología .....	7
1.8 Alcance .....	7
<b>CAPÍTULO II</b> .....	8
2.1 Generalidades de puentes.....	8
2.1.1 Generalidades.....	8
2.1.2 Ubicación y elección del tipo de puente. ....	11
2.1.3 Estudios básicos de ingeniería para el diseño de puentes.....	12

2.1.4	Clasificación general. ....	13
2.1.5	Longitud total. ....	15
2.1.6	Longitud de vano. ....	15
2.1.7	Objetivo. ....	15
2.2	Estribos. ....	16
2.2.1	Partes que conforman un estribo. ....	16
2.2.2	Generalidades de los estribos. ....	18
2.2.3	Terminología y elementos. ....	21
2.2.4	Clasificación de los estribos según características específicas. ....	22
2.2.5	Clasificación general. ....	23
2.3	Consideraciones generales. ....	24
2.3.1	Socavación. ....	24
2.3.2	Tipos de socavación. ....	26
2.3.3	Sistemas de control de la socavación. ....	29
2.3.4	Sismicidad. ....	30
<b>CAPÍTULO III</b>	.....	<b>32</b>
3.1	Estudio de condiciones. ....	32
3.1.1	Estudio de suelos. ....	32
3.1.2	Estudios hidrológicos e hidráulicos. ....	33
3.1.3	Criterios de diseño. ....	33
3.1.4	Especificaciones de los Materiales. ....	34

3.1.5	Cargas actuantes sobre la estructura o cargas de diseño.....	35
<b>CAPÍTULO IV</b>	.....	<b>46</b>
4.1	Función del estribo.....	46
4.2	Geometría para el diseño del estribo izquierdo.....	46
4.3	Cálculo de las fuerzas actuantes. ....	47
4.3.1	Reacción de la superestructura.....	47
4.4	Diseño de estribo para puente simplemente apoyado. ....	49
4.4.1	Propiedades del suelo de cimentación y de relleno. ....	49
4.4.2	Pre dimensionado de estribos: .....	50
4.4.3	Verificación de las condiciones de estabilidad del prediseño .....	55
4.4.4	Etapa 1:.....	55
4.4.5	Peso de sobrecarga debido a la carga viva sobre el terraplén de acceso.	58
4.4.6	Carga producida por flotación. ....	59
4.4.7	Determinación del empuje de tierra sobre el muro.....	60
4.4.8	Empuje activo dinámico de acuerdo con la teoría de mononobe - okabe.	61
4.4.9	Fuerzas actuantes sobre la estructura en la etapa 1.....	63
4.4.10	Etapa 2:.....	66
4.4.11	Etapa 3:.....	72

4.4.12	Calculo de la estabilidad del estribo al volcamiento, deslizamiento, presiones admisibles.....	78
4.5	Diseño del estribo. ....	81
4.5.1	Diseño del cabezal (Y = Hc = 2.40 m= Altura del cabezal). ....	81
4.5.2	Diseño de pantalla (Y = Hc = 7.8 m= Altura del cabezal + altura de pantalla).....	87
4.5.3	Diseño del dedo. ....	94
4.5.4	Diseño del talón.....	98
4.6	Socavación en el estribo izquierdo del puente el saltadero. ....	103
4.6.1	Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos: 105	
4.6.2	SOCAVACION AL PIE DE LOS ESTRIBOS: .....	108
4.7	Determinación de la profundidad de socavación. ....	110
4.8	Modelamiento del Estribo Izquierdo en SAP 2000 .....	113

## **CAPITULO V**

<b>CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES</b> .....	<b>122</b>
5.1 Conclusiones .....	122
5.2 Recomendaciones .....	123
<b>Bibliografía</b> .....	<b>125</b>

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Ubicación del estribo Izquierdo del Puente El Saltadero. ....	5
Ilustración 2: Ubicación, cartografía. ....	6
Ilustración 3: Muestra una vista fotográfica del colapso del puente en el momento del desborde del Rio Changuil. ....	6
Ilustración 4: Vista en elevación de un puente. ....	10
Ilustración 5: Vista en planta. ....	10
Ilustración 6: Sección Transversal del puente. ....	11
Ilustración 7: Longitud Total ....	15
Ilustración 8: Longitud de vano. ....	15
Ilustración 9: Partes del Estribo elevación. ....	18
Ilustración 10: Tipos de estribo. ....	19
Ilustración 11: Estribos de gravedad (concreto simple). ....	19
Ilustración 12: Estribos en voladizo (concreto armado). ....	20
Ilustración 13: Estribos con pantalla y contrafuertes (concreto armado). ....	21
Ilustración 14: Estribo tipo “silleta” ....	22
Ilustración 15: Estribos de cuerpo continuo. ....	23
Ilustración 16: Esquema general de un proceso de socavación ocasionado por la construcción de un puente. ....	25
Ilustración 17: Esquema general de un proceso de socavación ocasionado por la construcción de un puente. ....	26
Ilustración 18: Esquema de la contracción de un canal. ....	27
Ilustración 19: Esquema del flujo junto a estribos de puentes. ....	28

Ilustración 21: Epicentros de los terremotos mayores a 6.5 grados en Magnitud Richter, ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta el 2017. ....	30
Ilustración 20: Estimación de máximos niveles de sismicidad para el Litoral ecuatoriano. Escalas de intensidades esperadas MSK-1956, ESI-2007 y su relación con los momentos de magnitudes (Mw). Datos de sismos desde 1541 – 2008 .....	31
Ilustración 22: Cargas típicas en Estribo.....	36
Ilustración 23: Fuerzas Sísmicas para la evaluación de la estabilidad externa en muros de gravedad. ....	37
Ilustración 24: Empuje de suelo (EH).....	38
Ilustración 25: Aplicación de la sobrecarga por carga viva LS. ....	39
Ilustración 26: Sobrecarga provocada por una carga HL-93.....	48
Ilustración 27: Pre-dimensionado de mi estructura .....	54
Ilustración 28: Secciones para el cálculo de Áreas en el Estribo. ....	57
Ilustración 29: carga producida por flotación.....	60
Ilustración 30: empuje activo dinámico de acuerdo con la teoría de MONONOBE -OKABE. ....	62
Ilustración 31: Fuerzas Actuantes, Etapa 1.....	63
Ilustración 32: Las presiones admisibles del suelo, q1 y q2.....	66
Ilustración 33: Carga Muerta que soportara la estructura. ....	66
Ilustración 34: Fuerzas que actúan sobre la estructura Etapa 2. ....	67
Ilustración 35: Las presiones admisibles del suelo, q1 y q2.....	72
Ilustración 36: Puente en servicio (puente vacío + carga viva). ....	72
Ilustración 37: Fuerzas Actuantes sobre la estructura, Etapa 3. ....	76
Ilustración 38: Las presiones admisibles del suelo, q1 y q2.....	81

Ilustración 39: Diseño Estructural 'Cabezal'.....	87
Ilustración 40: Diseño Estructural 'Pantalla'.....	94
Ilustración 41: Diseño Estructural 'Dedo'.....	98
Ilustración 42: Diseño Estructural 'Dedo'.....	102
Ilustración 43: FIG. Diseño Estructural del Estribo Izquierdo.....	103
Ilustración 44: Vista en planta del Estribo.....	103
Ilustración 45: Perfil antes y después de la erosión.....	105
Ilustración 46: Socavación al pie del estribo.....	108
Ilustración 47: Socavación en un Puente.....	109
Ilustración 48: Dimensionamiento del Estribo en SAP 2000.....	113
Ilustración 49: Colocación de las Fuerzas actuantes en el estribo Izquierdo del Puente el Saltadero.....	114
Ilustración 50: División del estribo en áreas en SAP 2000.....	115
Ilustración 51: corremos el programa en SAP 2000.....	115
Ilustración 52: Verificaciones del resultado M 1-11.....	116
Ilustración 53: Verificaciones del resultado M 2-2.....	117
Ilustración 54: Verificaciones del resultado M 1-2.....	118
Ilustración 55: Verificaciones del resultado Máx.....	119
Ilustración 56: Verificaciones del resultado M min.....	120
Ilustración 57: Verificaciones del resultado $V_{máx}$ (Cortante).....	121

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: coordenadas UTM.....	6
Tabla 2: Altura del suelo para la Carga Vehicular. ....	38
Tabla 3: Factor de presencia múltiple (m): AASHTO Sección 3 Tabla 3.6.1.1.2- 1. ....	40
Tabla 4: Factores de carga para cargas Permanentes $\gamma_p$ . ....	41
Tabla 5: Combinaciones de carga y Factores de carga. ....	42
Tabla 6: Angulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. Department of the Navy 1982a).....	43
Tabla 7: Factores de seguridad indirectos mínimos.....	44
Tabla 8: Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, F.S.I.M (Tabla 6). ....	45
Tabla 9: Datos del puente. ....	46
Tabla 10: Datos para el Peso de la superestructura. ....	47
Tabla 11: Propiedades del suelo de cimentación y de relleno. ....	49
Tabla 12: Características de los materiales. ....	49
Tabla 13: Cálculo de Momento de Estabilidad, Pesos, Área de la sección del estribo. ....	58
Tabla 12: Características de los materiales. ....	63
Tabla 15: Presiones sobre el dedo.....	94
Tabla 16: Presiones sobre el dedo.....	99
Tabla 17: Velocidad erosiva. ....	104
Tabla 18: coeficiente de contracción, $m$ .....	106
Tabla 19: valores de $x$ para suelos cohesivos y no cohesivos.....	107

Tabla 20: Valores del coeficiente $b$ . .....	107
Tabla 21: valores del coeficiente correctivo $p_a$ en función de $a$ . .....	109
Tabla 22: valores del coeficiente correctivo $p_q$ en función de $Q_1/Q$ . .....	109
Tabla 23: valores del coeficiente correctivo $p_r$ en función de $R$ . .....	109
Tabla 24: Tipo de Cauce. ....	110
Tabla 25: Cálculo de la socavación general en el cauce. ....	110
Tabla 26: Cálculo de la socavación al pie de estribos. ....	111

# CAPÍTULO I

## Introducción general

### 1.1 Introducción

Un puente es una obra de Arte que se construye para salvar o atravesar un obstáculo o desnivel un accidente geográfico o artificial dando así continuidad a una vía. Y constan fundamentalmente de dos partes:

A) La superestructura conformada por: tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos.

B) La infraestructura conformada por: pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos.

Los puentes son obras que requieren para su proyecto definitivo estudiar los siguientes aspectos como:

- La localización de la estructura o ubicación en cuanto a sitio.
- El tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- La forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura entre otros parámetros necesarios.
- En el análisis estructural de los puentes específicamente en los estribos no siempre se analizan con certeza los estudios preliminares correspondientes a su diseño considerando los factores técnicos: internos,

externos y fenómenos o sucesos naturales que se presentan o podrían suceder.

El puente el Saltadero que une a estas dos provincias los Ríos y Bolívar por el cual parte de la producción de esta zona se moviliza a través de este puente, no posee una infraestructura adecuada para su función, que impulse el desarrollo rural y comercial en dicho sector.

En el puente el saltadero actualmente sus apoyos han sido protegidos con grandes rocas cuya función es absorber, disipar y reducir la fuerza de Impacto para tratar de evitar que el río Changuil, se vuelva caudaloso en época invernal y afecte la estructura como lo hizo el año 2015. Pero a pesar de este sistemas de defensas encargados de resguardar la estructura, presentan aun ciertos inconvenientes producto de condiciones climáticas y la socavación.

Este proyecto está enfocado en realizar un rediseño de sus estribos, especialmente en el diseño del estribo izquierdo del puente; ya que fue el que mayor daño tubo con la afectación del desborde del río y la socavación en presencia de la época invernal en el año 2015 lo cual produjo su colapso.

Este análisis para la rehabilitación del estribo izquierdo se lo desarrollará a través de una serie de estudios y de las investigaciones respectivas. Proporcionando la información para el rediseño de la infraestructura adecuada, cumpliendo así con su respectivo funcionamiento.

## **1.2 Planteamiento del problema**

El puente el Saltadero colapsó en el invierno de 2015, durante la época invernal, temporada en la cual el río Changuil, que se vuelve caudaloso; este puente une las provincias de Los Ríos y Bolívar.

Siendo más específicos la obra está en el límite entre Babahoyo y Montalvo, cerca de Chillanes perteneciente a la provincia de Bolívar, dejando más de tres mil personas aisladas afectando a varias parroquias cercanas.

Por la falta de protección con enrocados o muros de gavión a los estribos y el estudio correspondiente con los parámetros respectivo; en consecuencia estos se socavaron. Debido a que el puente específicamente sus estribos están expuesto a sufrir este tipo de sucesos por problemas climatológicos.

Se rediseñara y se analizara la revisión de los diseños del estribo izquierdo del puente mediante una investigación de carácter científica y analítica, determinando si el estribo del puente cumple con los requisitos de seguridad para continuar en su funcionamiento.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo general.**

Estudio para la rehabilitación del estribo izquierdo del puente “el saltadero” sobre el río Changuil, luego del colapso, ubicado en la parroquia rural Febres cordero provincia de los Ríos.

### **1.3.2 Objetivos específicos.**

- Analizar los parámetros necesarios para rehabilitación del estribo izquierdo del puente el saltadero.
- Identificar las necesidades de protección debido a su falla estructural y a la socavación.
- Rediseñar el estribo izquierdo del puente "El Saltadero" con las normas A.C.I. (American Concrete Institute) 318-2014; A.I.S.C. (American Institute of Steel Construction), A.S.T.H.O. L.R.F.D. Y N.E.C. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)
  - Establecer las medidas necesarias para el óptimo diseño estructural y mejor funcionamiento del estribo.

### **1.4 Justificación**

Este proyecto de investigación tiene como finalidad evitar que nuevas construcciones de este tipo colapsen, considerando los factores técnicos internos y externos, así como prevenir los efectos de los fenómenos naturales en la etapa invernal. Ya que son muy importantes en el análisis de dicha infraestructuras. La estructura en estudio es el análisis del estribo izquierdo del puente el saltadero, ubicado en la de la parroquia rural Febres Cordero provincia de los Ríos.

Este proyecto de titulación está orientado al núcleo estructurante de Estructuras y tiene como objetivo, el de enriquecer mis conocimientos en el campo de la Ingeniería Civil, específicamente en el análisis estructural. Así mediante un amplio y práctico proceso investigativo, obtener una sólida formación técnica, científica y humanística para mi vida profesional.

## 1.5 Limitaciones y delimitación

### 1.5.1 Limitaciones.

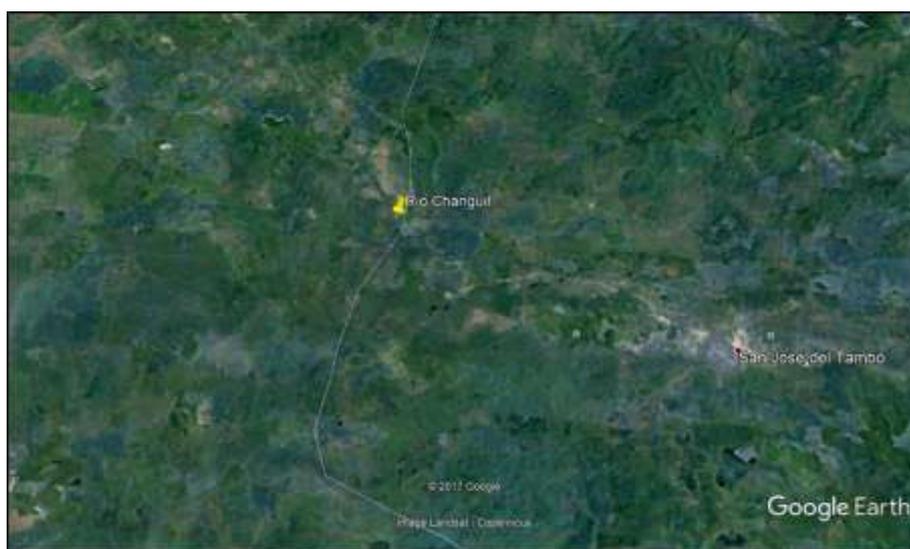
Una de las limitaciones que he encontrado en el desarrollo del proyecto de investigación, es la escasa información acerca del sector de mi investigación y bibliografía en la web sobre temas referentes.

### 1.5.2 Delimitación.

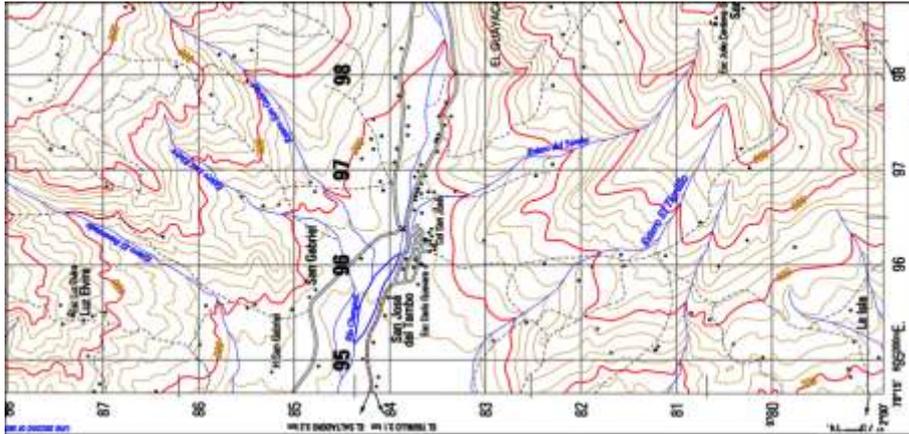
El presente proyecto de titulación contara con el respectivo cálculo del diseño estructural del estribo izquierdo del puente el Saltadero y cálculo de Socavación; Evaluados y comprobados en los capítulos siguientes para su óptimo funcionamiento.

## 1.6 Ubicación

Se desarrollará en la parroquia Febres Cordero provincia de los Ríos específicamente en el límite entre Babahoyo y Montalvo, cerca de Chillanes perteneciente a la provincia de Bolívar



**Ilustración 1:** Ubicación del estribo Izquierdo del Puente El Saltadero.  
**Fuente: (Earth, 2017).**



**Ilustración 2:** Ubicación, cartografía.  
**Fuente:** Edición 1-IGM serie J721 (Adjunto en Anexos).

**Tabla 1:** Coordenadas UTM.

COORDENADAS UTM DEL PUENTE SOBRE EL RIO CHANGUIL		
RECINTO EL SALTADERO		
BASE COLAPSADA EJE 1	X	694008
	Y	9784670
BASE EXISTENTE EJE 2	X	694046
	Y	9784711

**Fuente:** GAD PROV. DE LOS RIOS, 2015



**Ilustración 3:** Muestra una vista fotográfica del colapso del puente en el momento del desborde del Rio Changuil.

**Fuente:** (<http://www.eluniverso.com/noticias/2015/03/21/nota/4680636/colapso-puente-aisla-3-mil-personas>).

## **1.7 Metodología**

La Metodología que se usará en este proyecto es del tipo analítica e investigativa para obtener toda la información necesaria desarrollando así el trabajo para su siguiente análisis. Además siendo esta la metodología a emplearse partiendo de los estudios tales como:

- Investigaciones preliminares.
- Estudios Estructurales.
- Estudios Ambientales.
- Estudios Hidrológicos.
- Entre otros para determinar los factores previos al estudio.

## **1.8 Alcance**

La finalidad de la elaboración de este proyecto de titulación, es de prevenir las causas del colapso estructural que presentarán los estribos en especial el estribo izquierdo del puente el Saltadero ubicado en la provincia de los Ríos, tras recibir un impacto invernal debido al desborde del Rio Changuil el cual produjo su colapso.

Se rediseñara la estructura y se extraerán sus resultados, para luego ser analizados y proyectar las respectivas conclusiones y recomendaciones del proyecto para su mejor funcionamiento.

## **CAPÍTULO II**

### **Marco teórico**

#### **2.1 Generalidades de puentes**

##### **2.1.1 Generalidades.**

Por lo general, el término puente se utiliza para detallar a las estructuras viales, con trazado por encima de la superficie, que permiten vencer obstáculos naturales como ríos, quebradas, hondonadas, canales, entrantes de mar, estrechos de mar, lagos, entre otros. (Avila, 2017)

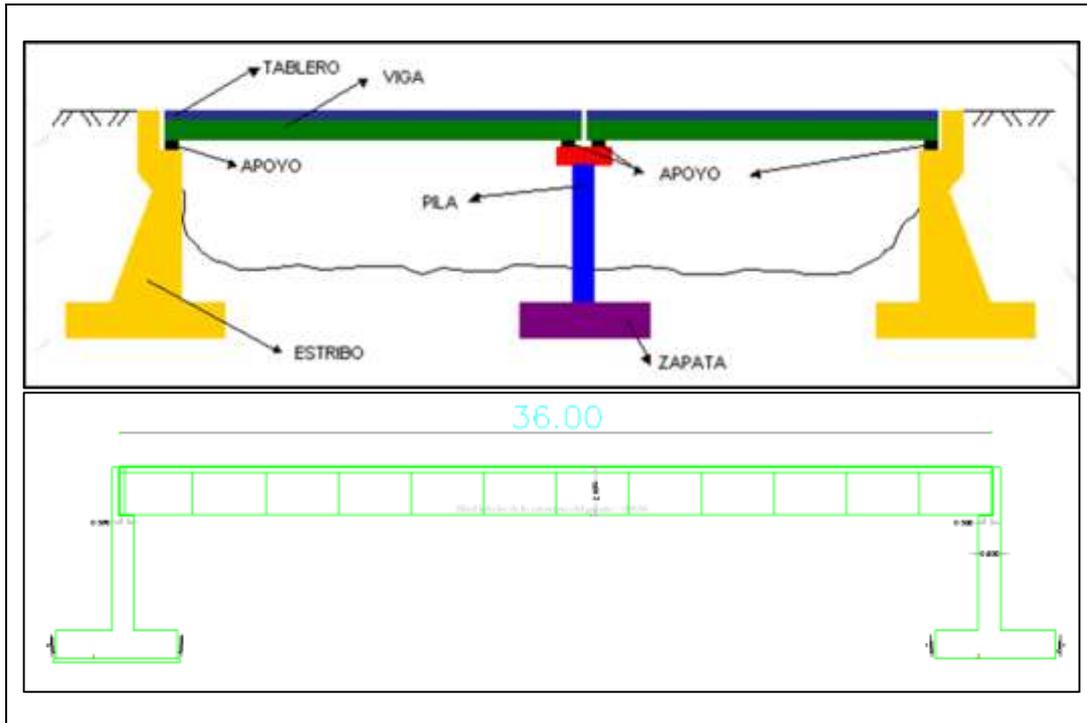
Estas obras son de extrema importancia en gran parte de la construcción en el sistema de redes de carreteras, en si es unir dos lugares con fines de superación eh impulsar el desarrollo ya sea este a través de un recorrido de agua o un camino elevado. Por eso es de mayor eficacia que sus bases sean las adecuadas para complementar dicha función. (Avila, 2017)

Por su parte, el término viaducto está generalmente reservado para el caso en que esas estructuras viales se construyan por necesidades urbanas o industriales (como los pasos elevados dentro de las ciudades o de los complejos industriales), o para evitar el cruce con otras vías de comunicación (como los intercambiadores de tránsito en las autopistas) además el viaducto se compone de gran número de vanos sucesivos. (Avila, 2017)

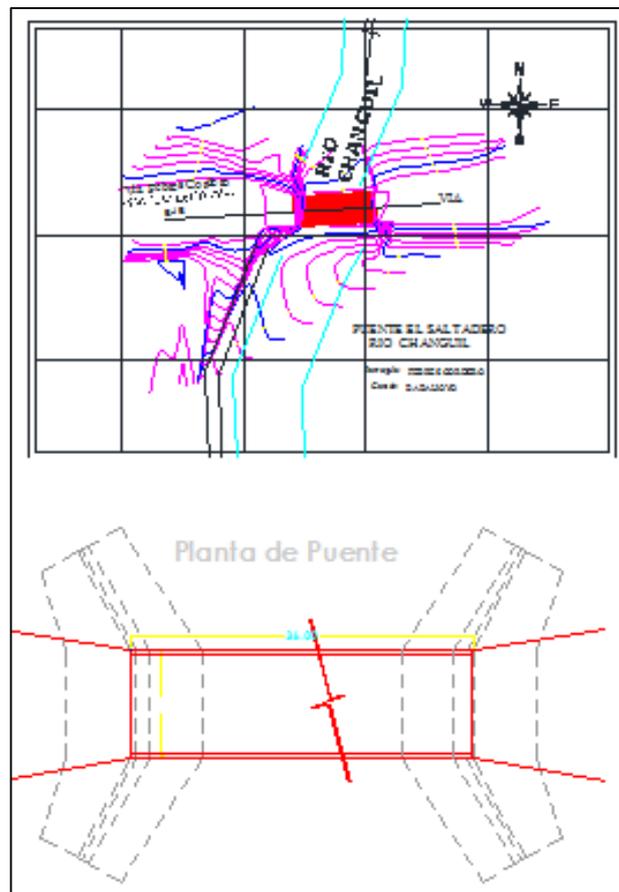
- Los puentes constan fundamentalmente de dos partes: la superestructura y la infraestructura.
- Superestructura: Es la parte del puente en donde actúa la carga móvil, y está constituida por:
  - a) Tablero
  - b) Vigas longitudinales y transversales
  - c) Aceras y pasamanos
  - d) Capa de rodadura
  - e) Otras instalaciones (Avila, 2017)
- Infraestructura o subestructura: es la parte del puente que se encarga de transmitir las solicitaciones al suelo de cimentación y sirven además para sostener el relleno de los accesos al puente. Está constituida por:
  - a) Estribos
  - b) Pilas (Avila, 2017)

Las diferencias que se pueden mencionar entre los estribos y los muros convencionales son:

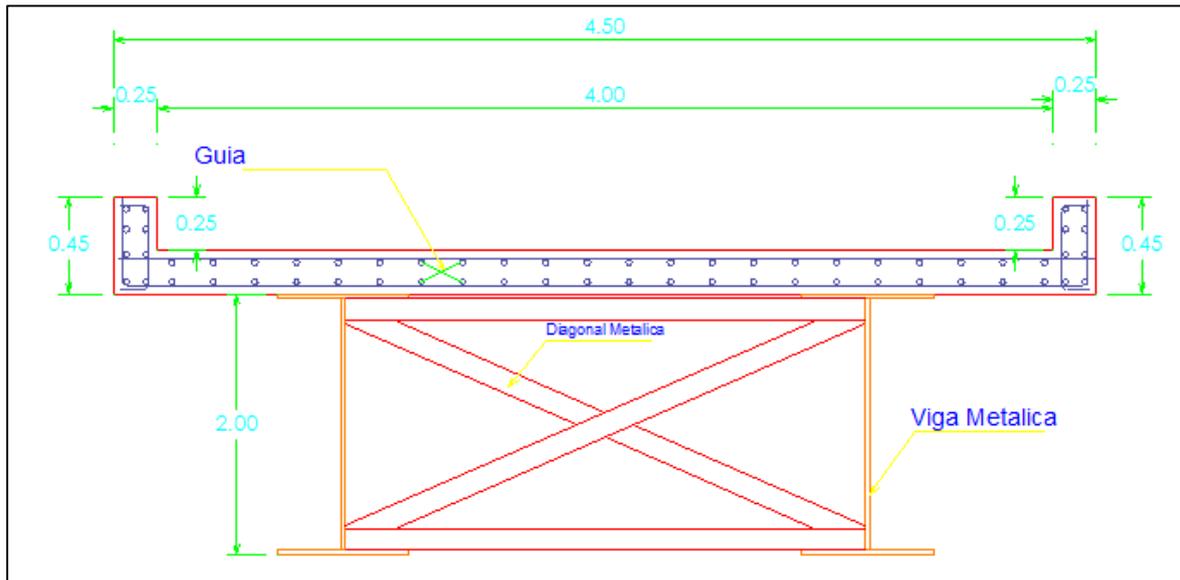
- Los estribos soportan además de las cargas horizontales del empuje del suelo las reacciones extremas del claro del puente. (Oñate, 2013)
- Los estribos están restringidos en la parte superior por el tablero del puente. (Oñate, 2013)



**Ilustración 4:** Vista en elevación de un puente.  
**Fuente:** (Avila, 2017).



**Ilustración 5:** Vista en planta.  
**Fuente:** GAD de los Ríos.



**Ilustración 6:** Sección Transversal del puente.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta, 2017.

### 2.1.2 Ubicación y elección del tipo de puente.

Los puentes son obras que requieren para su proyecto definitivo estudiar los siguientes aspectos:

- a) Localización de la estructura o ubicación en cuanto a sitio, alineamiento, pendiente y rasante.
- b) Tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- c) Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundaciones.
- d) Obras complementarias tales como: barandas, drenaje de la calzada y de los accesos, protección de las márgenes y rectificación del cauce, si fuera necesario forestación de taludes e iluminación. (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)

### **2.1.3 Estudios básicos de ingeniería para el diseño de puentes.**

#### a) Estudios topográficos

Posibilitan la definición precisa de la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, así como información básica para los otros estudios.

#### b) Estudios de hidrología e hidráulicos

Establecen las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río.

#### c) Estudios geológicos y geotécnicos

Establecen las características geológicas, tanto locales como generales de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

#### d) Estudios de riesgo sísmico

Tienen como finalidad determinar los espectros de diseño que definen las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación.

#### e) Estudios de impacto ambiental

Identifican el problema ambiental, para diseñar proyectos con mejoras ambientales y evitar, atenuar o compensar los impactos adversos.

#### f) Estudios de tráfico

Cuando la magnitud de la obra lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, para determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente. (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)

#### g) Estudios complementarios

Son estudios complementarios a los estudios básicos como: instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, señalización, coordinación con terceros y cualquier otro que sea necesario al proyecto.

h) Estudios de trazo y diseño vial de los accesos

Definen las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.

i) Estudio de alternativas a nivel de anteproyecto

Propuesta de diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación técnica-económica, elegir la solución más conveniente. (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)

#### **2.1.4 Clasificación general.**

A los puentes podemos clasificarlos:

a) Según su función:

- Peatonales
- Carreteros
- Ferroviarios
- Acueductos
- Puentes para aviones en los aeropuertos

b) Por los materiales de construcción

- Madera
- Mampostería
- Acero Estructural
- Sección Compuesta
- Concreto Armado

- Concreto Presforzado
- Materiales compuestos: fibras de vidrio, fibras de carbón, etc.

c) Por el tipo de estructura

- Simplemente apoyados
- Continuos
- Simples de tramos múltiples
- Cantilever (brazos voladizos)
- En Arco
- Atirantado (utilizan cables rectos que atirantan el tablero)
- Colgantes
- Levadizos (basculantes)
- Pontones: denominación para plataformas flotantes. También con esa denominación son referidos los puentes pequeños cuya longitud no supera los 10m

d) Por su geometría en planta

- Rectos
- Esviajados
- Curvos

e) Según el tiempo de vida

- Definitivo: puente diseñado para una vida en servicio de 75 años. Las especificaciones se han elaborado con ese objetivo.
- Temporal: puente que se usa por un tiempo limitado, no mayor a 5 años.

Los puentes y viaductos también pueden clasificarse de acuerdo a su longitud total, longitud de vano, calzada, objetivo, materiales y diseño o tipología estructural. (Comunicaciones, 2011).

### 2.1.5 Longitud total.

De acuerdo a la longitud total (L), los puentes pueden agruparse según el siguiente criterio de clasificación. (Comunicaciones, 2011)

Alcantarillas y Puentes Pequeños	1,0 m	<	L	s	15,0 m
Puentes Medianos	15,0 m	<	L	s	40,0 m
Puentes Grandes	40,0 m	<	L	s	100,0
Puentes Mayores	100,0 m	<	L		

**Ilustración 7:** Longitud Total  
Fuente: (Comunicaciones, 2011).

### 2.1.6 Longitud de vano.

De acuerdo a la longitud de la luz libre o vano ( $L_v$ ), las estructuras se pueden clasificar en:

Estructuras Pequeñas	1,0 m	<	$L_v$	s	15,0 m
Estructuras Medianas	15,0 m	<	$L_v$	s	40,0 m
Estructuras Grandes	40,0 m	<	$L_v$	s	100,0
Estructuras Mayores	100,0 m	<	$L_v$		

**Ilustración 8:** Longitud de vano.  
Fuente: (Comunicaciones, 2011)

### 2.1.7 Objetivo.

Con relación a su finalidad y objetivo, los puentes pueden clasificarse en:

- Puentes Camineros
- Puentes Ferroviarios
- Acueductos
- Puentes Peatonales o Pasarelas
- Puentes Provisionales

Cada uno de estos grupos se caracteriza por la forma en que se sostiene la estructura y por lo tanto, por el predominio de un esfuerzo diferente. (Comunicaciones, 2011).

## **2.2 Estribos.**

Los Estribos son 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. (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014)

### **2.2.1 Partes que conforman un estribo.**

Por lo general en el cuerpo de un estribo se pueden identificar algunas partes, con funciones específicas como las siguientes:

- El cabezal o espaldar, sirve de muro de contención del suelo del relleno, que se halla por encima de la superficie de asiento del puente e impide que este relleno actúe directamente sobre la superestructura,
- la losa de aproximación de la calzada es un elemento que no siempre es necesario, cuando se requiere en muchas ocasiones se diseña para que se apoye en el cabezal,
- Sobre la viga de asiento se colocan los aparatos de apoyo los cuales reciben directamente las cargas desde la superestructura y las transmiten al cuerpo del estribo,
- El cuerpo o pantalla, confina el suelo de relleno y por tanto su principal función es la de resistir el empuje del suelo de relleno situado en la parte posterior del estribo, y

- Los muros de ala, son muros de contención cuya misión es la de soportar el empuje horizontal lateral del relleno y evitar su erosión. (Oñate, 2013)

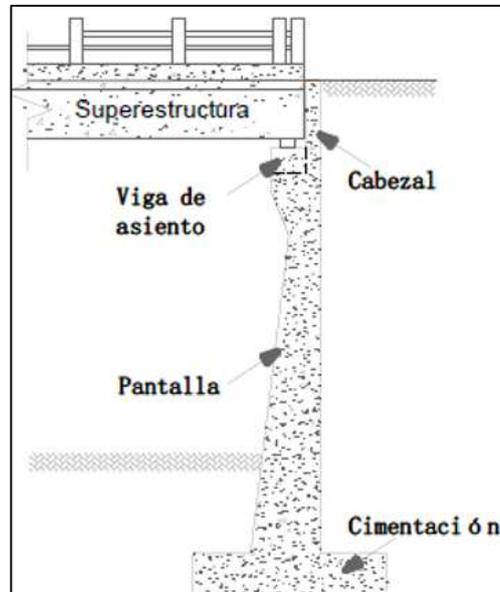
Los aleros (alas) son elementos alternativos que podrán consistir en muros que son continuación del muro frontal del estribo y que se proyectan a cierto ángulo o pantallas perpendiculares al cuerpo principal del estribo. Según el tipo de estribo, este podrá contener al terraplén de acceso o tener elementos adicionales que permitan realizar esta función tales como un terraplén protegido con escollero, un muro SME (muro de suelo mecánicamente estabilizado), etc. (Comunicaciones, 2011)

Los muros de ala se pueden diseñar de forma monolítica con los estribos o bien se pueden separar de la pared del estribo mediante una junta de expansión y diseñar para que trabajen de forma independiente. Las longitudes de los muros de ala se deberán calcular utilizando las pendientes requeridas para la carretera. Los muros de ala deberán tener una longitud suficiente para retener el terraplén de la carretera y proveer protección contra la corrosión. (ESTRIBOS, PILAS Y MUROS DE SOSTENIMIENTO, 2004).

Como elementos secundarios se pueden citar:

- Sistema de drenaje, para evacuar el agua lluvia que se infiltra en el suelo de relleno, y
- Topes sismorresistentes, para evitar el desplazamiento transversal de la superestructura producto de fuerzas sísmicas.

- Pilas: Son los apoyos intermedios de los puentes y están constituidos por el sistema de fundación, el cuerpo de la pila y el cabezal de apoyo. (Comunicaciones, 2011)

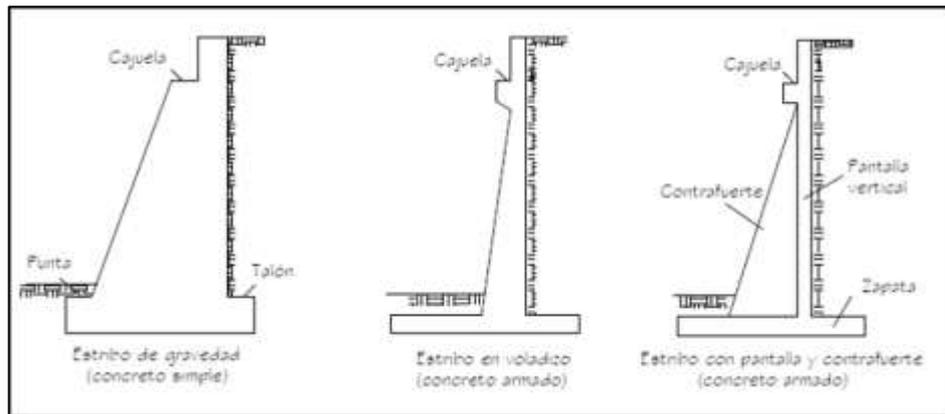


**Ilustración 9:** Partes del Estribo elevación.  
**Fuente:** (Oñate, 2013)

### **2.2.2 Generalidades de los estribos.**

Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra.

Los estribos, como son muros de contención, pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), concreto armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes), etc. (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)

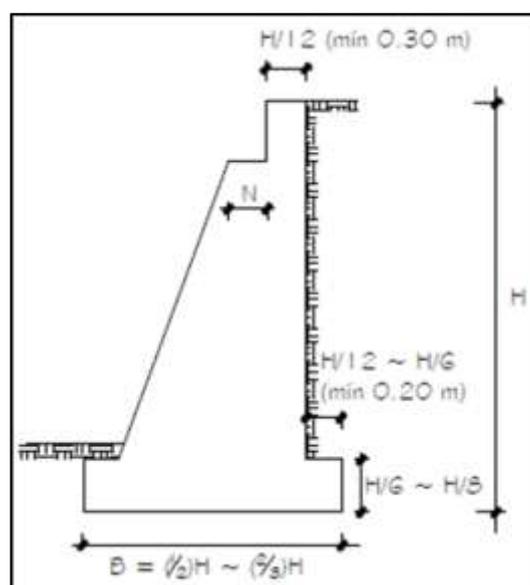


**Ilustración 10:** Tipos de estribo.

Fuente: (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)

### 2.2.2.1 Clasificación según su material de construcción.

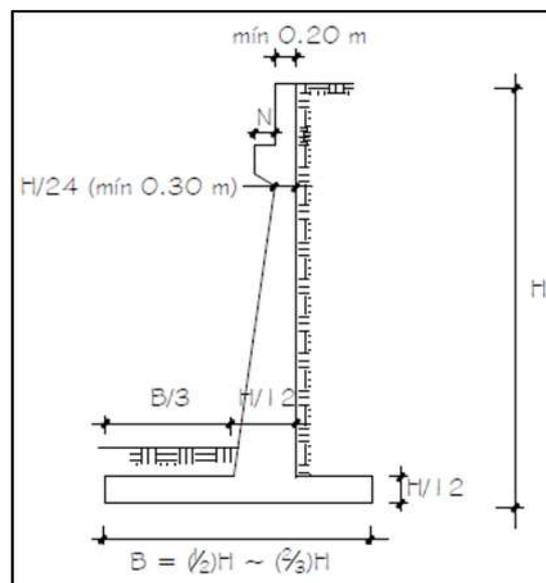
- **De gravedad (concreto simple):** Los estribos de gravedad son macizos que utilizan su propio peso para resistir las fuerzas laterales debido al empuje del terreno y otras cargas. No necesitan refuerzo y son adecuados cuando el terreno es de buena capacidad portante y la altura a cubrir no es superior a 6 metros. No son admitidas tracciones en cualquier sección del estribo. (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)



**Ilustración 11:** Estribos de gravedad (concreto simple).

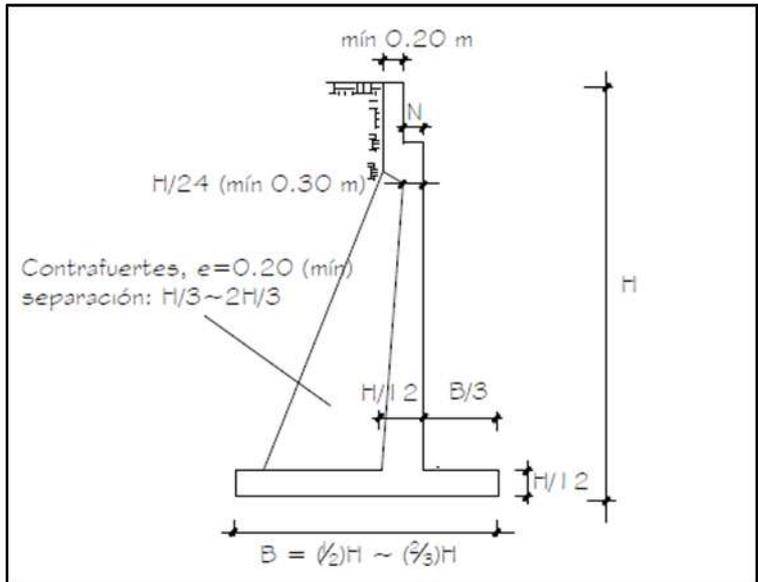
Fuente: (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)

- **En voladizo (concreto armado):** 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. (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)



**Ilustración 12:** Estribos en voladizo (concreto armado).  
Fuente: (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)

- **Estribos con pantalla y contrafuertes (concreto armado):** En este caso la pantalla vertical no se encuentra en voladizo sino más bien apoyada en los contrafuertes y el cimiento. (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)



**Ilustración 13:** Estribos con pantalla y contrafuertes (concreto armado).  
**Fuente:** (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)

**2.2.3 Terminología y elementos.**

Los elementos constitutivos de un estribo de puente se detallan a continuación:

- Viga de apoyo-Viga dintel-Viga cabezal
- Espaldón-Murete frontal
- Muro de ala-Aletas
- Contrafuertes-Columnas
- Fundaciones
- Dados de apoyo
- Eje de apoyo
- Muro de cierre laterales
- Muro de contención-Pantallas frontales y laterales (Max Aníbal & Choquevilca Zotar, 2014)

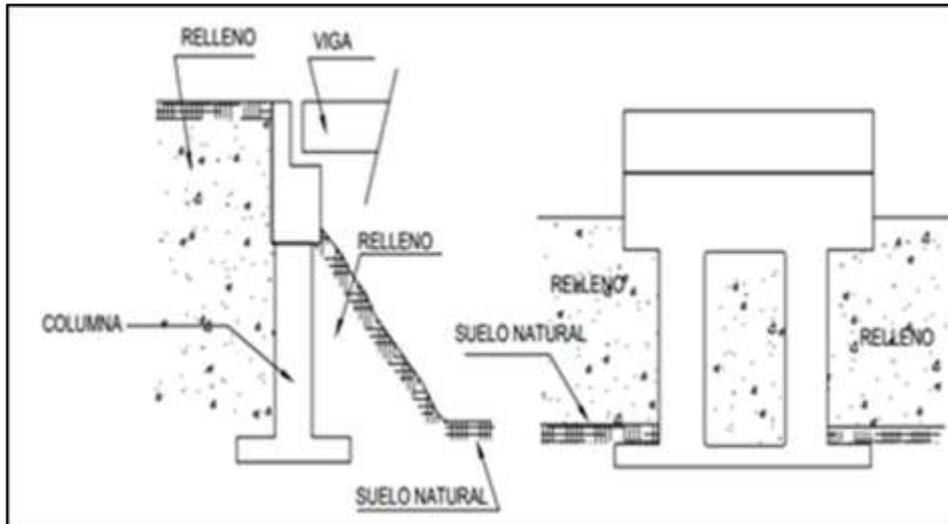
#### 2.2.4 Clasificación de los estribos según características específicas.

- Estribos tipo “silleta”: denominado también “viga cargadero” son estructuras construidas después de que el terraplén de acceso al puente alcanza su nivel final. Este tipo de estribo es utilizado cuando el suelo de fundación es de buena calidad y se pueden construir terraplenes estables con talud natural o con estructuras de suelo mecánicamente estabilizadas, o para estribos fundados en macizos rocosos. Estos estribos son relativamente fáciles de construir ya que elimina la dificultad de la compactación del suelo del relleno interior y adyacente de los estribos cerrados. (Max Aníbal & Choquevilca Zotar, 2014)



**Ilustración 14:** Estribo tipo “silleta”  
**Fuente:** (Max Aníbal & Choquevilca Zotar, 2014)

- Estribos de cuerpo continuo: Estos estribos son estructuras continuas con una viga dintel o cabezal soportada por columnas o contrafuertes que se extienden por arriba del nivel natural del terreno, también soportada por cajones cerrados o un conjunto de pilotes-columnas, con su respectiva cimentación ubicada por debajo del terreno natural. (Max Aníbal & Choquevilca Zotar, 2014)



**Ilustración 15:** Estribos de cuerpo continuo.  
**Fuente:** (Max Aníbal & Choquevilca Zotar, 2014)

### 2.2.5 Clasificación general.

En la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de estribos, incluyendo:

- Estribo Corto – Los estribos cortos están ubicados en o cerca de la parte superior de los rellenos utilizados como acceso al puente; la profundidad del muro de retención encima del asiento del puente es suficiente para acomodar la profundidad de la estructura y los apoyos que descansan sobre el asiento. (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014)
- Estribo de Profundidad Parcial – Los estribos de profundidad parcial están ubicados aproximadamente a la mitad de la profundidad de la pendiente frontal del terraplén de acceso. Su muro de retención encima del asiento y muros de ala de mayores dimensiones pueden retener material de relleno, o bien la pendiente del terraplén puede continuar detrás del muro de retención encima del asiento del puente. En este último caso debe haber una losa de acceso estructural o el diseño del tramo final debe cubrir el espacio sobre la pendiente del relleno y se

deben proveer muros de cortina para cerrar el espacio abierto. Para este tipo de estructura se debe prever que sea posible realizar inspecciones.

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014)

- Estribo de Profundidad Total – Los estribos de profundidad total están ubicados aproximadamente en el frente de la base del terraplén de acceso, restringiendo la abertura debajo de la estructura. (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014)
- Estribo Integral – Los estribos integrales están rígidamente unidos a la superestructura y son soportados por zapatas o fundaciones profundas capaces de permitir los movimientos horizontales necesarios. (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014)

## **2.3 Consideraciones generales.**

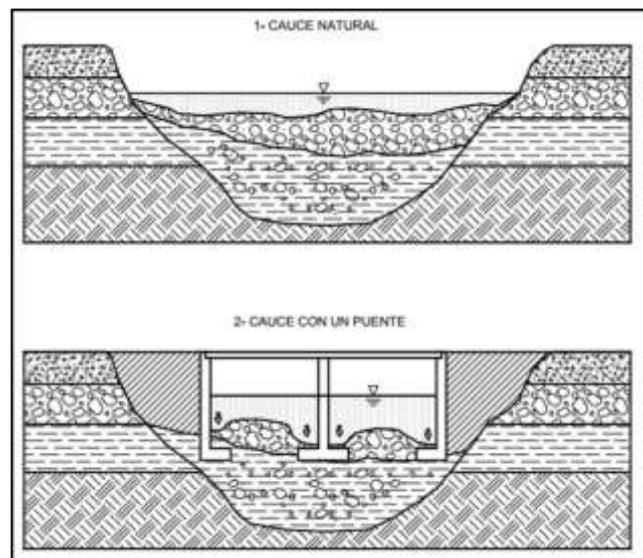
### **2.3.1 Socavación.**

La socavación consiste en la profundización del nivel del fondo del cauce de una corriente causada por el aumento del nivel de agua en las avenidas, modificaciones en la morfología del cauce o por la construcción de estructuras en el cauce como puentes, espigones, etc. (capítulo 4. Cálculo de la Socavación)

La socavación comprende el levantamiento y transporte de los materiales del lecho del río en el momento de una avenida o creciente, o por la construcción de una obra dentro del cauce. Debe diferenciarse la socavación de la erosión no recuperable en el sentido de que después de que pase la avenida o se elimine la causa de la socavación en procesos posteriores, comúnmente se vuelven a

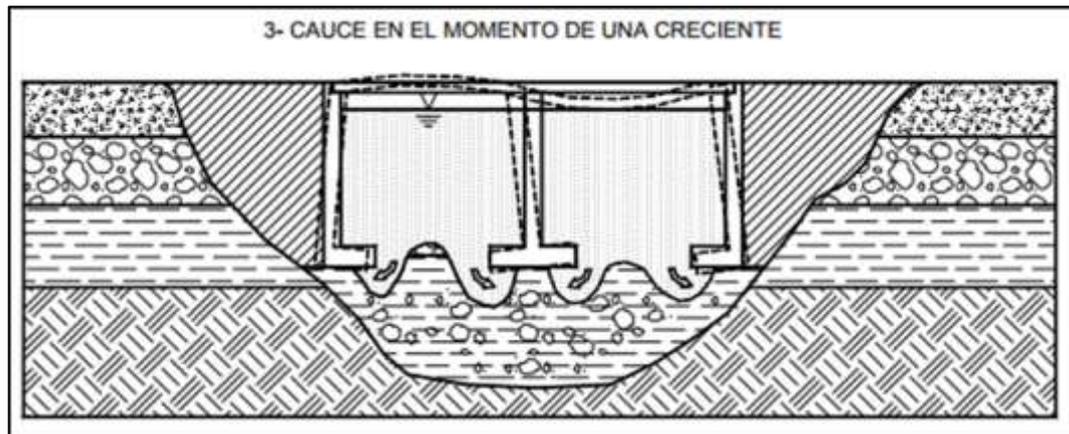
depositar sedimentos en un proceso cíclico, y se puede recuperar el nivel del fondo del cauce. La socavación está controlada por las características hidráulicas del cauce, las propiedades de los sedimentos del fondo y la forma y localización de los elementos que la inducen. (capítulo 4. Calculo de la Socavacion)

La socavación se la relaciona con las fallas de las cimentaciones de puentes en todo el mundo, algunas de ellas catastróficas y con pérdidas de vidas humanas. Los puentes y otras estructuras representan una contracción del ancho del cauce y al presentarse un aumento en los caudales de la corriente, el aumento de la velocidad y la turbulencia en la contracción puede generar niveles de socavación de varios metros. (capítulo 4. Calculo de la Socavacion)



**Ilustración 16:** Esquema general de un proceso de socavación ocasionado por la construcción de un puente.

**Fuente:** (capítulo 4. Calculo de la Socavacion).



**Ilustración 17:** Esquema general de un proceso de socavación ocasionado por la construcción de un puente.

**Fuente:** (capítulo 4. Calculo de la Socavacion).

### **2.3.2 Tipos de socavación.**

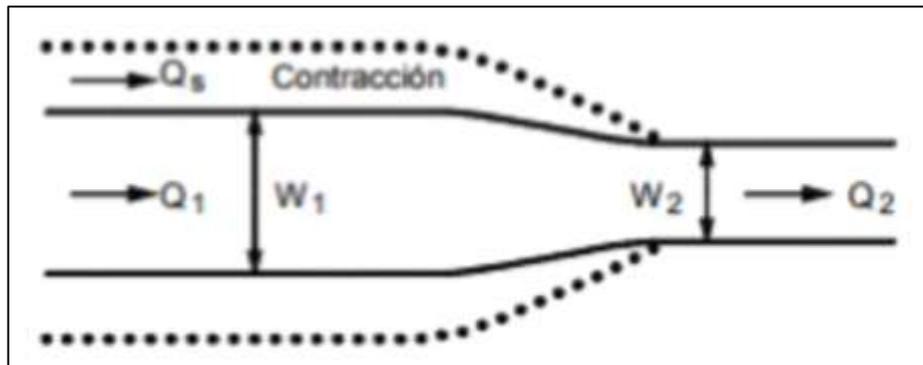
#### **2.3.2.1 Socavación por aumento del caudal.**

Al aumentar el caudal la velocidad aumenta y se produce erosión en el fondo de la corriente. Al bajar nuevamente el nivel de la corriente, comúnmente esta socavación se recupera nuevamente por sedimentación. La socavación ocurre en periodos de horas o días, afectando prácticamente todo el cauce. Al pasar la avenida nuevamente se produce sedimentación y generalmente el cauce recupera, al menos parcialmente, el material socavado durante el paso de la crecida. (capítulo 4. Calculo de la Socavacion)

#### **2.3.2.2 Socavación por contracción del cauce.**

Consiste en el descenso del fondo del cauce del río en aquellas secciones donde se reduce el ancho, debido a la mayor velocidad de la corriente en esa zona. Esto ocurre cuando se construyen obras dentro del cauce de un río, como puentes o espigones (capítulo 4. Calculo de la Socavacion)

La construcción de un puente puede disminuir el ancho del cauce para el paso de grandes caudales y al presentarse los caudales, se produce un aumento extraordinario de las velocidades en la contracción, produciéndose socavación del fondo del cauce en el sector contraído. (capítulo 4. Calculo de la Socavacion)



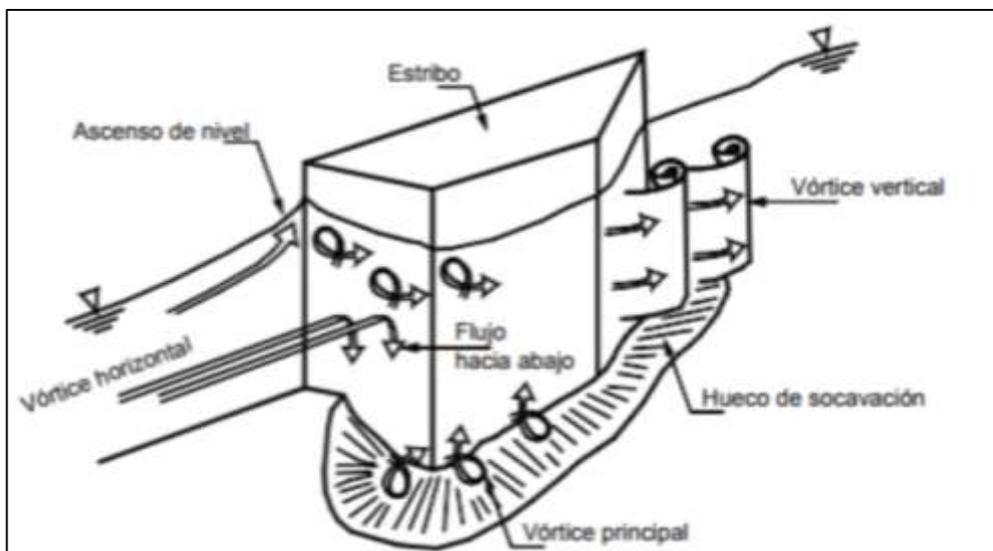
**Ilustración 18:** Esquema de la contracción de un canal.  
**Fuente:** (capítulo 4. Calculo de la Socavacion).

### **2.3.2.3 La socavación general se puede producir por varias causas.**

- Aumento del caudal durante las avenidas.
  - Incremento de la pendiente del cauce por alteración del canal, o corte de meandros.
  - Remoción de sedimentos del flujo por la construcción de una presa o por extracción de materiales del fondo del cauce.
  - Transferencia de agua de una cuenca a otra, la cual altera la capacidad de transporte de sedimentos de ambas corrientes.
  - Disminución de la rugosidad del cauce por obras de regulación del canal.
- (capítulo 4. Calculo de la Socavacion)

#### 2.3.2.4 Socavación local en estribos.

Junto a los estribos del puente se genera turbulencia, la cual produce erosión adicional y disminuye localmente el nivel del fondo del cauce junto al estribo. Los vórtices junto a los estribos forman fosas profundas de erosión especialmente en los extremos del estribo junto al sitio de estrechamiento del cauce. Esta socavación debe adicionarse a la profundidad de socavación producto de la contracción de la sección del cauce. (capítulo 4. Calculo de la Socavacion)



**Ilustración 19:** Esquema del flujo junto a estribos de puentes.  
**Fuente:** (capítulo 4. Calculo de la Socavacion).

La socavación local ocurre en estribos cuando los estribos obstruyen el flujo. La obstrucción del flujo forma un vórtice horizontal comenzando en el extremo aguas arriba de los estribos y corriendo a lo largo de la punta del estribo, y formando en consecuencia un vórtice vertical en el extremo aguas abajo del estribo. (capítulo 4. Calculo de la Socavacion)

Los cálculos, propiamente dichos, se efectuarán con el programa HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) versión 4.1.0, desarrollado por Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de Norteamérica. (capítulo 4. Calculo de la Socavacion)

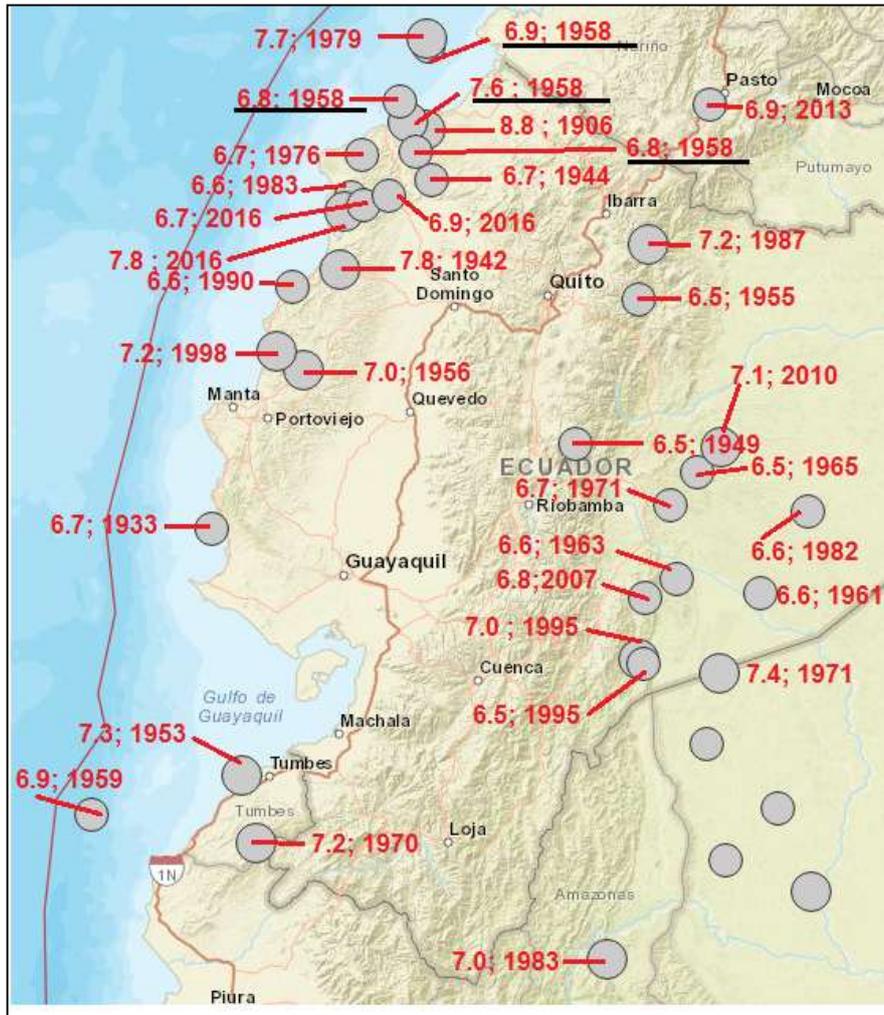
### **2.3.3 Sistemas de control de la socavación.**

La socavación puede controlarse de varias formas así:

- a) Construcción de estructuras para manejar el flujo disminuir la profundidad de socavación, tales como estructuras de caída para proteger el fondo aguas abajo de la estructura o revestimientos de la zona expuesta a socavación. Unas de las estructuras más populares son las estructuras guía para la protección de estribos de puentes. (capítulo 4. Calculo de la Socavacion)
- b) Recubrimiento del cauce: El enrocado es el método más común y mejor documentado para el control de socavación en pilas de puentes. Las alternativas de enrocado varían en cuanto al tamaño, forma y masa, como también en su flexibilidad del diseño. (capítulo 4. Calculo de la Socavacion)
- c) Construcción de cimentaciones profundas muy por debajo del nivel de socavación esperada.
- d) Construcción de estructuras flexibles que se adapten a la socavación. Un ejemplo son las estructuras en gaviones o en enrocado. (capítulo 4. Calculo de la Socavacion)

### 2.3.4 Sismicidad.

El Ecuador es un país de alta sismicidad, que se dispone dentro del cinturón de fuego del Pacífico, siendo una franja en que se libera la mayor cantidad de energía sísmica del planeta.

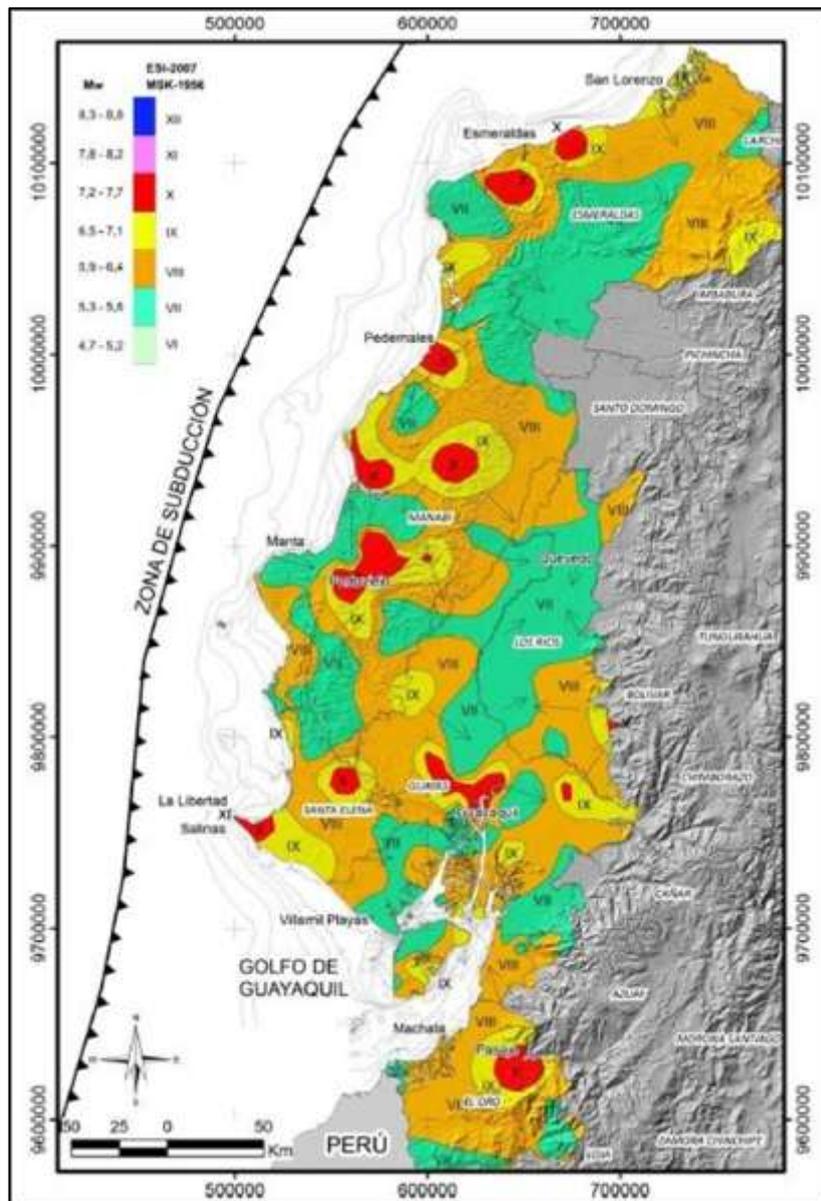


**Ilustración 20:** Epicentros de los terremotos mayores a 6.5 grados en Magnitud Richter, ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta el 2017.

**Fuente:** (Moncayo Theurer, 2017)

El sismo del 16 de abril con epicentro en la ciudad de Pedernales, dejó pérdidas de vidas humanas y materiales en la provincia de Manabí y Esmeraldas, dejando afectaciones incluso en poblaciones más lejanas del litoral ecuatoriano afectando estructuras en Guayas, Los Ríos, El Oro.

Por lo tanto el tema de sismicidad es factor muy importante ah tomar en cuenta al momento de llevar a cabo los respectivos diseños de estas construcciones.<sup>1</sup>



**Ilustración 21:** Estimación de máximos niveles de sismicidad para el Litoral ecuatoriano. Escalas de intensidades esperadas MSK-1956, ESI-2007 y su relación con los momentos de magnitudes (Mw). Datos de sismos desde 1541 – 2008

**Fuente:** Instituto Geofísico del Ecuador – Escuela Politécnica Nacional.

<sup>1</sup> El tema de sismicidad es de gran importancia para llevar a cabo del diseño óptimo y duradero de nuestra estructura y se utilizara más adelante en los capítulos siguientes.

## **CAPÍTULO III**

### **Criterios del análisis estructural**

La estructura de un puente, especialmente sus estribos están sometidas a cargas externas e internas, producto de cambios climáticos y la Naturaleza del lugar, fuerzas correspondidas que al construir un puente generalmente ocurre una contracción del flujo, esta contracción produce una socavación y los cambios de clima crean los problemas Naturales que se presentan en el medio como las épocas invernales; además los sismos, entre otras, que de una u otra manera terminan induciendo perjuicios a los elementos estructurales del puente.

Este capítulo especificara las condiciones de diseño utilizadas para realizar el análisis estructural de los estribos para el rediseño del estribo izquierdo de la estructura.

#### **3.1 Estudio de condiciones.**

- Estudio de suelos.
- Estudios hidrológicos e hidráulicos.
- Criterios de diseño.
- Especificaciones de los Materiales.
- Factores a considerar.
- Análisis y Diseño Estructural (Ver capítulo 4).

##### **3.1.1 Estudio de suelos.**

Los estudios geotécnicos ofrecen un perfil stratigráfico del suelo y las características del terreno. Las características del terreno permiten conocer el tipo

de suelo dónde serán colocados los estribos o Apoyos de la estructura, con el fin de establecer las circunstancias que limitan su aprovechamiento, los problemas potenciales que puedan presentarse; Además su capacidad portante, la interacción suelo-Estribos en el sistema estructural del puente y la posibilidad de que se presente una socavación.

### **3.1.2 Estudios hidrológicos e hidráulicos.**

Los Estudios Hidrológicos e Hidráulicos son muy considerables e importancia para determinar los caudales y crecientes del lugar.

Para el diseño del puente, se siguieron las recomendaciones suministradas por el Estudio Hidrológico e Hidráulico dados por la entidad del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología(Inamhi). (Ver en los anexos)

### **3.1.3 Criterios de diseño.**

La ideología del diseño sismo-resistente permite comprobar el nivel de seguridad de vida que consiguen proporcionar las estructuras.

#### **3.1.3.1 Normas de Diseño.**

En los diseños estructurales de los elementos del puente se siguieron los criterios establecidos en las siguientes normas:

- (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014)
- Norma Ecuatoriana de Construcción NEC, 2015
- ASTM D2487-2000(American. Society of Testing Materials)

### **3.1.3.2 Software Básico.**

Los programas utilizados para la ejecución de los diseños son los siguientes:

- Office Microsoft: Paquetería Windows -10
- Auto-Cad: Programa de dibujo asistido por computador
- SAP2000: Structural Analysis Program Advanced

### **3.1.4 Especificaciones de los Materiales.**

#### **3.1.4.1 Concretos.**

Para el análisis y diseño de los elementos estructurales se utilizó concreto con un peso volumétrico de 2.400 kg/m<sup>3</sup>.

Esfuerzo de compresión del concreto  $f'c = 280 \text{Kg/cm}^2 = 27,5 \text{ MPa}$

El Módulo de Elasticidad para efectos de análisis y diseño estructural se tomó como:

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{3,2} \cdot \sqrt{f'c} = 0,043 \cdot \sqrt{(2.400)^3} \cdot \sqrt{27,5} = 26.512,5 \text{ MPa}$$

$$E_c = 26.512,5 \text{ MPa} = 270.354 \text{ Kg/cm}^2$$

#### **3.1.4.2 Acero de refuerzo**

Se usara varilla corrugada con  $f_y = 4.200,00 \text{ kg/cm}^2$

El Módulo de Elasticidad para efectos de análisis y diseño estructural se tomó como:

$$E_s = 2'100.000,00 \text{ kg/cm}^2$$

### **3.1.5 Cargas actuantes sobre la estructura o cargas de diseño.<sup>2</sup>**

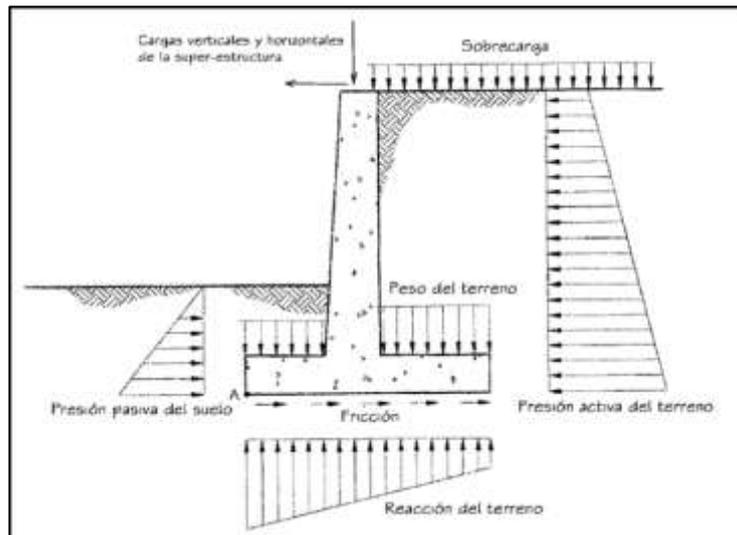
Un puente, como toda estructura, debe ser diseñado para ser capaz de soportar las cargas a que va a estar sometido durante toda su vida útil. Estas cargas y fuerzas solicitantes, son de diferentes tipos y orígenes y pueden actuar solas o en forma combinada.

- Las principales cargas que actúan en un puente son:
  - Carga Muerta.
  - Carga Viva.
  - Carga de Impacto o efecto dinámico de la carga viva.
  - Cargas de Viento.
  - Otras Cargas:
    - ✓ Fuerzas longitudinales de Frenado.
    - ✓ Fuerzas Sísmicas.
    - ✓ Fuerzas centrífugas.
    - ✓ Fuerzas térmicas.
    - ✓ Empuje de tierras.
    - ✓ Presión de agua.
    - ✓ Cargas debido a heladas o nieve.

De acuerdo con lo especificado en la AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD, Sección 3 y en otras secciones de estas Especificaciones.

---

<sup>2</sup> Esta sección se estudiara con más detalles en el capítulo 4 de este proyecto.



**Ilustración 22: Cargas típicas en Estribo.**  
**Fuente: (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)**

### **3.1.5.1 Carga muerta (QD).**

Es el peso de la estructura, que corresponde a la sumatoria de todos los pesos propios de los elementos estructurales y no estructurales del Puente.

Como Carga Muerta se considera: el peso propio de la estructura completa, incluyendo el tablero, veredas, las barandas, la carpeta de rodamiento, tuberías, conductos, cables, y otros servicios de utilidad pública, si existiesen.

### **3.1.5.2 Carga viva (LL Y PL).**

La carga viva es la que tiene en cuenta el peso de todas las cargas que se encuentran en movimiento sobre el puente, ellas son: los vehículos y los peatones.

LL= sobrecarga vehicular

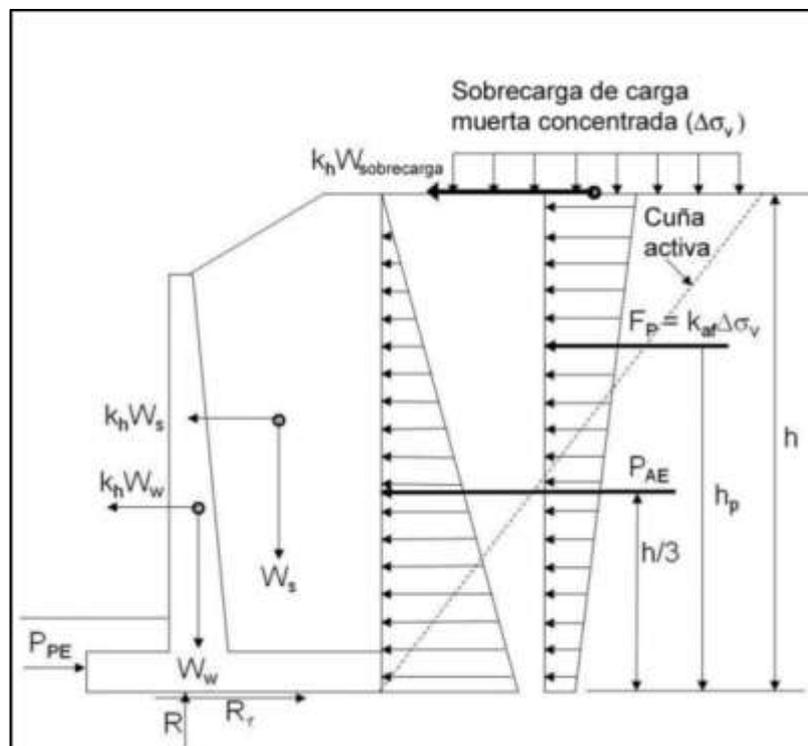
PL= sobrecarga peatonal

Carga Móvil Vehicular: Con el fin de simplificar el cálculo, todas las normas vigentes en el mundo definen un camión estándar, que representa la Carga Tipo Vehicular empleada para el diseño. En Ecuador se emplea para el diseño de puentes de carreteras la Norma AASHTO.

### 3.1.5.3 Consideraciones sísmicas.

En caso de estructuras de retención altas ( $H > 10$  m) como es el caso de estribos, las cargas sísmicas deben contemplarse, usándose a menudo la solución de Mononobe-Okabe. (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)

El método de Mononobe-Okabe es un método pseudo-estático que desarrolla una presión de fluido estática equivalente para modelar la presión sísmica del terreno sobre el muro. (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014)



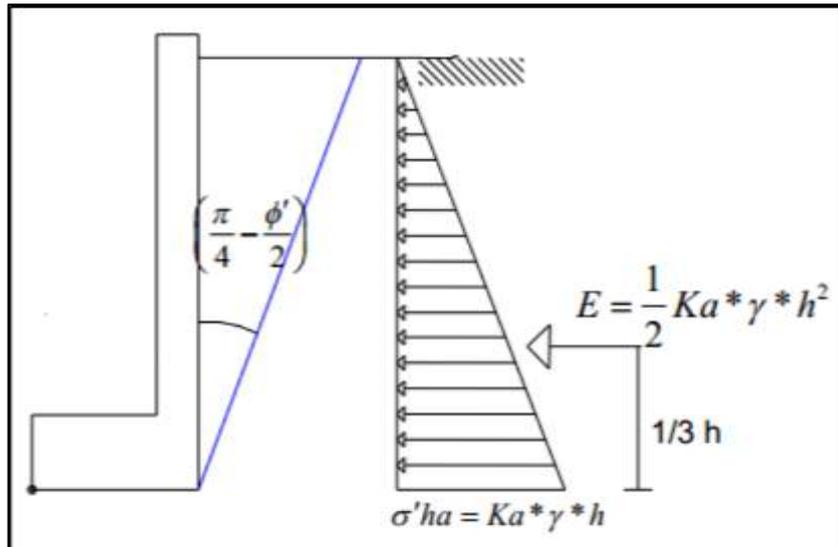
**Ilustración 23:** Fuerzas Sísmicas para la evaluación de la estabilidad externa en muros de gravedad.

Fuente: (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)

### 3.1.5.4 Empuje del suelo: EH, ES, LS, y DD.

- EH: Empuje horizontal del suelo
- ES: sobrecarga de suelo
- LS: sobrecarga viva
- DD: fricción negativa

El empuje del suelo se deberá considerar en 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. (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)



**Ilustración 24:** Empuje de suelo (EH)  
**Fuente:** (Max Aníbal & Choquevilca Zotar, 2014)

### 3.1.5.5 Sobrecarga por carga viva (LS) (ART. 3.11.6.4)

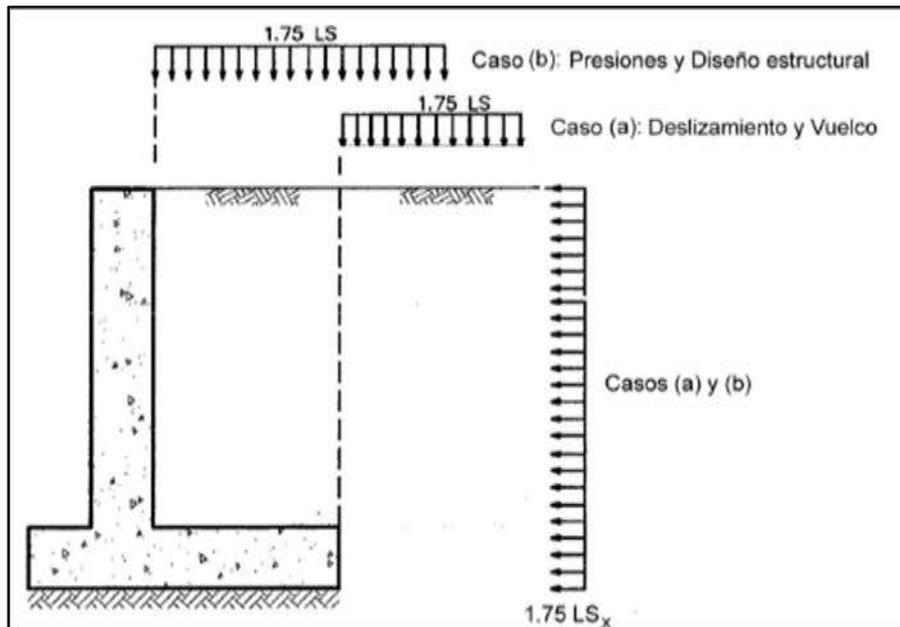
Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

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

**Tabla 2:** Altura del suelo para la Carga Vehicular.

Altura del Estribo(m)	heg(m)
1.5	1.2
3.0	0.9
>= 6.0	0.6

**Fuente:** (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)



**Ilustración 25:** Aplicación de la sobrecarga por carga viva LS.  
**Fuente:** (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)

### 3.1.5.6 Carga de viento.

La carga de viento en la gran mayoría de los casos no es considerada en los cálculos, esto se debe a que la estructura de un puente es extremadamente rígida en el sentido transversal que concuerda con el sentido de acción de esta carga. La carga de viento debe ser considerada en zonas donde los vientos son considerablemente elevados tales como gargantas de cerros y en puentes ubicados en zonas de gran altura. No se considera esta acción.

### 3.1.5.7 Efectos térmicos (SH).

Las fuerzas y temperatura de contracción afectan la longitud superestructura, debido al cambio de temperatura y, en algunos casos, debido a la retracción del hormigón, esto se debe considera en el análisis de la subestructura. Además del cambio en la longitud superestructura, algunos miembros de subestructura cambian de longitud debido a cambios de temperatura y la retracción del hormigón. (Max Aníbal & Choquevilca Zotar, 2014)

### 3.1.5.8 Suelos no cohesivos o granulares.

Se consideran como suelos no cohesivos o granulares, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y la norma ASTM D2487-2000, los siguientes:

- Gravas: todos los materiales clasificados como GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

- Arenas: todos los materiales clasificados como SW, SP, SM, SC, SC-SM, SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC, en los cuales 30% o menos del peso pase por tamiz No. 200 (suelos finos menores o iguales al 30%) y que tengan límite líquido  $w_L \leq 30\%$  e índice plástico  $IP \leq 15\%$ . (CONSTRUCCIÓN, Diciembre 2014)

### 3.1.5.9 Fuerza de frenado.

Fuerza de Frenado (BR): AASHTO Sección 3 Artículo 3.6.4  
De acuerdo con las especificaciones de la AASTHO LRFD, la fuerza de frenado será la mayor de:

25 % de los pesos por eje de camión o tándem de diseño

5 % del camión o tándem de diseño más la carga de carril

### 3.1.5.10 Factores a considerar.

**Tabla 3:** Factor de presencia múltiple (m): AASHTO Sección 3 Tabla 3.6.1.1.2-1.

Número de carriles cargados	Múltiples factores de presencia.
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014).

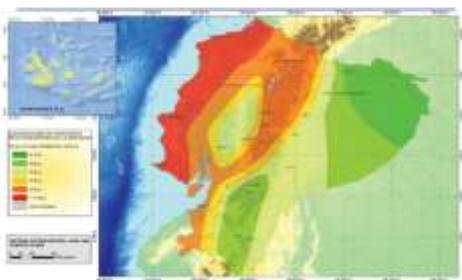
**Tabla 4:** Factores de carga para cargas Permanentes yp.

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Minimo
DC: Componente y Auxiliares	1.25	0.90
DD: Fuerza de arrastre hacia abajo	1.80	0.45
DW: Superficies de Rodadura y Accesorios	1.50	0.65
EH: Presion Horizontal de Tierra		
	Activa	1.50
Pasitiva	1.35	0.90
EV: Presion vertical de tierra		
Estabilidad Global	1.35	N/A
Estructuras de retencion	1.35	1.00
Estructuras rigidas empotradas	1.30	0.90
Portico rigidos	1.35	0.90
Estructuras Flexibles empotradas	1.95	0.90
Excepto alcantarillas Metalicas		
Alcantarillas Metalicas	1.50	0.90
ES: Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

Fuente: (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016).

**Tabla 5:** Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	Factor Z	Caracterización del peligro Sísmico
I	0,15	Intermedia
II	0,25	Alta
III	0,30	Alta
IV	0,35	Alta
V	0,40	Alta
VI	0,50	Muy alta



Fuente: (CARVACHE, 2015 - 2016)

Tabla 6: **Combinaciones de carga y Factores de carga.**

Combinacion de Cargas	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinacion					
									SE	EQ	IC	CT	CV	
Estado Limite														
Resistencia I	YP	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ TG	γ SE					
Resistencia II	YP	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ TG	γ SE					
Resistencia III	YP		1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ TG	γ SE					
Resistencia IV														
Solo EH,EV,ES	YP		1.00			1.00	0.50/1.20							
DW, DC	1.5													
Resistencia V	YP	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ TG	γ SE					
Evento Extremo I	YP	γ EQ	1.00			1.00				1.00				
Evento Extremo II	YP	0.5	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	YP	1	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ TG	γ SE					
Servicio II	YP	1.3	1.00			1.00	1.00/1.20							
Servicio III	YP	0.8	1.00			1.00	1.00/1.20	γ TG	γ SE					
Fatiga														
Solo LL, IM, CE		0.75												

Fuente: (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016).

Tabla 7: **Angulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. Department of the Navy 1982a)**

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, $\delta$ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
<b>Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:</b>		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		
<b>Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:</b>		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22	0,40
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17	0,31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0,25
• Limo fino arenoso, limo no plástico	11	0,19
<b>Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:</b>		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22	0,31 a 0,40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	17	0,31
• Limo fino arenoso, limo no plástico	14	0,25
<b>Diferentes materiales estructurales:</b>		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
○ roca blanda tratada sobre roca blanda tratada	35	0,70
○ roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0,65
○ roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0,55
• Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano	26	0,49
• Acero sobre acero en trabado de tablestacas	17	0,31

Fuente: (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016).

### 3.1.5.11 *Movimiento y Estabilidad en el Estado Límite de Servicio.*

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 10.6.2.2.3, 10.7.2.3, 10.8.2.3 y 11.5.2 según corresponda según la (ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD, 2004)

### 3.1.5.12 *Estados límite de falla.*

Estas estructuras deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite de falla:

- Volteo.
- Desplazamiento del muro.
- Falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta.
- Rotura estructural.

Además, se revisarán los estados límite de servicio, como:

- Asentamiento.
- Giro.
- Deformación excesiva del muro.

Los valores del factor de seguridad indirecto para las diversas verificaciones de comportamiento establecidas en esta sección, deben ser, como mínimo, los indicados en la siguiente Tabla ((CAMICON), Diciembre 2014) y cumplir de acuerdo con los requisitos del Artículo 10.6.2.2.4 de AASHTO LRFD.

**Tabla 8:** Factores de seguridad indirectos mínimos.

Condicion	Construccion	Estatico	Sismico	Pseudo Estatico
Deslizamiento	1.60	1.6	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte mas critico de:				
Momento Resistente/Momento Actuante	$\geq 3.00$	$\geq 3.00$	Diseño	$\geq 2.00$
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\leq 1/6$	$\leq 1/6$	Diseño	$\leq 1/4$
Capacidad Portante	<b>Ver Tabla 9</b>			
Estabilidad general del sistema				
Permanente o de larga duracion (> 6meses)	1.20		Diseño	1.05
Temporal o de Corta duracion(> 6meses)	1.20		50% de Diseño	1.00

Fuente: ((CAMICON), Diciembre 2014).

Se recomienda para los análisis de estabilidad, de los estados límite de falla y servicio, la metodología establecida en el Canadian Foundation Engineering Manual, CFEM (2006). ((CAMICON), Diciembre 2014)

**3.1.5.13 Estados límite de falla: capacidad de carga y factor de seguridad Indirecto (FSI).**

Para los Estados límites de falla se tendrán en cuenta los Factores de Seguridad Indirecta Mínimos (FSIM) para la capacidad portante de cimientos en la siguiente tabla.

**Tabla 9:** Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, F.S.I.M (Tabla 6).

<b>Condicion</b>	<b>F.S.I.M. ADMISIBLE</b>
Carga Muerta+ Carga Viva normal	3
Carga Muerta+ Carga Viva Maxima	2.5
Carga Muerta+ Carga Viva normal+ Sismo de Diseño pseudo estatico	1.5

**Fuente: ((CAMICON), Diciembre 2014).**

Luego de elegir los criterios y parámetros necesarios procedemos, con el cálculo y comprobaciones en los capítulos siguientes.

## CAPÍTULO IV

### Diseño y modelamiento del estribo izquierdo del puente, análisis, discusión y comprobación de resultados

Previo al análisis del comportamiento estructural del estribo izquierdo del puente el Saltadero, es necesario antes mencionar las funciones, características y geometría; así como determinar los datos de entrada.

#### 4.1 Función del estribo.

Los estribos son un tipo particular de muros de contención que sirve de apoyo a la superestructura del puente. Deben ser capaces de mantener el cauce estable y la vez contener el terraplén. (DISEÑOS DE ESTRIBOS)

#### 4.2 Geometría para el diseño del estribo izquierdo.

Teniendo en cuenta los siguientes criterios de diseño.

**Tabla 10:** Datos del puente.

<b>Número de claros</b>	1	Claro
<b>Longitud del claro</b>	36,00	m
<b>Ángulo de inclinación</b>	0	°
<b>Número de vigas</b>	2	vigas
<b>Espaciamiento de las vigas</b>	240,00	cm
<b>Longitud del volado</b>	105,00	cm
<b>Separación de los diafragmas</b>	600,00	cm
<b>Tensión de fluencia del Alma</b>	2.530,00	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Tensión de fluencia de los Patines</b>	2.530,0	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Resistencia del concreto a la compresión</b>	280,00	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fluencia del acero de refuerzo</b>	2.800,00	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Espesor total (losa + asfalto)</b>	28,0	cm
<b>Espesor efectivo de la losa</b>	23,0	cm
<b>Espesor efectivo en el volado (losa +</b>	48,0	cm

<b>Peso Específico del acero</b>	7.85	Kg/m <sup>3</sup>
<b>Peso Específico del concreto</b>	2.4	Kg/m <sup>3</sup>
<b>Peso por área de encofrado (asumido)</b>	73,24	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Peso de barandas (postes y pasamanos)</b>	230,00	Kg/m
<b>Peso Específico del asfalto</b>	2.250,00	Kg/m <sup>3</sup>
<b>Espesor de asfalto</b>	5,00	cm
<b>Ancho de la losa (de borde exterior a</b>	450,00	cm
<b>Ancho de la carretera</b>	600,00	cm
<b>Tráfico promedio diario de camiones</b>	100	unidades
<b>Altura de Pantalla</b>	8,70	m
<b>Tráfico promedio diario de camiones</b>	100	unidades
<b>Altura de Pantalla</b>	8,70	m

Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta, 2017.

Peso propio del estribo.

Se descompone la pantalla vertical y el relleno en varias figuras y se toma momento en A.

### 4.3 Cálculo de las fuerzas actuantes.

#### 4.3.1 Reacción de la superestructura.

##### 4.3.1.1 *Reacción debida a la carga muerta.*

Tabla 11: Datos para el Peso de la superestructura

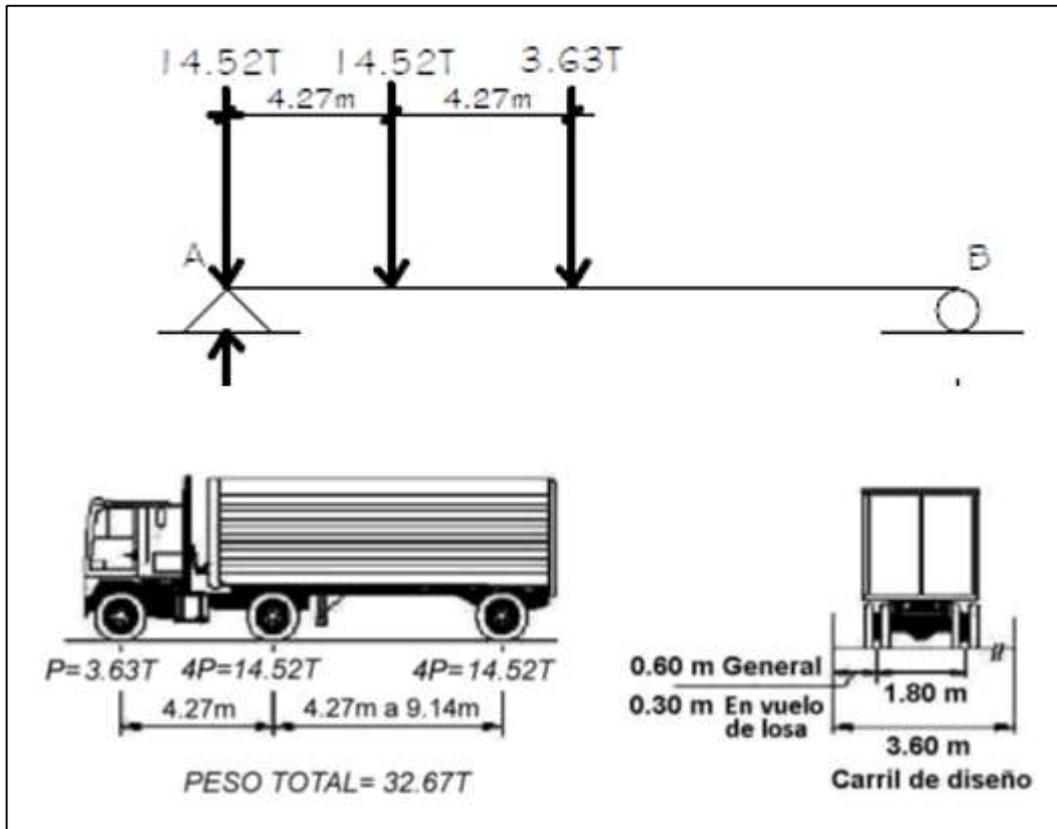
<b>PESO DE:</b>	<b>EXPRESION</b>	<b>RESULTADO</b>
<b>Losa</b>	$4.50 \cdot 0.23 \cdot 36.00 \cdot 2.4$	89.424 Tn.
<b>Bordillo</b>	$0.25 \cdot 0.25 \cdot 2 \cdot 36.00 \cdot 2.4$	10.800 Tn.
<b>Postes:</b>	$0.25 \cdot 0.20 \cdot 0.95 \cdot 48 \cdot 2.4$	5.472 Tn.
<b>Barandas <math>\Phi = 4'</math></b>	$72 \cdot 1.90m \cdot 0.00992$	0.295 Tn.
<b>Diafragmas <math>L = 4'</math></b>	$7 \cdot 2 \cdot 2.35 \cdot 0.0075$	1.357 Tn.
<b>Rigidizador <math>L = 4'</math></b>	$7 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2.00 \cdot 0.165 \cdot 0.015 \cdot 7.85$	1.088 Tn.
<b>Vigas</b>	$2 \cdot (0.34 \cdot 0.03 + 2.00 \cdot 0.015 + 0.50 \cdot 0.03) \cdot 36 \cdot 7.85$	31.199 Tn.
<b>Carpeta asfáltica</b>	$0.05 \cdot 4.00 \cdot 36.00 \cdot 2.2$	15.840 Tn.
<b>Peso total por carga muerta:</b>		155.475 Tn.
<b>Reacción por carga muerta, por estribo</b>	$155.475/2$	77.738 Tn.

Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta, 2017.

Para obtenerla por ml. se la divide para el ancho del estribo:

$$77.738/4.50 = 17.275 \text{ Tn/ml}$$

#### 4.3.1.2 Reacción debida a la carga viva.



**Ilustración 26:** Sobrecarga provocada por una carga HL-93.  
**Fuente:** (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)

P del Camión de Diseño HL-93 =  $14.52 + 14.52 + 3.63 = 32.67 \text{ Tn}$ .

Se permite que el impacto no se aplique en los elementos como: estribos, muros de contención y pilotes.

$$R_a = [14.52 \cdot 35.60 + 14.52 \cdot 31.30 + 3.63 \cdot 27.00] / 35.60 = 30.03 \text{ Tn}$$

$$R_a = 30.03 / 4.5 = 6.675 \text{ Tn/ml}$$

$$M_a = 6.675 \cdot 2.050 = 13.683 \text{ Tn-m/ml}$$

#### 4.4 Diseño de estribo para puente simplemente apoyado.

##### 4.4.1 Propiedades del suelo de cimentación y de relleno.

Las propiedades del suelo de cimentación donde se implantara el estribo tiene las siguientes características: Suelo de agregado grueso con presencia de limo, Gravas.

**Tabla 12:** Propiedades del suelo de cimentación y de relleno.

<b>Capacidad portante del suelo para Estribo:</b>	qult = 3,5 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Peso específico:</b>	Pe = 1800 kg/m <sup>3</sup>
<b>Angulo de fricción interna:</b>	∅ = 30°
<b>nivel freático</b>	0.60m
<b>altura de relleno</b>	0.60m

Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta, 2017

Características de los materiales:

Las propiedades de los materiales a emplear en la construcción del estribo son:

**Tabla 13:** Características de los materiales.

<b>Peso específico del hormigón armado:</b>	<b>Pe hor = 2400 kg/m<sup>3</sup></b>
<b>Resistencia del hormigón:</b>	f 'c = 280 kg/m <sup>2</sup>
<b>Acero de refuerzo:</b>	fy = 4200 kg/m <sup>2</sup>
<b>Coefficiente de rozamiento suelo-hormigón:</b>	0,60
<b>Coefficiente de rozamiento neopreno-hormigón:</b>	0,05

Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta.2017

#### 4.4.2 Pre dimensionado de estribos:

Longitud mínima de asiento (soporte)

$$N = (305 + 2.5 * L + 10 * H)(1 + 0.000125 * S^2)$$

Dónde:

L = 22,00 m= Luz del puente

H = 0,00 m= Altura de los apoyos intermedios (pilas);

S = 0°= Angulo de esviaje para un puente recto

$$N = (305 + 2.5 * 36 + 10 * 0)(1 + 0.000125 * 0^2)$$

$$N = 395 \text{ mm} = 0.395 \text{ m}$$

Asumimos:

$$N = 0.5 \text{ m}$$

**N = 0.50m (adoptado) > Nmín = 0.24m** (MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2016)

- Altura del cabezal

La altura del cabezal se determina con la expresión

$$H_c = H_s$$

Dónde:

H<sub>c</sub>=Altura del cabezal del estribo en m;

H<sub>s</sub> = 2,20m= Altura estructural (losa + viga + aparatos de apoyo)

Por lo tanto:

$$H_c=2.40 \text{ m}$$

- Altura de la zapata

La altura de la zapata esta entre la décima y la duodécima parte de la altura total del estribo:

$$H_z = \frac{H}{10} \text{ ó } \frac{H}{12}$$

Dónde:

**H** =Altura de la zapata del estribo en m = 8,70 m

**H<sub>z</sub>**= Altura del estribo

$$H_z = \frac{8,70}{10} = 0,870$$

Adoptamos

$$\mathbf{H_z = 0,90 m}$$

- Altura de la pantalla

La altura de la pantalla se determina con la expresión

$$H_p = H - H_z - H_c$$

$$H_p = 8,70 - 0,9 - 2,4$$

$$\mathbf{H_p = 5.40}$$

- Ancho de la superficie de asiento

El ancho de la superficie de asiento se determina con la expresión:

$$b = N + j$$

Dónde:

**b** =Ancho superficie de asiento en m;

**N** = 0,50 m; Longitud mínima de asiento por consideraciones sísmicas

**j**= 0.10 m; Ancho mínimo de la junta de dilatación.

Por lo tanto:

$$b = 0.5 + 0.1$$

$$b = 0.6 \text{ m}$$

Adoptamos

$$\mathbf{b = 0.8 \text{ m}}$$

- Ancho del cabezal

El ancho del cabezal está entre:

$$tbw = 0,20 \text{ o } 0,30 \text{ m}$$

Por lo tanto adoptamos:

$$\mathbf{tbw = 0,30 \text{ m}}$$

- Ancho de la zapata

El ancho de la zapata por lo general se selecciona entre los valores de:

$$B = 0,40H \text{ y } 0,70H$$

Dónde:

B = Ancho de la zapata del estribo en m;

H = 8.70 m; Altura del estribo

Por seguridad tomamos el mayor valor:

$$B = 0,70H$$

$$B = 0,70 * 8,70$$

$$B = 6,09$$

Adoptamos

$$\mathbf{B = 6,10 \text{ m}}$$

### **Ancho del dedo**

El ancho del dedo se determina con la expresión 3.8:

$$td = \frac{B}{3}$$

Dónde:

td = Ancho del dedo del estribo en m;

B = 6,10 m = Ancho de la zapata del estribo.

Por lo tanto:

$$td = \frac{6,10}{3}$$

$$td = 2.03 \text{ m}$$

Adoptamos

$$td = 2.5 \text{ m}$$

- **Ancho superior de pantalla**

El ancho superior de pantalla se determina con la expresión:

$$ts = \frac{H}{24}$$

Dónde:

ts =Ancho superior de pantalla en m;

H =8,70 m= Altura del estribo;

$$ts = \frac{8,70}{24}$$

$$ts = 0.36 \text{ m}$$

Adoptamos

$$ts = 0.5 \text{ m}$$

- **Ancho inferior de pantalla**

El ancho inferior de pantalla se determina con la expresión:

$$ti = \frac{H}{10}$$

Dónde:

ti =Ancho superior de pantalla en m;

H =8,70 m= Altura del estribo;

$$ti = \frac{8,70}{10}$$

$$ti = 0.87 \text{ m}$$

Adoptamos

$$t_i = 0,9 \text{ m}$$

- **Ancho de talón**

El ancho superior de pantalla se determina con la expresión:

$$t_t = B - t_d - t_i$$

Dónde:

$t_t$  = Ancho del talón del estribo en m;

$t_d = 2,5 \text{ m}$  = Ancho del dedo del estribo;

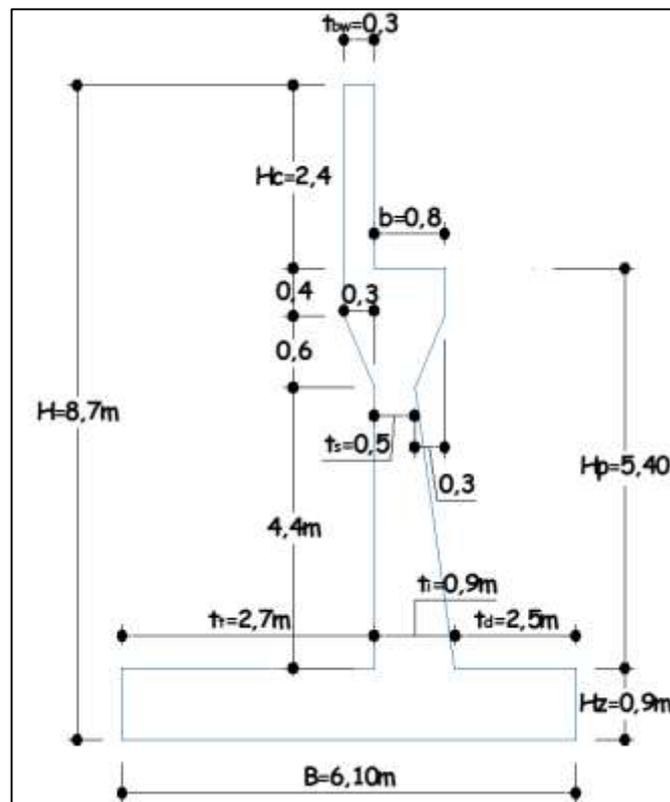
$B = 6,10 \text{ m}$  = Ancho de la zapata del estribo;

$t_i = 0,90 \text{ m}$  = Ancho inferior de pantalla

$$t_t = 6,10 - 2,5 - 0,9$$

$$t_t = 2.7 \text{ m}$$

Dimensiones de elevación lateral de estribo.



**Ilustración 27:** Pre-dimensionado de mi estructura

Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

#### 4.4.3 Verificación de las condiciones de estabilidad del prediseño

Verificación de las dimensiones según sus etapas constructivas.

#### 4.4.4 Etapa 1:

Estribo construido, bajo la acción de su peso propio y la presión del relleno de los accesos.

- Coeficiente de presión activa se determina con la expresión:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

Dónde:

$\phi = 30^\circ$  = Angulo de fricción interna del suelo de relleno

Por lo tanto:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}30}{1 + \text{sen}30} = 0.33$$

El empuje activo del suelo se determina con la expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} k_a * P_e * H^2$$

Dónde:

$k_a = 0.33$  = Coeficiente de empuje activo del suelo,

$P_e = 1.8 \text{ t / m}^3$  = Peso específico del suelo de relleno

$H = 8.70\text{m}$  = Altura del estribo

Por lo tanto:

$$E_a = \frac{1}{2} * 0.33 * 1.8 * 8.70^2$$

$$E_a = 22.47$$

- Coeficiente de presión pasiva se determina con la expresión:

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

Dónde:

$\phi = 30^\circ$  = Angulo de fricción interna del suelo de relleno

Por lo tanto:

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}30}{1 - \text{sen}30} = 3.00$$

El empuje pasivo del suelo se determina con la expresión:

$$E_p = \frac{1}{2} k_p * P_e * H_z^2$$

Dónde:

$k_p = 3.00$  = Coeficiente de empuje activo del suelo,

$P_e = 1.80 \text{ t / m}^3$  = Peso específico del suelo de relleno

$H_z = 0.90 \text{ m}$  = Altura de zapata

Por lo tanto:

$$E_p = \frac{1}{2} * 3.00 * 1.80 * 0.9^2$$

$$E_p = 2.18$$

- Momento de volcamiento se determina con la expresión:

$$M_{\text{vol}} = E_a * \frac{H}{3} - E_p * \frac{H_z}{3}$$

Dónde:

$E_a = 22.479$  = Empuje activo del suelo,

$H = 8.70 \text{ m}$  = Altura del estribo

$E_p = 1.13$  = Empuje pasivo del suelo

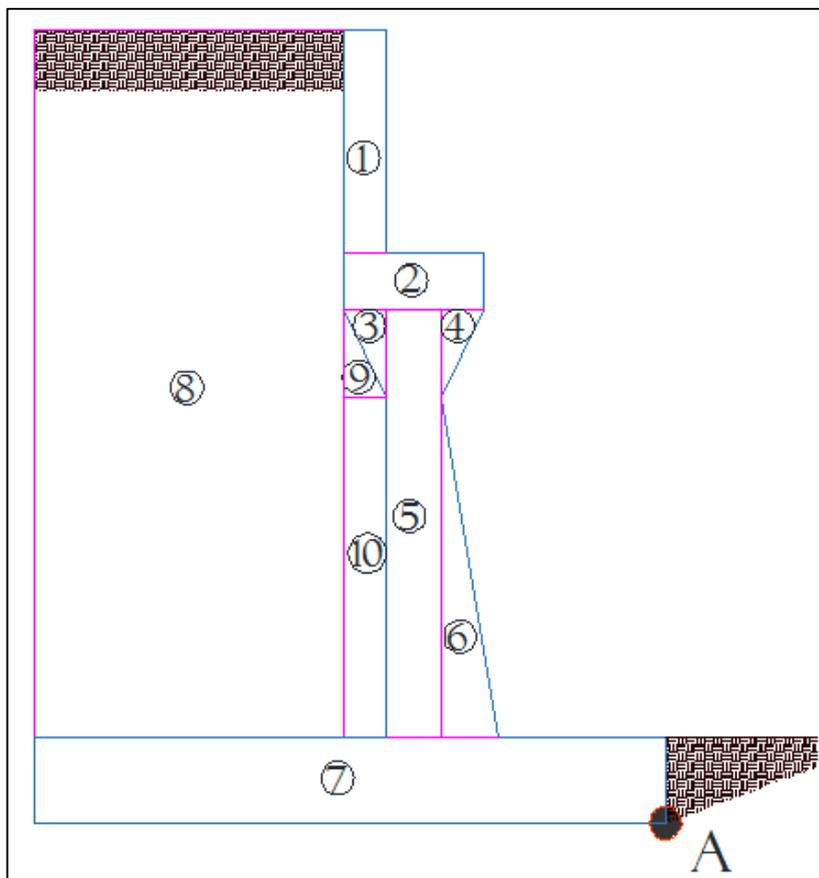
Hz = 0.90 m= Altura de zapata

Por lo tanto:

$$M_{vol} = 22.479 * \frac{8.70}{3} - 2.18 * \frac{0.9}{3}$$

$$M_{vol} = 64.54$$

- Momento Estabilizador



**Ilustración 28:** Secciones para el cálculo de Áreas en el Estribo.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

**Tabla 14:** Cálculo de Momento de Estabilidad, Pesos, Área de la sección del estribo.

FIGURA	ALTO	ANCHO	AREA	VOLUMEN	Pe	PESO	X	MESTAB
1	2.400	0.300	0.720	0.720	2.400	1.728	3.550	6.134
2	0.400	1.100	0.440	0.440	2.400	1.056	3.150	3.326
3	0.600	0.300	0.090	0.090	2.400	0.216	3.600	0.778
4	0.600	0.300	0.090	0.090	2.400	0.216	2.800	0.605
5	5.0000	0.500	2.500	2.500	2.400	6.000	3.150	18.900
6	4.4000	0.400	0.880	0.880	2.400	2.112	2.767	5.843
7	0.900	6.100	5.490	5.490	2.400	13.176	3.050	40.187
8	7.800	2.400	18.720	18.720	1.800	33.696	4.900	165.110
9	0.600	0.300	0.090	0.090	2.400	0.216	3.600	0.778
10	4.400	0.300	1.320	1.320	2.400	3.168	3.550	11.246
					<b>PESO =</b>	<b>61.584</b>	<b>ME =</b>	<b>252.908</b>

Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta.2017

$$PE = 61.584 \text{ t/ ml}$$

$$ME = 252.908 \text{ t m /ml}$$

$$W_{pp} = PE - \text{Peso Fig 7}$$

$$W_{pp} = 61.584 \text{ t/ml} - 33.696$$

$$W_{pp} = 27.888 \text{ t/ ml}$$

Dónde:

Pe =Peso estabilizador,

Me =Momento estabilizador,

W<sub>pp</sub> =Peso propio del estribo.

#### 4.4.5 Peso de sobrecarga debido a la carga viva sobre el terraplén de acceso.

La norma de ASSHTO, establece que cuando los vehículos que transitan por el camino puedan llegar a quedar dentro de una distancia horizontal igual a la mitad de la altura de la estructura, medida desde la parte superior, la presión se

incrementara con una presión debida a la sobrecarga viva equivalente a un relleno de tierra de no menos de 0.60m.

Se asimila una altura de relleno de 0.60m., para determinar el empuje

$$\gamma' = 0.60\text{m} \cdot 1.80\text{tn/m}^3 = 1.08 \text{ Tn/m}^2/\text{m}$$

#### **4.4.5.1 *Peso de Sobrecarga.***

$$Ds = \gamma' \cdot \text{area} = 1.08 \text{ tn/m}^2/\text{m} \cdot 2.80\text{m} \cdot 1.00\text{ml} = 3.024 \text{ Tn/ml.}$$

$$Ma = 3.024 \cdot 4.10 = 12.398 \text{ Tn-m/ml}$$

#### **4.4.5.2 *Empuje de sobrecarga por metro de estribo.***

$$Es = 2\gamma'KAH$$

$$Es = 2 \cdot 1.08 \cdot 0.333 \cdot 8.70 = 6.264 \text{ Tn}$$

$$Ma = Es \cdot H/2$$

$$Ma = 6.264 \cdot 8.70/2 = 27.248 \text{ Tn-m/m}$$

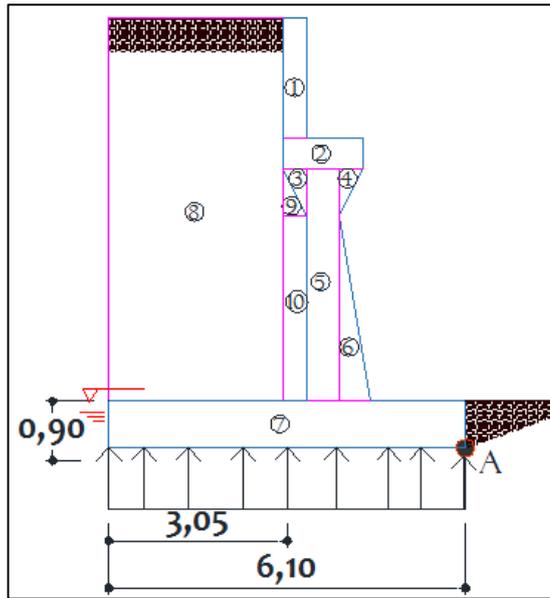
#### **4.4.6 *Carga producida por flotación.***

Se asume que la altura del nivel freático con respecto a la base de la zapata es de 0.60m., por consiguiente:

$$\text{Carga de flotación } B = \gamma \cdot V ; \text{ de donde } \gamma = 1.00 \text{ Tn/m}^3$$

$$B = 1.00 \cdot 6.10 \cdot 0.60 \cdot 1.00 = 3.66 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Momento por flotación: } Ma = 3.66 \cdot 3.05 = 11.16 \text{ Tn-m/m}$$



**Ilustración 29:** carga producida por flotación.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

#### 4.4.7 Determinación del empuje de tierra sobre el muro

Empuje activo estático por metro del estribo:

$$EA = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot KA \cdot H^2$$

$$KA = \frac{(1 - \text{sen } \Phi)}{(1 + \text{sen } \Phi)} = \frac{(1 - \text{sen}30)}{(1 + \text{sen}30)} = 0.333$$

$$EA = \frac{1}{2}(1.80) \cdot (0.333) \cdot 8.70^2 = \mathbf{22.707 \text{ Tn/m}}$$

La altura del punto de aplicación del **EA** estático es a  $H/3$ , medida desde la base del estribo.

$$MAE = 22.707 \cdot 8.70/3 = \mathbf{65.850 \text{ tn-m/m}}$$

Empuje pasivo estático por metro del estribo:

$$EP = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot KP \cdot H_p^2$$

$$KP = \frac{(1 + \text{sen } \Phi)}{(1 - \text{sen } \Phi)} = \frac{(1 + \text{sen}30)}{(1 - \text{sen}30)} = 3.00$$

$H_p$  = altura de relleno – 0.20m (erosión)

$$EP = \frac{1}{2}(1.80) \cdot (3.00) \cdot 1.00^2 = \mathbf{2.700 \text{ Tn/m}}$$

$$MAP = 2.70 \cdot 1.00/3 = \mathbf{0.900 \text{ Tn-m/m}}$$

#### 4.4.8 Empuje activo dinámico de acuerdo con la teoría de Mononobe-

Okabe.

$\Phi$  = ángulo de fricción del suelo =  $30^\circ$

$\delta$  = ángulo de fricción entre el suelo y el muro =  $(1/3) \Phi$  a  $(2/3) \Phi$

$$\delta = 15^\circ$$

$i$  = ángulo del talud =  $0^\circ$

$\beta$  = ángulo del vástago  $^\circ$

$K_h$  = coeficiente sísmico horizontal

$K_v$  = coeficiente sísmico vertical

Empuje activo dinámico por metro de estribo

$$EAE = \frac{1}{2} \gamma (1 - K_v) K_{ae} H^2$$

$$K_{ae} = \cos^2(\phi - \theta - \beta) / (\psi \cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta))$$

$$\psi = [1 + (\sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}) / (\sqrt{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)})]^2$$

$$\theta = \arctan [K_h / (1 - K_v)]$$

$K_h = A/2$  reemplazando

$A$  = coeficiente de aceleración; Ubicación:

**Prov. Los Ríos Sitio: El Saltadero: Zona IV Z= 0.35**

$$K_h = 0.35/2 = 0.175$$

$K_v$  se puede adoptar que  $0.30K_h \leq K_v \leq 0.50K_h$

$$\text{Asumo } K_v = 0.4 * 0.175 = 0.07$$

$$\theta = \arctan [K_h / (1 - K_v)] = \arctan [0.175 / (1 - 0.07)] = 15.046^\circ$$

$\delta = (1/3) \Phi$  a  $(2/3) \Phi$  Para suelo granular  $\Phi = 30^\circ$   $i = 0^\circ$

Asumo  $\delta = 15^\circ$   $\beta = 1.81^\circ$  (ver plano anterior)

$$\psi = [1 + (\sqrt{\sin(30 + 15) \sin(30 - 15.046 - 0)}) / (\sqrt{\cos(15 + 1.81 + 15.046) \cos(0 - 1.81)})]^2$$

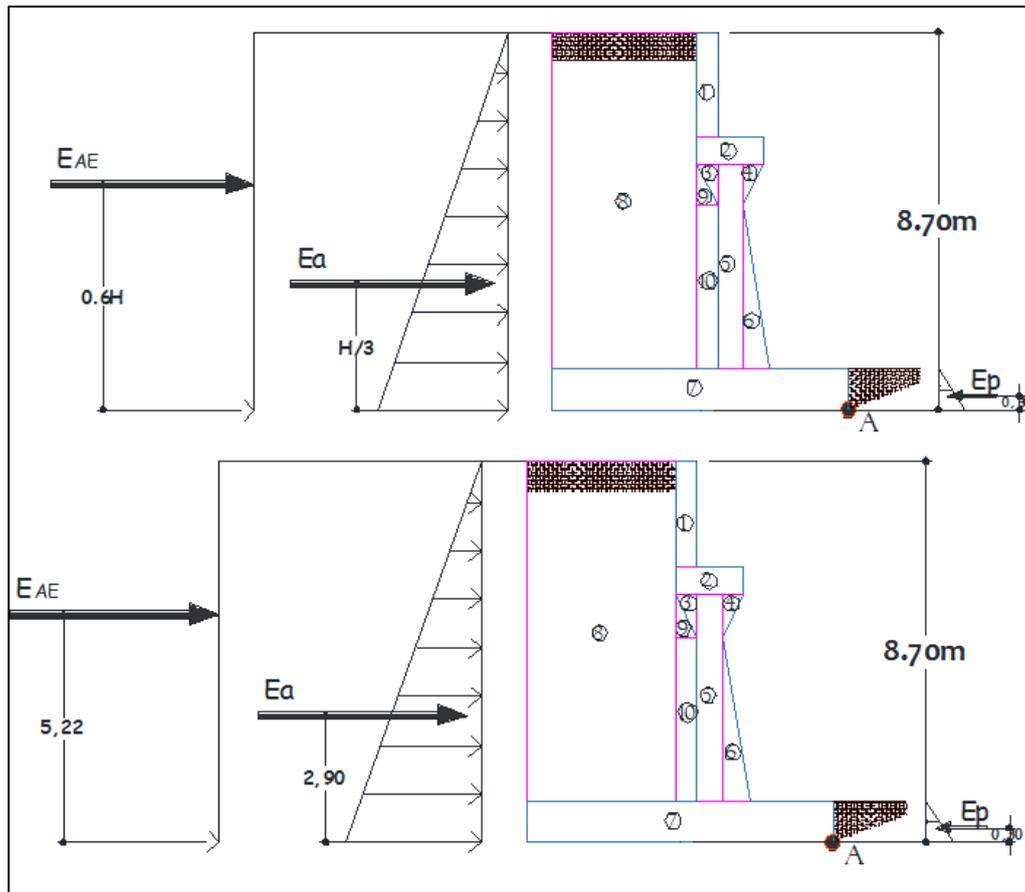
$$\psi = 2.142$$

$$K_{ae} = \cos^2(30-15.046-1.81)/(2.142 \cdot \cos 15.046 \cdot \cos^2 1.81 \cdot \cos (15+1.81+15.046))$$

$$= 0.540$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 - K_v) \cdot K_{ae} \cdot H^2 = \frac{1}{2} (1.8) \cdot (1 - 0.07) \cdot 0.54 \cdot 8.70^2$$

$$E_{AE} = 34.210 \text{ Tn/m}$$



**Ilustración 30:** empuje activo dinámico de acuerdo con la teoría de MONONOBE -OKABE.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

La altura del punto de aplicación del empuje activo dinámico es a  $H/2$ , medida desde la base del estribo, por suponerse que es equivalente a una carga uniformemente repartida. Otro procedimiento consiste en dividir el efecto del empuje activo dinámico  $E_{AE}$  en el efecto estático, esto es el empuje activo estático  $E_A$  aplicado a  $H/3$  de la base del estribo, y en el efecto dinámico adicional  $\Delta E_{AE} = E_{AE} - E_A$ , que se aplica a una altura de  $0.60H$  de la base del estribo.

- Se usara el segundo criterio

Cargas horizontales y momento.

**Tabla 15:** Características de los materiales.

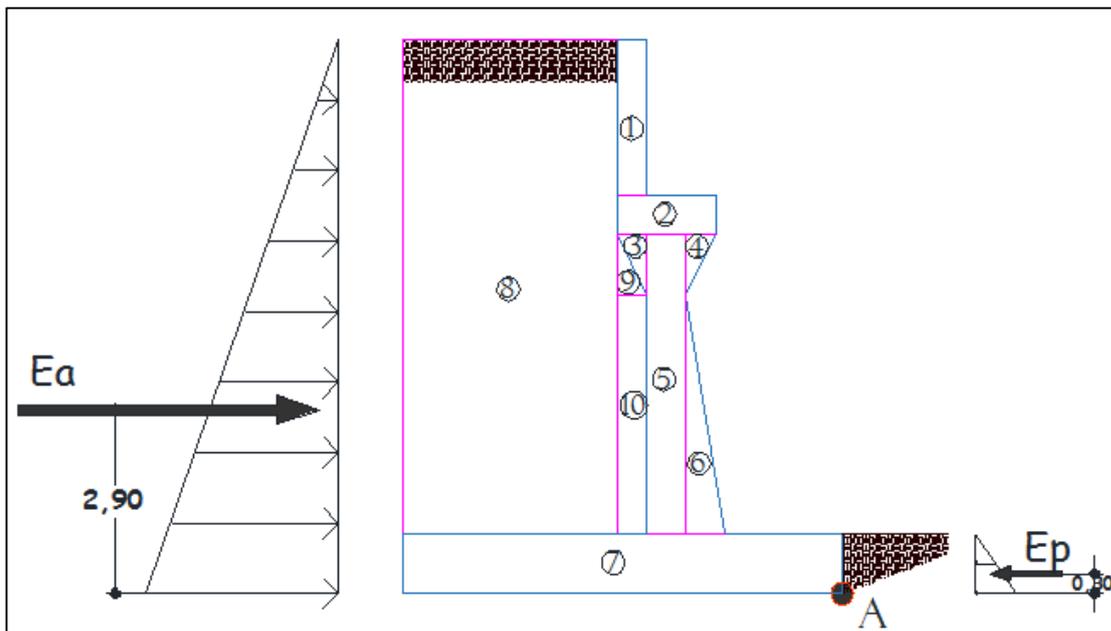
Figura	Dist. a C.de G.	Momento
<b>EA: 22.707</b>	2.900	65.850
<b><math>\Delta AE = EAE - EA = 34.210 - 22.707 = 11.50</math></b>	5.220	60.030
<b>MAED = Estático y Dinámico</b>		125.880

Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta.2017

$$H' = (\Delta AE \cdot 0.60H + EA \cdot H/3) / EAE = (11.50 \cdot 0.6 \cdot 8.7 + 22.707 \cdot 0.333 \cdot 8.7) / 34.21 = 3.68 \text{ m.}$$

$$\text{MAED} = 34.210 \cdot 3.680 = 125.880 \text{ Tn-m/m}$$

#### 4.4.9 Fuerzas actuantes sobre la estructura en la etapa 1.



**Ilustración 31:** Fuerzas Actuantes, Etapa 1.  
Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

**4.4.9.1 Cálculo de la estabilidad del estribo al volcamiento, deslizamiento, presiones admisibles.**

- La estabilidad al volcamiento se determina con la expresión

$$FS_v = \frac{\sum M_e}{\sum M_v} \geq 1.5$$

Dónde:

$M_e = 252.908 \text{ t} \cdot \text{xm/ml}$  = Momento estabilizador,

$M_v = 65.19 \text{ t} \cdot \text{xm/ml}$  = Momento de volcamiento

$$FS_v = \frac{252.908}{65.19} \geq 1.5$$

$$FS_v = 3.88 \geq 1.5 \text{ OK!!}$$

- La estabilidad al deslizamiento se determina con la expresión:

$$FS_d = \frac{\sum F_e}{\sum F_v} \geq 1.5$$

Dónde:

$F_e = PE \cdot \mu$  = Fuerza estabilizadora,

$PE = 61.584 \text{ t} \cdot \text{xm/ml}$  = Peso estabilizador

$\mu = 0,60$  = Coeficiente de rozamiento entre hormigón y suelo

$E_p = 2.19 \text{ t} / \text{ml}$  = Fuerza estabilizadora

$E_a = F_v = 22.71 \text{ t} / \text{ml}$  = Fuerza de volcamiento

$$FS_d = \frac{(61.584 * 0.6) + 2.19}{22.71} \geq 1.5$$

$$FS_d = 1.72 \geq 1.5 \text{ OK!!}$$

- Momento remanente se determina con la expresión:

$M_{rem} = M_e - M_v$

Dónde:

$M_e = 252.908 \text{ t} \cdot \text{xm/ml}$  = Momento estabilizador,

$M_v = 65.19t \times m/ml =$  Momento de volcamiento

$M_{rem} = 252.908t - 65.19$

$M_{rem} = 187.713t \times m/ml$

- La ubicación de la fuerza resultante “x” se determina con la expresión

$$X = \frac{M_{rem}}{P_E}$$

Dónde:

$M_{rem} = 187.713t \times m/ml =$  Momento remanente,

$P_e = 61.584t /ml =$  Peso estabilizador.

Por lo tanto:

$$X = \frac{187.713}{61.584}$$

$$\mathbf{X = 3.05 m}$$

- Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan dependiendo la ubicación de la fuerza estabilizadora en la base, siendo está dividida para en tercios y buscando siempre que dicha fuerza resultante se encuentre dentro del tercio medio o en el peor de los casos al borde del tercio medio. En nuestro caso la fuerza estabilizadora se ubica dentro del tercio medio por lo que las presiones admisibles se determina con la expresión:

$$q_1 = (4B - 6X) \frac{P_E}{B^2} \leq q_{ult}$$

$$q_2 = (6X - 2B) \frac{P_E}{B^2} \leq q_{ult}$$

Dónde:

$P_E = 61.584t /ml =$  Peso estabilizador,

B = 6.10 m= Ancho de la zapata del estribo

X =3.04 m= Excentricidad del Peso estabilizador,

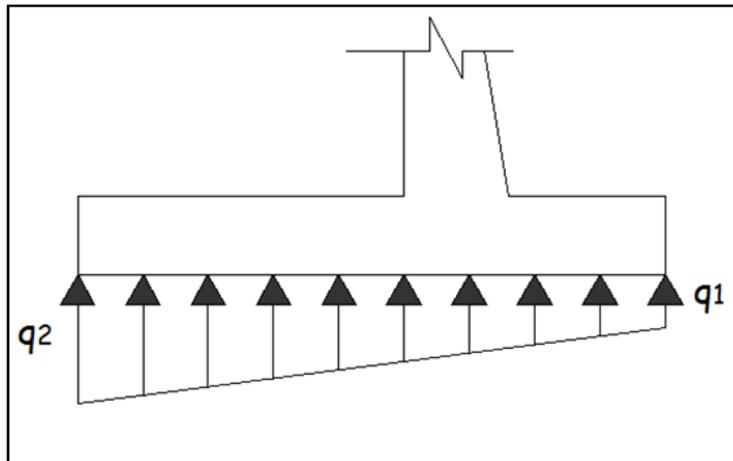
qult= 30 Ton / m2 = Capacidad portante del suelo

$$q_1 = (4 * 6.1 - 6 * 3.04) \frac{61.584}{6.1^2} \leq 35$$

$$q_1 = 10.11 \leq 35 \text{ OK!!}$$

$$q_2 = (6 * 3.04 - 2 * 6.1) \frac{61.584}{6.1^2} \leq 35$$

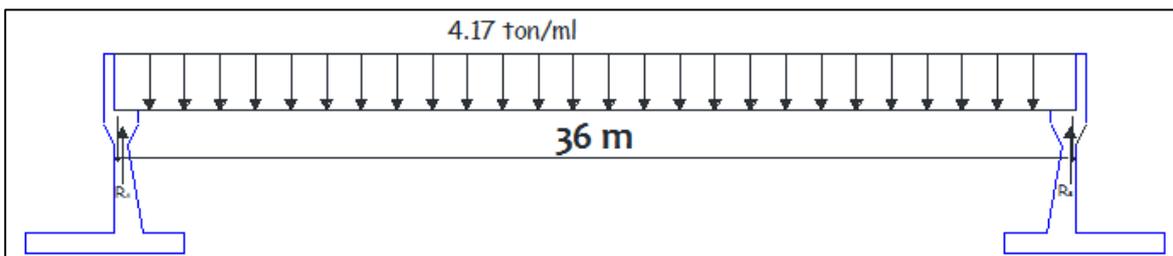
$$q_2 = 10.08 \leq 35 \text{ OK!!}$$



**Ilustración 32:** Las presiones admisibles del suelo, q1 y q2.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

#### 4.4.10 Etapa 2:

Accesos, estribo y superestructura construidos (puente vacío) = etapa 1 + peso propio de la superestructura.



**Ilustración 33:** Carga Muerta que soportara la estructura.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

Para obtener la carga muerta por metro lineal dividimos para el ancho del estribo que es de 4,50m.

$$RCM = \frac{75.06}{4.50} = 16.68 \text{ Ton/ml}$$

- Reacción en dirección horizontal de la carga muerta de la superestructura se determina con la expresión:

$$RZCM = RCM * \mu$$

Dónde:

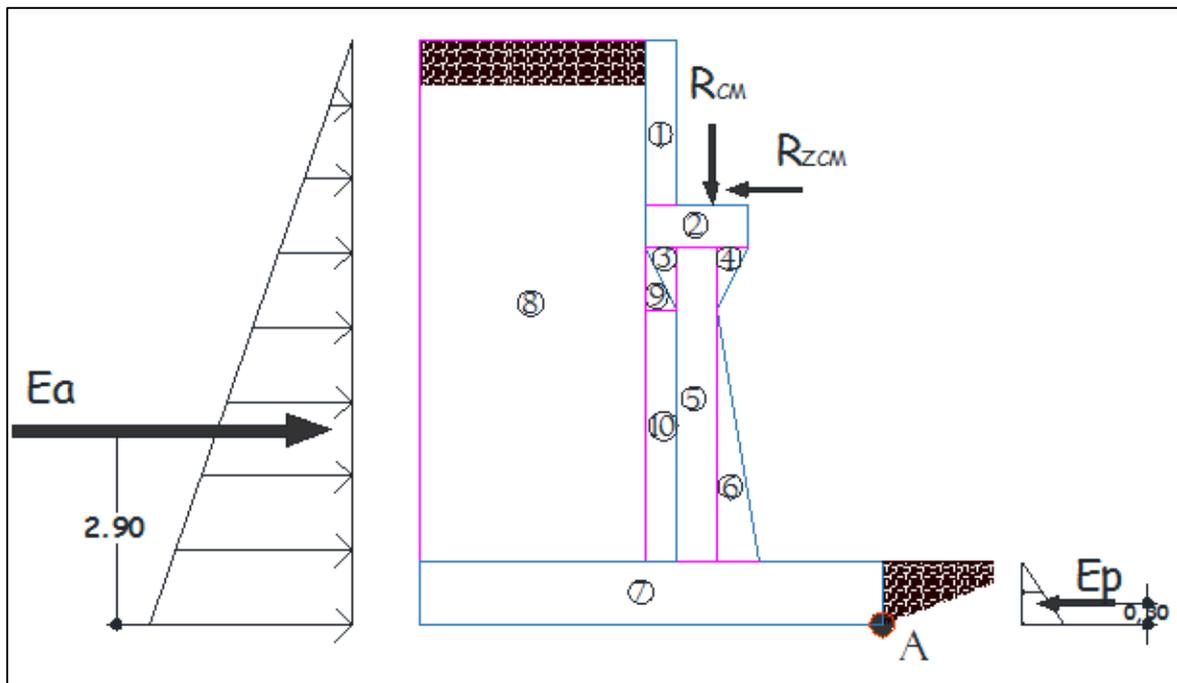
$\mu = 0,05$  = Coeficiente de fricción entre el neopreno y el hormigón

$RCM = 16.66\text{t/ ml}$  = Reacción de la carga muerta de la superestructura.

Por lo tanto:

$$RZCM = 16.66 * 0.05$$

$$RZCM = 0.833 \text{ ton/ml}$$



**Ilustración 34:** Fuerzas que actúan sobre la estructura Etapa 2.

**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

#### 4.4.10.1 Fuerzas actuantes sobre la estructura en la etapa 2.

- La fuerza estabilizante de la segunda etapa se determina con la expresión:

$$RT = RCM + PE$$

Dónde:

PE = 61.584t/ ml = Fuerza estabilizadora de la primera etapa.

RCM = 16.66 t/ ml = Reacción de la carga muerta de la superestructura.

Por lo tanto:

$$RT = 16.66 + 61.584$$

$$\mathbf{RT = 78.25ton/ml}$$

- Incremento del momento estabilizador de la tercera etapa se determina con la expresión:

$$ME = RCM * dl$$

Dónde:

dl = 3 m = Distancia del punto A al centro de gravedad del aparato de apoyo.

RCM = 16.66 t/ ml = Reacción de la carga muerta de la superestructura.

Por lo tanto:

$$ME = 16.66 * 3$$

$$\mathbf{ME = 49.98 t m/ml}$$

- Incremento del momento de volcamiento de la tercera etapa se determina con la expresión:

$$MV = RZCM * Hps$$

Dónde:

Hps = 6.50 m = Distancia del punto A al centro de gravedad del aparato de apoyo.

RzCM = 0.83 t/ ml = Reacción de la carga muerta de la superestructura.

Por lo tanto:

$$MV = 0.83 * 6.50$$

$$MV = 5.41 \text{ t m/ml}$$

**4.4.10.2 Cálculo de la estabilidad del estribo al volcamiento, deslizamiento, presiones admisibles.**

- La estabilidad al volcamiento se determina con la expresión

$$FS_V = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_V} \geq 1.5$$

Dónde:

ME = 252.908 t x m/ml = Momento estabilizador de la primera etapa

ME = 49.98 t x m/ml = Incremento del Momento estabilizador,

Mv = 27.888 t x m/ml = Momento de volcamiento de la primera etapa

Mv = 5.41 t x m/ml = Incremento del Momento de volcamiento.

$$FS_V = \frac{(252.908 + 49.98)}{(27.888 + 1.47)} \geq 1.5$$

$$FS_V = 4.29 \geq 1.5 \text{ OK!!}$$

- La estabilidad al deslizamiento se determina con la expresión:

$$FS_d = \frac{\Sigma F_e}{\Sigma F_V} \geq 1.5$$

Dónde:

Fe = RT \* μ = Fuerza estabilizadora,

RT = 78.25 t x m/ml = Peso estabilizador

μ = 0,60 = Coeficiente de rozamiento entre hormigón y suelo

Ep = 2.19 t / ml = Fuerza estabilizadora de la primera etapa

$E_a = F_v = 22.71 \text{ t/ml}$  = Fuerza de volcamiento de la primera etapa

$F_v = R_{zCM} = 0.83 \text{ t/ml}$  = Incremento de la fuerza de volcamiento

$$FS_d = \frac{(78.25 * 0.6) + 2.19}{22.71 + 0.83} \geq 1.5$$

$$FS_d = 2.09 \geq 1.5 \text{ OK!!}$$

- Momento remanente se determina con la expresión:

$$M_{rem} = M_e - M_v$$

Dónde:

$M_e = 252.908 \text{ t} \times \text{m/ml}$  = Momento estabilizador de primera etapa

$M_e = 49.98 \text{ t} \times \text{m/ml}$  = Incremento del Momento estabilizador

$M_v = 65.19 \text{ t} \times \text{m/ml}$  = Momento de volcamiento de primera etapa

$M_v = 5.41 \text{ t} \times \text{m/ml}$  = Incremento de Momento de volcamiento

$$M_{rem} = (252.908 + 49.98) - (65.19 + 5.41)$$

$$\mathbf{M_{rem} = 232.28 \text{ t} \times \text{m/ml}}$$

- La ubicación de la fuerza resultante “x” se determina con la expresión

$$X = \frac{M_{rem}}{P_E}$$

Dónde:

$M_{rem} = 232.28 \text{ t} \times \text{m/ml}$  = Momento remanente,

$P_e = RT = 78.25 \text{ t} \times \text{m/ml}$  = Peso estabilizador.

Por lo tanto:

$$X = \frac{232.28}{78.25}$$

$$\mathbf{X = 2.97 \text{ m}}$$

- Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan dependiendo la ubicación de la fuerza estabilizadora en la base, siendo está dividida en tercios y buscando siempre que dicha fuerza resultante se

encuentre dentro del tercio medio o en el peor de los casos al borde del tercio medio. En nuestro caso la fuerza estabilizadora se ubica dentro del tercio medio por lo que las presiones admisibles se determina con la expresión:

$$q_1 = (4B - 6X) \frac{R_T}{B^2} \leq q_{ult}$$

$$q_2 = (6X - 2B) \frac{R_T}{B^2} \leq q_{ult}$$

Dónde:

RT = 78.25 t /ml = Peso estabilizador,

B = 6.1 m= Ancho de la zapata del estribo

X =2.97 m= Excentricidad del Peso estabilizador,

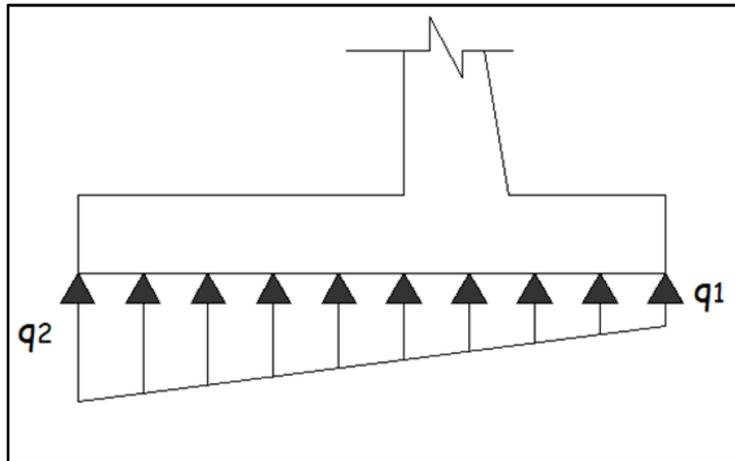
qult= 30 Ton / m2 = Capacidad portante del suelo

$$q_1 = (4 * 6.1 - 6 * 2.97) \frac{78.25}{6.1^2} \leq 35$$

$$q_1 = 13.85 \leq 35 \text{ OK!!}$$

$$q_2 = (6 * 2.97 - 2 * 6.1) \frac{78.25}{6.1^2} \leq 35$$

$$q_2 = 11.80 \leq 35 \text{ OK!!}$$

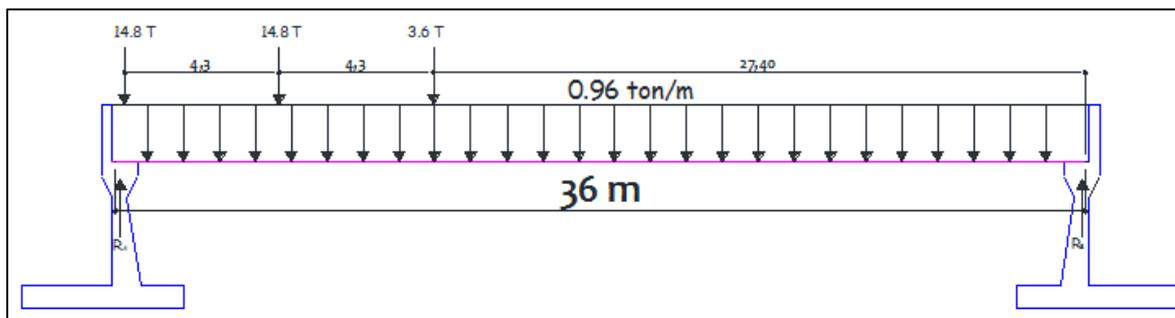


**Ilustración 35:** Las presiones admisibles del suelo, q1 y q2.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

#### 4.4.11 Etapa 3:

Puente en servicio (puente vacío + carga viva) = etapa 3 + carga viva vehicular + fuerza de frenado.

Las reacciones por carga viva se calculan cuando el camión HL-93 se encuentra en la posición más crítica, esto es cuando el eje más pesado coincide con el centro de gravedad del aparato de apoyo.



**Ilustración 36:** Puente en servicio (puente vacío + carga viva).  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

$$RA = \frac{3.6 * 27.4 + 14.8 * 31.7 + 14.8 * 35.75}{36}$$

$$RA = 30.57$$

La carga viva se mayor por efecto dinámico de impacto según AASHTO  
IM=33%

$$RA + IM = 30.57 * 1.33$$

$$\mathbf{RA + IM = 40.66t/via}$$

La carga viva mayorada por efecto dinámico de impacto, porcentaje de reducción se determina con la expresión:

$$RLL + IM = R_{A+IM} * PR * \#vias/L /$$

Dónde:

$$R_{A+IM} = 40.66 \text{ t/vía} = \text{Reacción de la carga viva por vía,}$$

$$PR=1,00= \text{Factor de reducción}$$

$$\#vías = 1,00 = \text{Numero de vías,}$$

$$A = 4.5\text{m} = \text{Ancho de estribo}$$

Por lo tanto:

$$RLL + IM = 40.66 * 1 * 1/4.5$$

$$\mathbf{RLL + IM = 9.04 t/ml}$$

Lo mismo se realiza con carril de carga pero sin el incremento por impacto

$$RLL_{carril} = \frac{0.96 * 36}{2 * 4.5} * 1 * 1$$

$$\mathbf{RLL_{carril} = 3.84 t/ml}$$

$$Rt = RLL + IM + RLL_{carril}$$

$$\mathbf{Rt = 12.84}$$

Reacción en dirección horizontal de la carga viva se determina con la expresión:

$$RHLL = Rt * \mu$$

Dónde:

$$\mu = 0.05 = \text{Coeficiente de fricción entre neopreno y el hormigón}$$

Por lo tanto:

$$RHLL = 12.84 * 0.05$$

$$\mathbf{RHLL = 0.64 \text{ t/m}}$$

- Calculo de la fuerza de frenado

Esta fuerza está dada por 2 expresiones una en función de la carga viva con el incremento de impacto y una segunda en función de la carga viva más el carril de carga se resuelven las 2 expresiones y se elige la mayor.

La primera expresión:

$$BR1 = RLL+IM * FR$$

Dónde:

$RLL+IM = 9.04 \text{ t/ml}$  = Reacción por carga viva más impacto

$FR = 0.25$  = Factor de reducción determinado por la AASHTO

Por lo tanto:

$$BR1 = 8.74 * 0.25$$

$$\mathbf{BR1 = 2.26 \text{ t}}$$

La segunda expresión:

$$BR2 = Rt * FR$$

Dónde:

$Rt = 11.14 \text{ t/ml}$  = Reacción por carga viva más impacto

$FR = 0.05$  = Factor de reducción determinado por la AASHTO

Por lo tanto:

$$BR2 = 12.88 * 0.05$$

$$\mathbf{BR2 = 0.64 \text{ t}}$$

El mayor de los 2:

$$\mathbf{BR = 2.26 \text{ t}}$$

- La sobrecarga se determina con la expresión:

$$q = Pe * hs$$

Dónde:

$Pe = 1.80 \text{ t/m}^3$  = Peso específico del suelo de relleno

$hs = 0.6 \text{ m}$  = Altura de sobrecarga determinada por la AASHTO

Por lo tanto:

$$q = 1.80 * 0.6$$

$$\mathbf{q = 1.08 \text{ t/m}^2}$$

El Empuje en sentido vertical se determina con la expresión:

$$Lsv = q * tt$$

Dónde:

$q = 1.08 \text{ t/m}^2$  = sobrecarga viva

$tt = 2.7 \text{ m}$  = longitud de talón

Por lo tanto:

$$Lsv = 1.08 * 2.7$$

$$\mathbf{Lsv = 2.92 \text{ t/m}}$$

El Empuje en sentido horizontal se determina con la expresión:

$$LSH = q * H * ka$$

Dónde:

$q = 1.08 \text{ t/m}^2$  = sobrecarga viva

$ka = 0,33$  = Coeficiente de empuje activo del suelo,

$H = 8.7 \text{ m}$  = Altura del estribo

$$LSH = 1.8 * 8.7 * 0.33$$

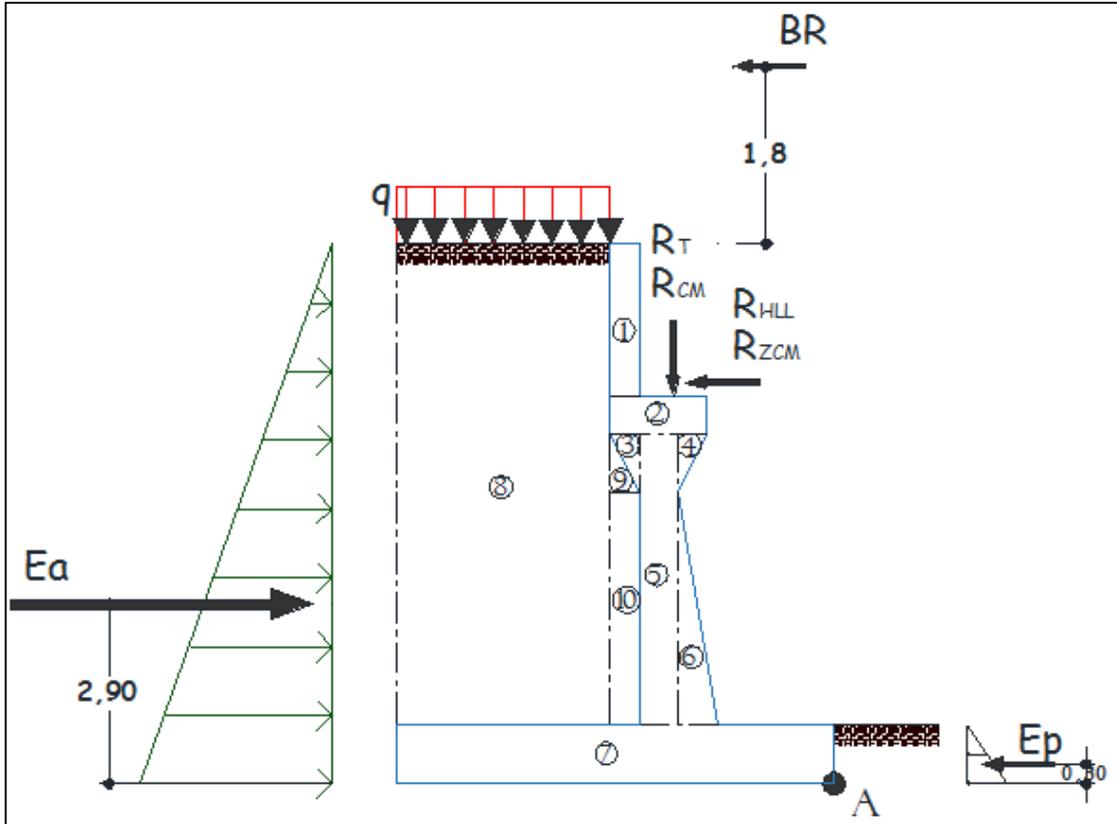
$$\mathbf{LSH = 3.13 \text{ t/m}}$$

Y su brazo de palanca:

$$\text{HSH} = 8.7/2$$

$$\text{HSH} = 4.35$$

Fuerzas actuantes sobre la estructura en la etapa 3



**Ilustración 37:** Fuerzas Actuantes sobre la estructura, Etapa 3.  
Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

- La fuerza estabilizadora de la tercera etapa se determina con la expresión:

$$R_t = RT_2 + RT_3 + LS_v$$

Dónde:

$RT_2 = RT = 78.25 \text{ ton/ml}$  = Fuerza estabilizadora de la segunda etapa.

$RT_3 = RT = 12.88 \text{ ton/ml}$  = Fuerza estabilizadora por carga viva

$LS_v = 2.92 \text{ ton/ml}$  = Empuje en sentido vertical

Por lo tanto:

$$R_t = 78.25 + 12.88 + 2.92$$

$$\mathbf{R_t = 94.04 \text{ ton/ml}}$$

- El incremento del momento estabilizador de la tercera etapa se determina con la expresión:

$$ME = Rt * dl$$

Dónde:

Rt= RT = 12.88 ton/ml = Fuerza estabilizadora por carga viva

dl = 3 m = Distancia del punto A al centro de gravedad del aparato de apoyo

Por lo tanto:

$$ME = 12.88 * 3$$

$$\mathbf{ME = 38.64 \text{ ton m/ml}}$$

- El incremento del momento de volcamiento de la quinta etapa se determina con la expresión:

$$Mv = RHLL * HPS + LSH * HSH + BR * HBR$$

Dónde:

RHLL = 0.64ton/ml = Reacción en dirección horizontal de la carga viva

HPS = 6.50 m = Altura desde el punto A hasta la cara de contacto entre la viga

y el neopreno

LSH = 3.13 ton/ml = Empuje horizontal por sobrecarga

HSH = 4.35 m = Altura de aplicación del empuje por sobrecarga

BR = 2.26 ton/ml = Fuerza de frenado

HBR = 10.5 m = Altura de aplicación de fuerza de frenado

Por lo tanto:

$$Mv = 0.64 * 6.50 + 3.13 * 4.35 + 2.26 * 10.5$$

$$\mathbf{Mv = 41.53 \text{ ton m/ml}}$$

**4.4.12 Cálculo de la estabilidad del estribo al volcamiento, deslizamiento, presiones admisibles.**

**4.4.12.1 La estabilidad al volcamiento se determina con la expresión.**

$$FS_v = \frac{\sum M_e}{\sum M_v} \geq 1.5$$

Dónde:

ME = 252.908t × m/ml = Momento estabilizador de la primera etapa

ME = 49.98t × m/ml = Incremento del Momento estabilizador de la segunda etapa

ME = 38.63t × m/ml = Incremento del Momento estabilizador de la tercera etapa

Mv = 65.19t × m/ml = Momento de volcamiento de la primera etapa

Mv = 5.41t × m/ml = Incremento del Momento de volcamiento de la segunda etapa

Mv = 41.53t × m/ml = Incremento del Momento de volcamiento de la tercera etapa

MSH = 13.62t × m/ml = Momento de volcamiento por sobrecarga viva

$$FS_v = \frac{252.908 + 49.98 + 38.63}{65.19 + 5.41 + 41.53 + 13.62} \geq 1.5$$

$$FS_v = 2.72 \geq 1.5 \text{ OK!!}$$

**4.4.12.2 La estabilidad al deslizamiento se determina con la expresión:**

$$FS_d = \frac{\sum F_e}{\sum F_v} \geq 1.5$$

Dónde:

RT = 94.00t × m/ml = Peso estabilizador ( $\mu = 0.6$ )

Ep = 2.19 t / ml = Fuerza estabilizadora de la primera etapa

Ea = Fv = 22.71 t / ml = Fuerza de volcamiento de la primera etapa

Fv = RzCM = 0.83 t / ml = Incremento de la fuerza de volcamiento

RHLL = 0.64 ton/ml = Reacción en dirección horizontal de la carga viva

BR = 2.26 ton/ml = Fuerza de frenado

LSH = 3.13 ton/ml = Empuje horizontal por sobrecarga

$$FS_d = \frac{(94.00 * 0.6) + 2.19}{22.71 + 0.83 + 0.64 + 2.26 + 3.13} \geq 1.5$$

$$FS_d = 1.98 \geq 1.5 \text{ OK!!}$$

#### **4.4.12.3 Momento remanente se determina con la expresión:**

$$M_{rem} = M_e - M_v$$

Dónde:

ME = 252.908t × m/ml = Momento estabilizador de la primera etapa

ME = 49.98t × m/ml = Incremento del Momento estabilizador de la segunda etapa

ME = 38.63t × m/ml = Incremento del Momento estabilizador de la tercera etapa

Mv = 65.19t × m/ml = Momento de volcamiento de la primera etapa

Mv = 5.41t × m/ml = Incremento del Momento de volcamiento de la segunda etapa

Mv = 41.53t × m/ml = Incremento del Momento de volcamiento de la tercera etapa

$$M_{rem} = (252.908 + 49.98 + 38.63) - (65.19 + 5.41 + 41.53)$$

$$\mathbf{M_{rem} = 229.38 \text{ t } \times \text{m/ml}}$$

- La ubicación de la fuerza resultante “x” se determina con la expresión

$$X = \frac{M_{rem}}{P_E}$$

Dónde:

$M_{rem} = 229.38 \text{ t} \cdot \text{m/ml} = \text{Momento remanente,}$

$P_E = R_T = 94.04 \text{ t} \cdot \text{m/ml} = \text{Peso estabilizador.}$

Por lo tanto:

$$X = \frac{229.38}{94.00}$$

$$\mathbf{X = 2.44 \text{ m}}$$

- Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan dependiendo la ubicación de la fuerza estabilizadora en la base, siendo está dividida para en tercios y buscando siempre que dicha fuerza resultante se encuentre dentro del tercio medio o en el peor de los casos al borde del tercio medio. En nuestro caso la fuerza estabilizadora se ubica dentro del tercio medio por lo que las presiones admisibles se determina con la expresión:

$$q_1 = (4B - 6X) \frac{R_T}{B^2} \leq q_{ult}$$

$$q_2 = (6X - 2B) \frac{R_T}{B^2} \leq q_{ult}$$

Dónde:

$R_T = 94.04 \text{ t} / \text{ml} = \text{Peso estabilizador,}$

$B = 6.10 \text{ m} = \text{Ancho de la zapata del estribo}$

$X = 2.44 \text{ m} = \text{Excentricidad del Peso estabilizador,}$

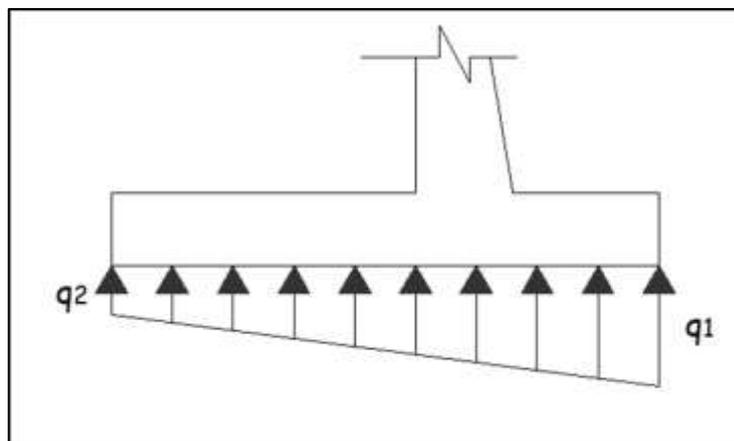
$q_{ult} = 30 \text{ Ton} / \text{m}^2 = \text{Capacidad portante del suelo}$

$$q_1 = (4 * 6.1 - 6 * 2.44) \frac{94.04}{6.10^2} \leq 35$$

$$q_1 = 24.68 \leq 35 \text{ OK!!}$$

$$q_2 = (6 * 2.44 - 2 * 6.1) \frac{94.04}{6.10^2} \leq 35$$

$$q_2 = 6.16 \leq 35 \text{ OK!!}$$



**Ilustración 38:** Las presiones admisibles del suelo,  $q_1$  y  $q_2$ .  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

#### 4.5 Diseño del estribo.

Para el diseño de un estribo se consideran principales las combinaciones Estado Límite de Resistencia I y Estado Límite de Servicio. El diseño del estribo se debe realizar para diferentes altura para determinar el acero de refuerzo por lo las fuerzas y momentos se expresaran en función de  $H= Y$

##### 4.5.1 Diseño del cabezal ( $Y = H_c = 2.40 \text{ m} = \text{Altura del cabezal}$ ).

##### 4.5.1.1 Por efecto de presión de suelo.

El empuje activo del suelo se determina con la expresión:

$$EH = \frac{1}{2} k_a * P_e * Y^2$$

Dónde:

$k_a = 0,33$  = Coeficiente de empuje activo del suelo,

$\rho = 1,80 \text{ t/m}^3$  = Peso específico del suelo de relleno

Por lo tanto:

$$E_H = \frac{1}{2} * 0.33 * 1.80 * 2.40^2$$

$$\mathbf{E_H = 1.73 \text{ ton/ml}}$$

Momento por empuje activo se determina con la expresión:

$$M_{EH} = E_H * \frac{Y}{3}$$

$$M_{EH} = 1.73 * \frac{2.40}{3}$$

$$\mathbf{M_{EH} = 1.38 \text{ ton m/ml}}$$

#### **4.5.1.2 Por efecto de la Sobrecarga.**

El cálculo del momento debido al empuje de la sobrecarga se determina con la expresión:

$$M_{LS} = L_{SH} * \frac{Y}{2}$$

Dónde:

$L_{SH} = 3.13 \text{ t}$  = Empuje de la sobrecarga viva

Por lo tanto:

$$M_{LS} = 3.13 * \frac{2.40}{2}$$

$$\mathbf{M_{LS} = 3.76 \text{ ton m/ml}}$$

#### **4.5.1.3 Por efecto de la Fuerza de frenado.**

El cálculo del momento debido a la fuerza de frenado se determina con la expresión:

$$M_{BR} = BR * (1.8 + Y)$$

Dónde:

BR = 2.26 t = Empuje de la sobrecarga viva

Por lo tanto:

$$M_{BR} = 2.26 * (1.8 + 2.40)$$

$$**M_{BR} = 9.49 tonm/ml**$$

#### **4.5.1.4 Estado límite de Resistencia I:**

$$M_U = n[1.75M_{LS} + 1.50M_{EH} + 1.75M_{BR}]$$

Dónde:

$M_{LS} = 3.76$  ton m/ml = Momento debido al empuje de la sobrecarga

$M_{EH} = 1.38$  ton m/ml = Momento por empuje activo

$M_{BR} = 9.49$  ton m/ml = Momento debido a la fuerza de frenado

Por lo tanto:

$$M_U = 1[1.75 * 3.76 + 1.50 * 1.38 + 1.75 * 9.49]$$

$$**M_U = 25.25tonm/ml**$$

#### **4.5.1.5 Estado límite de Servicio I:**

$$M_U = n[1.00M_{LS} + 1.00M_{EH} + 1.00M_{BR}]$$

Dónde:

$M_{LS} = 3.76 \text{ ton m/ml} = \text{Momento debido al empuje de la sobrecarga}$

$M_{EH} = 1.38 \text{ ton m/ml} = \text{Momento por empuje activo}$

$M_{BR} = 9.49 \text{ ton m/ml} = \text{Momento debido a la fuerza de frenado}$

Por lo tanto:

$$M_U = 1[1.00 * 3.76 + 1.00 * 1.38 + 1.00 * 9.49]$$

$$\mathbf{M_U = 14.63 \text{ tonm/ml}}$$

De estos momentos se elige el de mayor magnitud, el cual es del Estado límite de Resistencia I.

$$\mathbf{M_U = 25.25 \text{ tonm/ml}}$$

La altura efectiva:

$$d = \text{tbw} - \text{rec} = 0,30 - 0,075 = 0,225 \text{ m}$$

Con el momento último crítico se calcula el refuerzo principal, el coeficiente para el cálculo del refuerzo se determina con la expresión:

$$k = \frac{M_U}{\phi * f'_c * b * d^2}$$

Dónde:

$M_U = 25.25 * 10^5 \text{ kg} \times \text{m} / \text{ml} = \text{Momento flector último de la sección};$

$b = 80 \text{ cm} = \text{Ancho de la sección de diseño};$

$d = 22,5 \text{ cm} = \text{Altura efectiva}$

$\phi = 0,90 = \text{Factor de reducción de resistencia para elementos a flexión};$

$f'_c = 280 \text{ kg cm}^2 = \text{Esfuerzo máximo de compresión en el concreto.}$

Por lo tanto:

$$k = \frac{25.25 * 10^5}{0.9 * 280 * 80 * 22.5^2}$$

$$\mathbf{k = 0.198}$$

El índice de refuerzo se determina con la expresión

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

Dónde:

$k = 0.198$  = Coeficiente para el cálculo del refuerzo

Por lo tanto:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36 * 0.198}}{1.18}$$

$$w = 0.23$$

La cuantía mínima de acero de refuerzo a colocar es la misma que para el caso del diseño del cabezal por las especificaciones AASHTO

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \qquad \rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{280}}{4200} = 0.0032$$

La cuantía de acero de refuerzo se determina con la expresión:

$$\rho = w * \frac{f'_c}{f_y}$$

Dónde:

$w = 0.23$  = Índice de refuerzo;

$f'_c = 280 \text{ kg cm}^2$  = Esfuerzo máximo de compresión en el concreto;

$f_y = 4200 \text{ kg cm}^2$  = Esfuerzo de fluencia para el acero de refuerzo.

Por lo tanto:

$$\rho = 0.23 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0153 \text{ OK!!}$$

El cálculo del área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s = \rho * b * d$$

Dónde:

$\rho = 0,0153$  = Cuantía de acero de refuerzo;

$b = 100 \text{ cm}$  = Ancho de la sección de diseño;

$d = 22,5 \text{ cm}$  = Altura efectiva

Por lo tanto:

$$A_s = 0.0153 * 100 * 22.5$$

$$\mathbf{A_s = 34.328 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Por lo que se coloca 11  $\varnothing 20 \text{ mm}$  @ 0.15 m verticalmente en la cara interior del cabezal.

#### **4.5.1.6 Acero por temperatura.**

El cálculo del área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s^o = \rho * b * d$$

Dónde:

$\rho = 0,002$  = Cuantía de acero por temperatura

$b = 100 \text{ cm}$  = Ancho de la sección de diseño;

$d = 22,5 \text{ cm}$  = Altura efectiva

Por lo tanto:

$$A_s^o = 0.002 * 100 * 22.5$$

$$A_s^o = 4.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Cara interior:  $\frac{1}{3} A_s^o = \mathbf{1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}}$

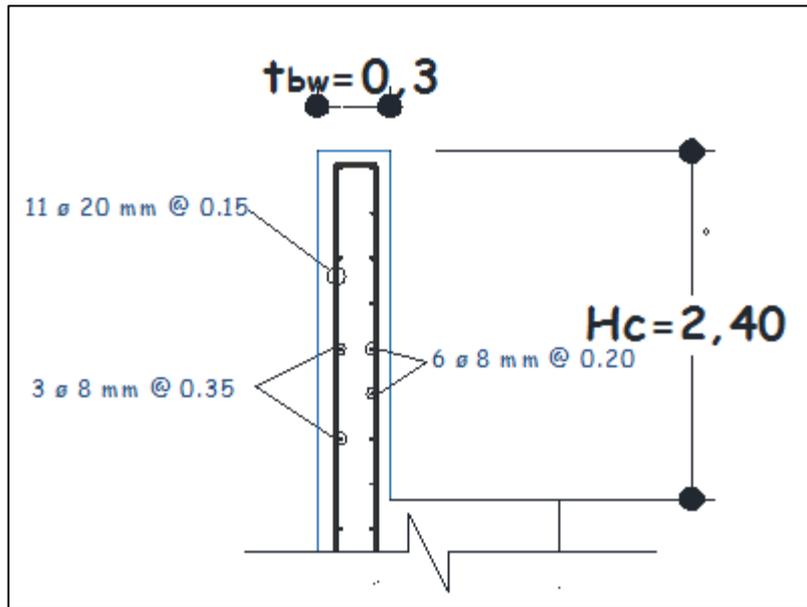
Cara exterior:  $\frac{2}{3} A_s^o = \mathbf{3.0 \text{ cm}^2/\text{ml}}$

Por lo que se coloca:

Cara interior: cara que se encuentra en contacto con el suelo: 3  $\varnothing 8$  @ 0,35m

Cara exterior: cara en el lado opuesto a la cara en contacto con el suelo:

6  $\varnothing 8$  @ 0,20 m



**Ilustración 39:** Diseño Estructural 'Cabezal'.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

**4.5.2 Diseño de pantalla (Y = Hc = 7.8 m= Altura del cabezal + altura de pantalla)**

**4.5.2.1 Por efecto de presión de suelo**

El empuje activo del suelo se determina con la expresión:

$$EH = \frac{1}{2} k_a * P_e * Y^2$$

Dónde:

ka= 0,33 = Coeficiente de empuje activo del suelo,

Pe =1,80 t / m3 = Peso específico del suelo de relleno

Por lo tanto:

$$EH = \frac{1}{2} * 0.33 * 1.80 * 7.8^2$$

$$EH = 18.25 \text{ ton/ml}$$

Momento por empuje activo se determina con la expresión:

$$M_{EH} = EH * \frac{Y}{3}$$

$$M_{EH} = 18.25 * \frac{7.8}{3}$$

$$\mathbf{M_{EH} = 47.46 tonm/ml}$$

#### **4.5.2.2 Por efecto de la Sobrecarga.**

El cálculo del momento debido al empuje de la sobrecarga se determina con la expresión:

$$M_{LS} = LS_H * \frac{Y}{2}$$

Dónde:

LSH = 1.76 t = Empuje de la sobrecarga viva

Por lo tanto:

$$M_{LS} = 3.13 * \frac{7.8}{2}$$

$$\mathbf{M_{LS} = 12.21 tonm/ml}$$

#### **4.5.2.3 Por efecto de la Fuerza de frenado.**

El cálculo del momento debido a la fuerza de frenado se determina con la expresión:

$$M_{BR} = BR * (1.8 + Y)$$

Dónde:

BR = 2.26 t = Empuje de la sobrecarga viva

Por lo tanto:

$$M_{BR} = 2.26 * (1.8 + 7.8)$$

$$\mathbf{M_{BR} = 21.69 tonm/ml}$$

#### **4.5.2.4 Por efecto de la carga muerta y viva de la superestructura.**

El momento por la carga muerta de la superestructura (figura 4.15) se determina con la expresión:

$$M_{pp} = RCM * B_{pp}$$

Dónde:

$$RCM = 16.66 \text{ t / ml} = \text{carga muerta de la etapa 2}$$

$$B_{pp} = 0.15 \text{ m} = \text{Brazo de palanca de la carga muerta}$$

Por lo tanto:

$$M_{pp} = 16.66 * 0.15$$

$$\mathbf{M_{pp} = 2.50 \text{ t m/ml}}$$

El momento por la carga viva se determina con la expresión:

$$M_{pp} = RT * B_{pp}$$

Dónde:

$$RT = 12.88 \text{ t / ml} = \text{carga viva de la etapa 3}$$

$$B_{pp} = 0.15 \text{ m} = \text{Brazo de palanca de la carga muerta}$$

Por lo tanto:

$$M_{pp} = 12.88 * 0.15$$

$$\mathbf{M_{pp} = 1.93 \text{ t m/ml}}$$

#### **4.5.2.5 Por efecto del peso propio del Estribo.**

El momento por el peso propio del cabezal se determina con la expresión:

$$M_{pp} = F_{pp} * B_{pp}$$

Dónde:

$$F_{pp} = 1.728 \text{ t / ml} = \text{carga viva de la etapa 3}$$

$$B_{pp} = -0.35 \text{ m} = \text{Brazo de palanca de la carga muerta}$$

Por lo tanto:

$$M_{pp} = 1.728 * -0.35$$

#### **4.5.2.6 Estado límite de Resistencia I:**

$$M_U = n[1.75M_{LS} + 1.50M_{EH} + 1.75M_{BR} + 1.25M_{DC} + 1.25M_{PDC} + 1.75M_{LL+IM}]$$

Dónde:

$M_{LS} = 12.21$  ton m/ml = Momento debido al empuje de la sobrecarga

$M_{EH} = 47.46$  ton m/ml = Momento por empuje activo

$M_{BR} = 21.69$  ton m/ml = Momento debido a la fuerza de frenado

$M_{DC} = -0.60$  ton m/ml = Momento por carga muerta del cabezal

$M_{PDC} = 2.50$  ton m/ml = Momento por carga muerta de puente

$M_{LL+IM} = 1.93$  ton m/ml = Momento por carga viva

Por lo tanto:

$$M_U = 1[1.75 * 12.21 + 1.50 * 47.46 + 1.75 * 21.69 + 1.25 * (-0.60) + 1.25 * 2.50 + 1.75 * 1.93]$$

$$M_U = 136.26 \text{ tonm/ml}$$

#### **4.5.2.7 Estado límite de Servicio I:**

$$M_U = n[1.00M_{LS} + 1.00M_{EH} + 1.00M_{BR} + 1.00M_{DC} + 1.00M_{PDC} + 1.00M_{LL+IM}]$$

Dónde:

$M_{LS} = 12.21$  ton m/ml = Momento debido al empuje de la sobrecarga

$M_{EH} = 47.46$  ton m/ml = Momento por empuje activo

$M_{BR} = 21.69$  ton m/ml = Momento debido a la fuerza de frenado

$M_{DC} = -0.60$  ton m/ml = Momento por carga muerta del cabezal

$M_{PDC} = 2.50$  ton m/ml = Momento por carga muerta de puente

$M_{LL+IM} = 1.93 \text{ ton m/ml} = \text{Momento por carga viva}$

Por lo tanto:

$$M_U = 1[1.00 * 12.21 + 1.00 * 47.46 + 1.00 * 21.69 + 1.00 * (-0.60) + 1.00 * 2.50 + 1.00 * 1.93]$$

$$M_U = 85.18 \text{ tonm/ml}$$

De estos momentos se elige el de mayor magnitud, el cual es del Estado límite de Resistencia I.

$$M_U = 136.26 \text{ tonm/ml}$$

La altura efectiva:

$$d = tbw - rec = 0,90 - 0,075 = 0,825 \text{ m}$$

Con el momento último crítico se calcula el refuerzo principal, el coeficiente para el cálculo del refuerzo se determina con la expresión:

$$k = \frac{M_U}{\phi * f'_c * b * d^2}$$

Dónde:

$M_U = 136.26 * 10^5 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml} = \text{Momento flector último de la sección};$

$b = 100 \text{ cm} = \text{Ancho de la sección de diseño};$

$d = 82.5 \text{ cm} = \text{Altura efectiva}$

$\phi = 0,90 = \text{Factor de reducción de resistencia para elementos a flexión};$

$f'_c = 280 \text{ kg cm}^2 = \text{Esfuerzo máximo de compresión en el concreto.}$

Por lo tanto:

$$k = \frac{136.26 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 82.5^2}$$

$$k = 0.079$$

El índice de refuerzo se determina con la expresión

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

Dónde:

$k = 0.079$  = Coeficiente para el cálculo del refuerzo

Por lo tanto:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36 * 0.079}}{1.18}$$

$$w = 0.08$$

La cuantía mínima de acero de refuerzo a colocar es la misma que para el caso del diseño del cabezal por las especificaciones AASHTO

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \quad \rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{280}}{4200} = 0.0032$$

La cuantía de acero de refuerzo se determina con la expresión:

$$\rho = w * \frac{f'_c}{f_y}$$

Dónde:

$w = 0.08$  = Índice de refuerzo;

$f'_c = 280 \text{ kg cm}^2$  = Esfuerzo máximo de compresión en el concreto;

$f_y = 4200 \text{ kg cm}^2$  = Esfuerzo de fluencia para el acero de refuerzo.

Por lo tanto:

$$\rho = 0.08 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0056$$

El cálculo del área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s = \rho * b * d$$

Dónde:

$\rho = 0,0056$  = Cuantía de acero de refuerzo;

b = 100 cm = Ancho de la sección de diseño;

d = 82.5 cm = Altura efectiva

Por lo tanto:

$$A_s = 0.0056 * 100 * 82.5$$

$$\mathbf{A_s = 49.96 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Por lo que se coloca 10  $\varnothing$  25 mm @ 0.15 m verticalmente en la cara interior de la pantalla.

#### **4.5.2.8 Acero por temperatura.**

El cálculo del área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s^0 = \rho * b * d$$

Dónde:

$\rho = 0,002$  = Cuantía de acero por temperatura

b = 100 cm = Ancho de la sección de diseño;

d = 82.5 cm = Altura efectiva

Por lo tanto:

$$A_s^0 = 0.002 * 100 * 82.5$$

$$A_s^0 = 16.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Cara interior: } \frac{1}{3} A_s^0 = \mathbf{5.50 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

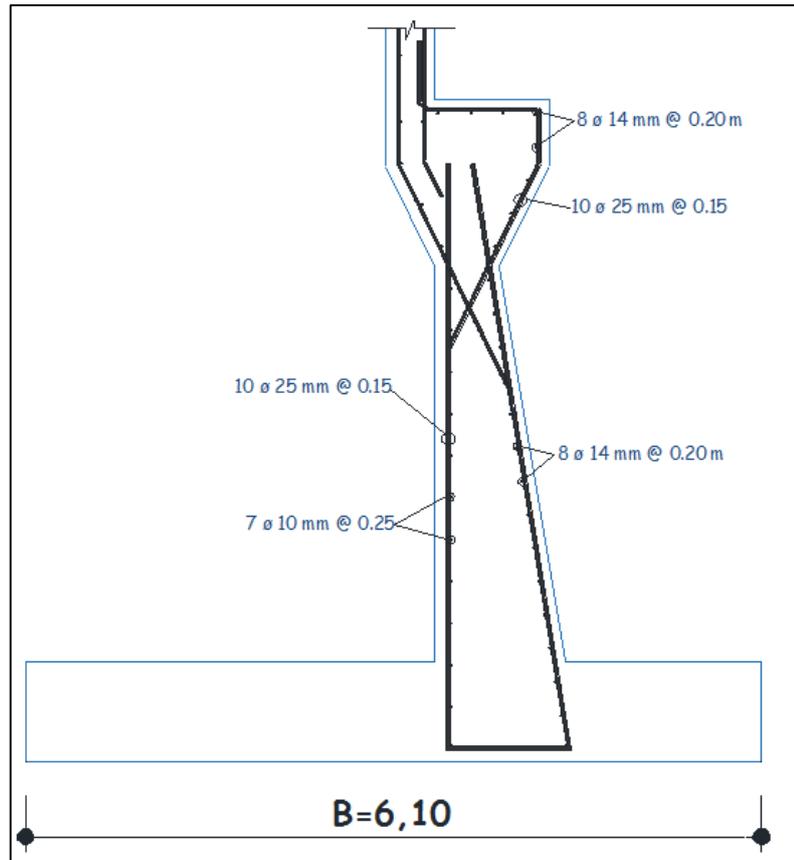
$$\text{Cara exterior: } \frac{2}{3} A_s^0 = \mathbf{11.00 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Por lo que se coloca:

Cara interior: cara que se encuentra en contacto con el suelo: 7  $\varnothing$  10 mm @ 0,25 m

Cara exterior: cara en el lado opuesto a la cara en contacto con el suelo: 8

ø14@0,20



**Ilustración 40:** Diseño Estructural 'Pantalla'.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

### 4.5.3 Diseño del dedo.

#### 4.5.3.1 Presiones sobre el dedo:

Las presiones  $q_1$  y  $q_2$  son las determinadas en la etapa 3 ya que estas son las máximas que soporta el estribo, las presiones  $q_3$  y  $q_4$  se determina a través de relación de triángulos.

Q1=	24.68	t/m
Q2=	6.16	t/m
Q3=	10.93	t/m
Q4=	15.48	t/m

**Tabla 16:** Presiones sobre el dedo.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta.2017

El momento generado por las presiones del suelo se determina con la expresión:

$$M_{CM} = \frac{La^2}{6} * (2Q1 + Q3)$$

Dónde:

La = td =2,50 m= Ancho del dedo

Por lo tanto:

$$M_{CM} = \frac{2.50^2}{6} * (2 * 24.68 + 10.93)$$

$$M_{CM} = 62.80 \text{ tonm/ml}$$

El momento generado por peso propio del dedo se determina con la expresión:

$$M_{pp} = W_{pp} * B_p$$

$$W_{pp} = t_d * H_z * L * P_e = 2.50 * 0.9 * 1 * 2.4 = 5.4 \text{ ton/ml} = \text{Peso del dedo}$$

$$B_p = 2.5/2 = 1.25 \text{ m} = \text{Brazo de palanca}$$

Por lo tanto:

$$M_{pp} = 5.4 * 1.25$$

$$M_{pp} = 6.75 \text{ ton m/ml}$$

#### **4.5.3.2 Momento último.**

$$M_u = n * (M_{CM} - M_{pp})$$

$$M_u = 1 * (62.80 - 6.75)$$

$$M_u = 56.05 \text{ ton m/ml}$$

Con el momento último crítico se calcula el refuerzo principal, el coeficiente para el cálculo del refuerzo se determina con la expresión:

$$k = \frac{M_U}{\phi * f'_c * b * d^2}$$

Dónde:

$M_U = 56.05 * 10^5 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$  = Momento flector último de la sección;

$b = 100 \text{ cm}$  = Ancho de la sección de diseño;

$d = 0.825 \text{ cm}$  = Altura efectiva

$\phi = 0,90$  = Factor de reducción de resistencia para elementos a flexión;

$f'_c = 280 \text{ kg cm}^2$  = Esfuerzo máximo de compresión en el concreto.

Por lo tanto:

$$k = \frac{56.05 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 82.5^2}$$

$$k = 0.033$$

El índice de refuerzo se determina con la expresión

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

Dónde:

$k = 0.033$  = Coeficiente para el cálculo del refuerzo

Por lo tanto:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36 * 0.033}}{1.18}$$

$$w = 0.03$$

La cuantía mínima de acero de refuerzo a colocar es la misma que para el caso del diseño del cabezal por las especificaciones AASHTO

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \quad \rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{280}}{4200} = 0.0032$$

La cuantía de acero de refuerzo se determina con la expresión:

$$\rho = w * \frac{f'_c}{f_y}$$

Dónde:

$w = 0.03 =$  Índice de refuerzo;

$f'c = 280 \text{ kg cm}^2 =$  Esfuerzo máximo de compresión en el concreto;

$f_y = 4200 \text{ kg cm}^2 =$  Esfuerzo de fluencia para el acero de refuerzo.

Por lo tanto:

$$\rho = 0.03 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.002$$

Al ser este valor menor que la cuantía mínima para el diseño de acero se utilizara:

$$\rho = 0.0032$$

El cálculo del área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s = \rho * b * d$$

Dónde:

$\rho = 0,0032 =$  Cuantía de acero de refuerzo;

$b = 100 \text{ cm} =$  Ancho de la sección de diseño;

$d = 82.5 \text{ cm} =$  Altura efectiva

Por lo tanto:

$$A_s = 0.0032 * 100 * 82.5$$

$$\mathbf{A_s = 26.295 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Por lo que se coloca 7  $\varnothing$  22 mm @ 0.15 m en la parte inferior del dedo

#### 4.5.3.3 Acero por temperatura.

El cálculo del área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s^0 = \rho * b * d$$

Dónde:

$\rho = 0,002$  = Cuantía de acero por temperatura

$b = 100 \text{ cm}$  = Ancho de la sección de diseño;

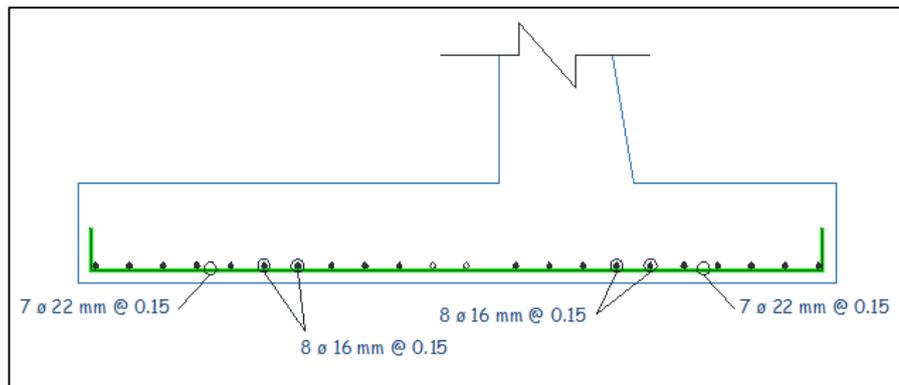
$d = 82.5 \text{ cm}$  = Altura efectiva

Por lo tanto:

$$A_s^0 = 0.002 * 100 * 82.5$$

$$A_s^0 = 16.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Se usara  $8\phi 16 @ 0,15\text{m}$  para el acero transversal del dedo



**Ilustración 41:** Diseño Estructural 'Dedo'.  
Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

#### 4.5.4 Diseño del talón.

##### 4.5.4.1 Presiones sobre el talón:

Las presiones  $q_1$  y  $q_2$  son las determinadas en la etapa 3 ya que estas son las máximas que soporta el estribo, las presiones  $q_3$  y  $q_4$  se determina a través de relación de triángulos.

Q1=	24,68	t/m
Q2=	6,16	t/m
Q5=	8,20	t/m
Q6=	5,16	t/m

**Tabla 17:** Presiones sobre el dedo.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta.2017

El momento generado por las presiones del suelo se determina con la expresión:

$$M_{CM} = \frac{La^2}{6} * (2Q2 + Q5)$$

Dónde:

La = tt =2.7 m= Ancho del talón.

Por lo tanto:

$$M_{CM} = \frac{2.7^2}{6} * (2 * 6.16 + 8.20)$$

$$\mathbf{M_{CM} = 24.92 \text{ ton m/ml}}$$

El momento generado por peso propio del dedo se determina con la expresión:

$$M_{pp} = W_{pp} * B_p$$

$$W_{pp} = t_d * H_z * L * P_e = 2.5 * 0.9 * 1 * 2.4 = 5.40 \text{ ton/ml} = \text{Peso del talón}$$

$$B_p = 2.7/2 = 1.35 \text{ m} = \text{Brazo de palanca}$$

Por lo tanto:

$$M_{pp} = 5.40 * 1.35$$

$$\mathbf{M_{pp} = 7.87 \text{ ton m/ml}}$$

#### **4.5.4.2 Momento último.**

$$M_u = n * (M_{CM} - M_{pp})$$

$$M_u = 1 * (24.92 - 7.87)$$

$$\mathbf{M_u = 17.04 \text{ ton m/ml}}$$

Con el momento último crítico se calcula el refuerzo principal, el coeficiente para el cálculo del refuerzo se determina con la expresión:

$$k = \frac{M_U}{\phi * f'_c * b * d^2}$$

Dónde:

$M_U = 17.04 * 10^5 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$  = Momento flector último de la sección;

$b = 100 \text{ cm}$  = Ancho de la sección de diseño;

$d = 82.5 \text{ cm}$  = Altura efectiva

$\phi = 0,90$  = Factor de reducción de resistencia para elementos a flexión;

$f'_c = 280 \text{ kg cm}^2$  = Esfuerzo máximo de compresión en el concreto.

Por lo tanto:

$$k = \frac{17.04 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 82.5^2}$$

$$\mathbf{k = 0.010}$$

El índice de refuerzo se determina con la expresión

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

Dónde:

$k = 0.010$  = Coeficiente para el cálculo del refuerzo

Por lo tanto:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36 * 0.010}}{1.18}$$

$$\mathbf{w = 0.01}$$

La cuantía mínima de acero de refuerzo a colocar es la misma que para el caso del diseño del cabezal por las especificaciones AASHTO

$$\rho_{\min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$\rho_{\min} = 0.8 * \frac{\sqrt{280}}{4200} = 0.0032$$

La cuantía de acero de refuerzo se determina con la expresión:

$$\rho = w * \frac{f'_c}{f_y}$$

Dónde:

w = 0.01 = Índice de refuerzo;

f'c = 280 kg cm<sup>2</sup> = Esfuerzo máximo de compresión en el concreto;

f<sub>y</sub> = 4200 kg cm<sup>2</sup> = Esfuerzo de fluencia para el acero de refuerzo.

Por lo tanto:

$$\rho = 0.01 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0007$$

Al ser este valor menor que la cuantía mínima para el diseño de acero se utilizara:

$$\rho = 0.0032$$

El cálculo del área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s = \rho * b * d$$

Dónde:

$\rho = 0.0032$  = Cuantía de acero de refuerzo;

b = 100 cm = Ancho de la sección de diseño;

d = 82.5 cm = Altura efectiva

Por lo tanto:

$$A_s = 0.0032 * 100 * 82.5$$

$$\mathbf{A_s = 26.295 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Por lo que se coloca 7 $\varnothing$  22 mm @ 0.15 m en la parte inferior del dedo

#### 4.5.4.3 Acero por temperatura.

El cálculo del área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s^0 = \rho * b * d$$

Dónde:

$\rho = 0,002$  = Cuantía de acero por temperatura

$b = 100 \text{ cm}$  = Ancho de la sección de diseño;

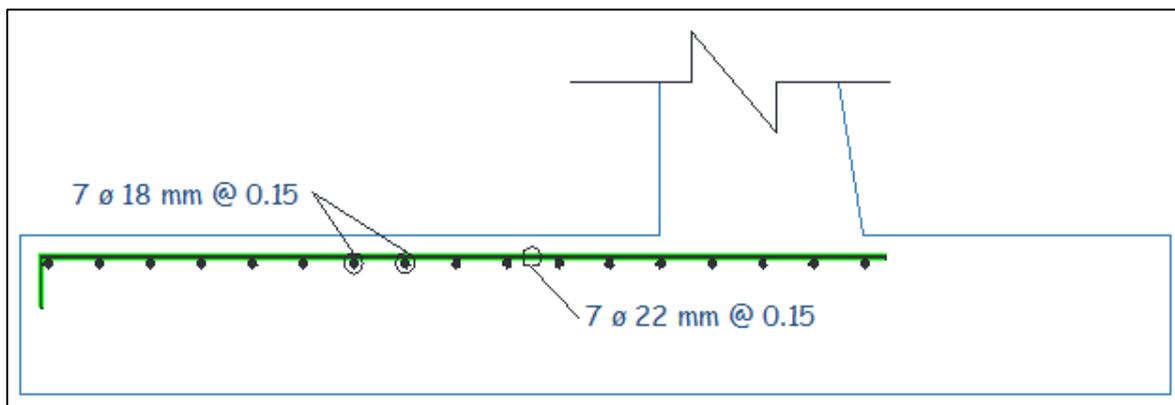
$d = 82.5 \text{ cm}$  = Altura efectiva

Por lo tanto:

$$A_s^0 = 0.002 * 100 * 82.5$$

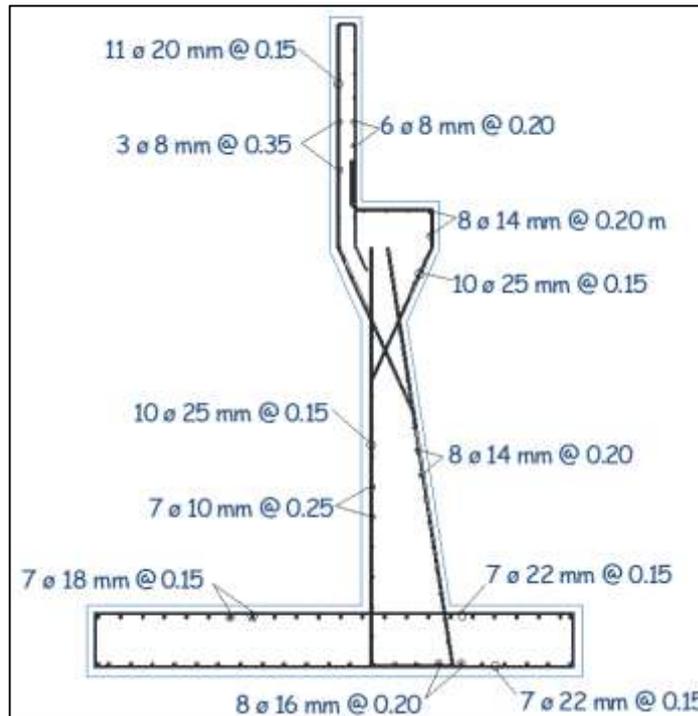
$$A_s^0 = 16.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Se usara 7  $\varnothing 18 @ 0,15\text{m}$  para el acero transversal del dedo



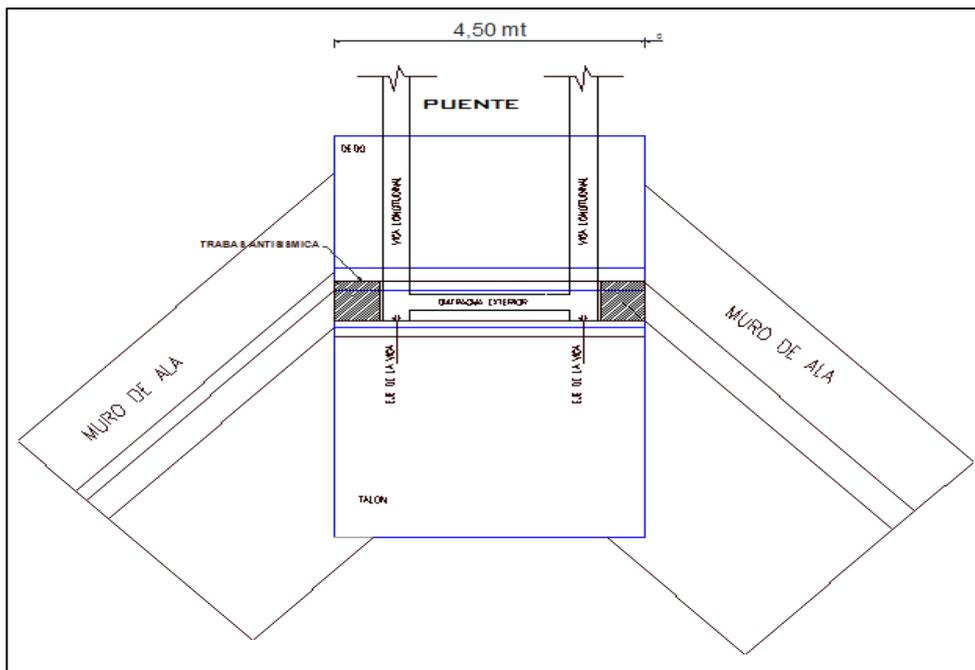
**Ilustración 42:** Diseño Estructural 'Dedo'.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta.2017

Disposición de la armadura en el estribo.



**Ilustración 43:** FIG. Diseño Estructural del Estribo Izquierdo.  
Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta.2017

#### 4.6 Socavación en el estribo izquierdo del puente el saltadero.



**Ilustración 44:** Vista en planta del Estribo.  
Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta.2017

Para la determinación de la socavación general se utilizará el criterio de Lischtván - Levediev:

Velocidad erosiva, es la velocidad media que se solicita para degradar el fondo está dado por las siguientes expresiones:

**Tabla 18:** Velocidad erosiva.

<b><math>V_e = 0.60 g_d^{1.18} b H_s^x</math></b>	m/seg	suelos cohesivos
<b><math>V_c = 0.68 b d_m^{0.28} H_s^x</math></b>	m/seg	suelos no cohesivos

Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

En donde:

**$V_e$**  = Velocidad media suficiente para degradar el cauce en m/seg.

**$g_d$**  = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad  $H_s$ , medida desde la superficie del agua (Ton/m<sup>3</sup>)

**$b$**  = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia. Ver tabla N° 3

**$x$**  = Es un exponente variable que está en función del peso volumétrico  $g_s$  del material seco (Ton/m<sup>3</sup>)

**$H_s$**  = Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de  $V_e$  se requiere para arrastrar y levantar al material (m)

**$d_m$**  = Es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión.

$$d_m = 0.01 S d_i p_i$$

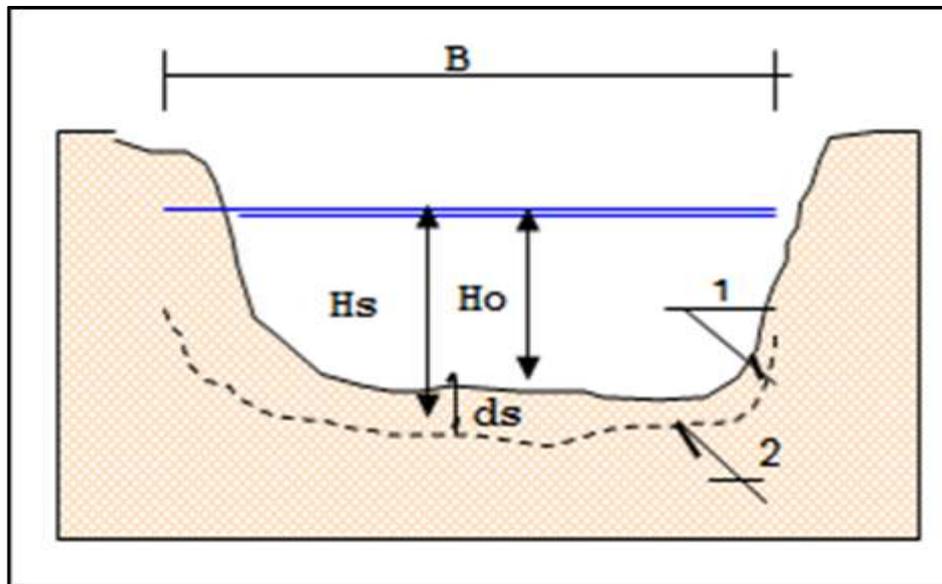
En el cual

$d_i$  = Diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza.

$p_i$  = Peso de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser iguales entre sí.

( 1 ) - Perfil antes de la erosión.

( 2 ) - Perfil después de la erosión



**Ilustración 45:** Perfil antes y después de la erosión.  
Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta.2017

#### 4.6.1 Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos

homogéneos:

Suelos cohesivos:

$$H_s = \left( \frac{aHo^{\frac{5}{3}}}{0.60gd^{1.18}} \right)^{1/(1+x)}$$

Suelos no cohesivos:

$$H_s = \left( \frac{aH_o^{\frac{5}{3}}}{0.68d_m^{0.28}} \right)^{1/(1+x)}$$

Dónde:

$$a = Q_d / (H_m^{5/3} B_e m)$$

$Q_d$  = caudal de diseño (m<sup>3</sup>/seg)

$B_e$  = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

$m$  = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 19.

$H_m$  = profundidad media de la sección = Área /  $B_e$

$x$  = exponente variable que depende del diámetro del material y se encuentra en la tabla N° 20.

$d_m$  = diámetro medio (mm) (CAUCA)

**Tabla 19: Factor** de corrección por contracción del cauce  $\mu$ . (Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992).  
Coeficiente de contracción,  $m$ .

Velocidad media en la sección, en m / seg	Longitud libre entre dos estribos												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: (CAUCA)

**Tabla 20:** valores de  $x$  para suelos cohesivos y no cohesivos.

SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
P. específico $\rho_d$ (T/m <sup>3</sup> )	$x$	dm (mm)	$x$
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.50	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.24	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1000.00	0.19
2.00	0.27		

Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

Fuente: (PRADO, 2012)

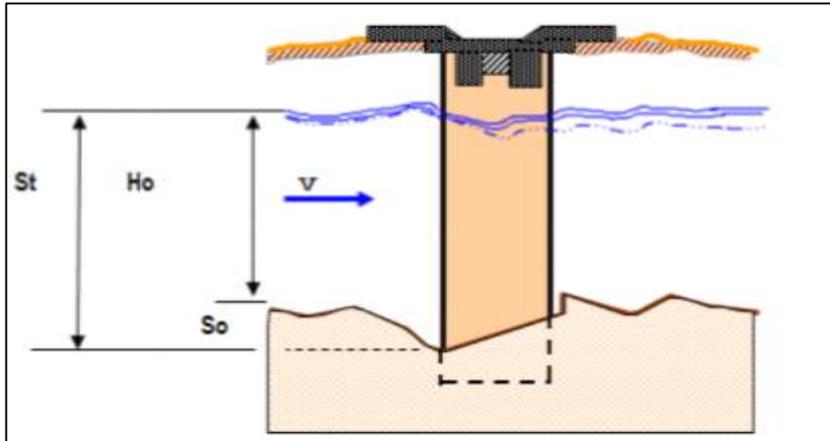
**Tabla 21:** Valores del coeficiente  $b$ .

Periodo de retorno del gasto de diseño ( años )	Coeficiente $b$
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

Fuente: (PRADO, 2012)

#### 4.6.2 SOCAVACIÓN AL PIE DE LOS ESTRIBOS:



**Ilustración 46:** Socavación al pie del estribo.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta.2017

El método que será expuesto se debe a K. F. Artamonov y consiente estimar no solo la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, está dada por: (CAUCA)

$$St = Pa Pq PR Ho$$

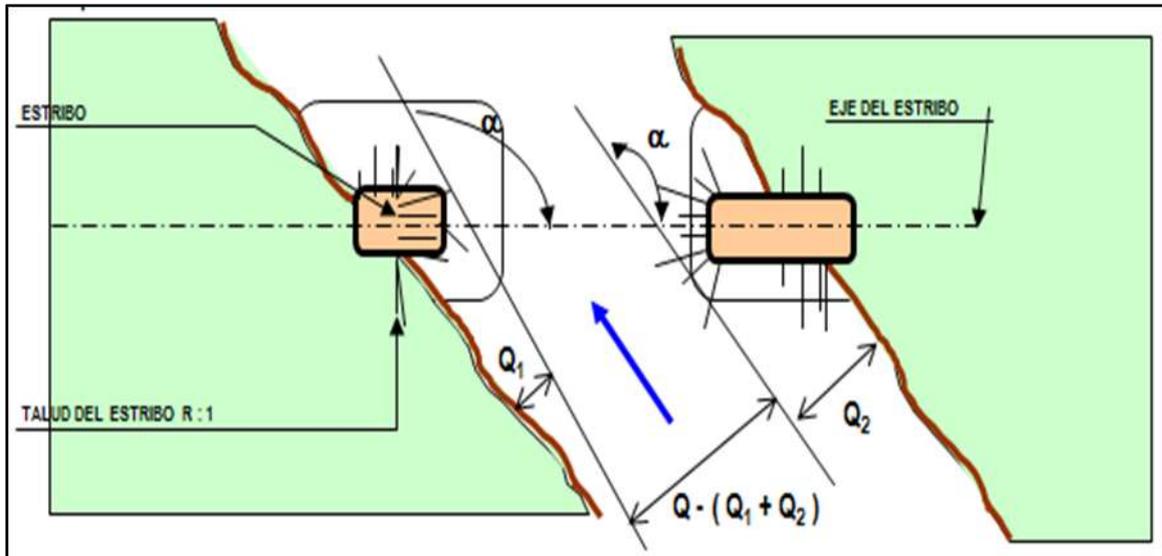
En que:

**Pa**= coeficiente que depende del ángulo  $\alpha$  que forma el eje del puente con la corriente, como se indica en la figura siguiente; su valor se puede encontrar en la tabla N° 22.

**Pq**= coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q$ , en que  $Q_1$  es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y  $Q$ , es el gasto total que escurre por el río. El valor de  $Pq$  puede encontrarse en la tabla N° 23.

$P_R$  = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede obtenerse en la tabla N° 24.

$H_o$  = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión.



**Ilustración 47:** Socavación en un Puente.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta.2017

**Tabla 22:** valores del coeficiente correctivo  $P_a$  en función de  $a$ .

$a$	30°	60°	90°	120°	150°
$P_a$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

**Fuente:** (CAUCA)

**Tabla 23:** valores del coeficiente correctivo  $P_q$  en función de  $Q_1/Q$ .

$Q_1/Q$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
$P_q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

**Fuente:** (CAUCA)

**Tabla 24:** valores del coeficiente correctivo  $P_r$  en función de  $R$ .

TALUD $R$	0	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
$P_R$	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

**Fuente:** (CAUCA)

#### 4.7 Determinación de la profundidad de socavación.

Tipo de cauce

Tabla 25: Tipo de Cauce.

Cauce	Tipo
Suelo cohesivo	1
Suelo no cohesivo	2

Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

Cálculo de la socavación general en el cauce:

Tabla 26: Cálculo de la socavación general en el cauce.

<b>H<sub>s</sub></b> = profundidad de socavación (m)	<b>?</b>	
<b>Q<sub>d</sub></b> = caudal de diseño	<b>75.00</b>	m <sup>3</sup> /seg
<b>B<sub>e</sub></b> = ancho efectivo de la superficie de agua	<b>35.00</b>	m
<b>H<sub>o</sub></b> = tirante antes de la erosión	<b>0.70</b>	m
<b>V<sub>m</sub></b> = velocidad media en la sección	<b>1.00</b>	m/seg
<b>m</b> = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 19	<b>1.00</b>	
<b>g<sub>d</sub></b> = peso específico del suelo del cauce	<b>1.80</b>	Tn/m <sup>3</sup>
<b>d<sub>m</sub></b> = diámetro medio	<b>90.00</b>	mm
<b>x</b> = exponente variable. Ver tabla N° 20	<b>0.280</b>	
<b>Tr</b> = Periodo de retorno del gasto de diseño	<b>10.00</b>	años
<b>b</b> = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver	<b>0.90</b>	

tabla N° 21		
<b>A</b> = área de la sección hidráulica	<b>24.75</b>	m <sup>2</sup>
<b>Hm</b> = profundidad media de la sección	<b>0.707</b>	m
<b>a</b> =	<b>3.819</b>	

Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

**A** = área de la sección hidráulica

Trapezio =  $(b+zy)$  y;  $z=0.5$

Entonces,

$$H_s = 0.98 \text{ m}$$

**ds** = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$ds = 0.28 \text{ m}$$

**Asumimos:**

$$ds = 1.00 \text{ m}$$

**B.- Cálculo de la socavación al pie de estribos:**

**- Estribo margen izquierda aguas abajo**

**Tabla 27:** Cálculo de la socavación al pie de estribos.

St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.	?	
Ho = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión	1.00	m
Q = caudal de diseño	75.00	m <sup>3</sup> /seg
Q1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda	0.00	m <sup>3</sup> /seg

Q1/Q =	0.00	
Pq = coeficiente que depende de la relación Q1/Q. Ver tabla N° 23	1.20	
a = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente	90.00	
Pa = coeficiente que depende del ángulo a. Ver tabla N° 22	1.00	
R = talud que tiene el estribo	0.00	
PR = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla N° 24	1.00	

Fuente: Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

Entonces,

$$St = 1.20 \text{ m}$$

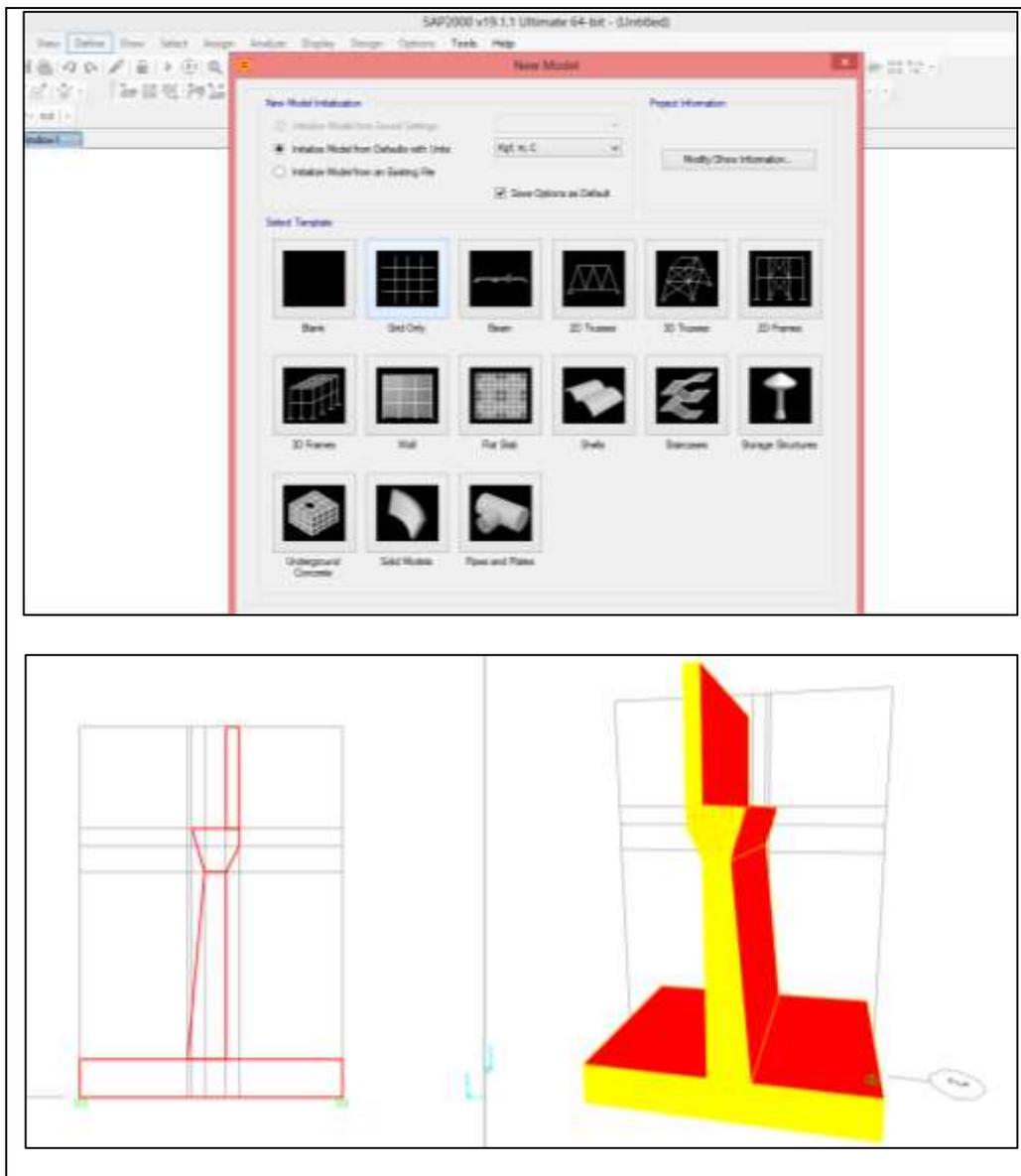
ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = 0.20 \text{ m}$$

**Asumimos**

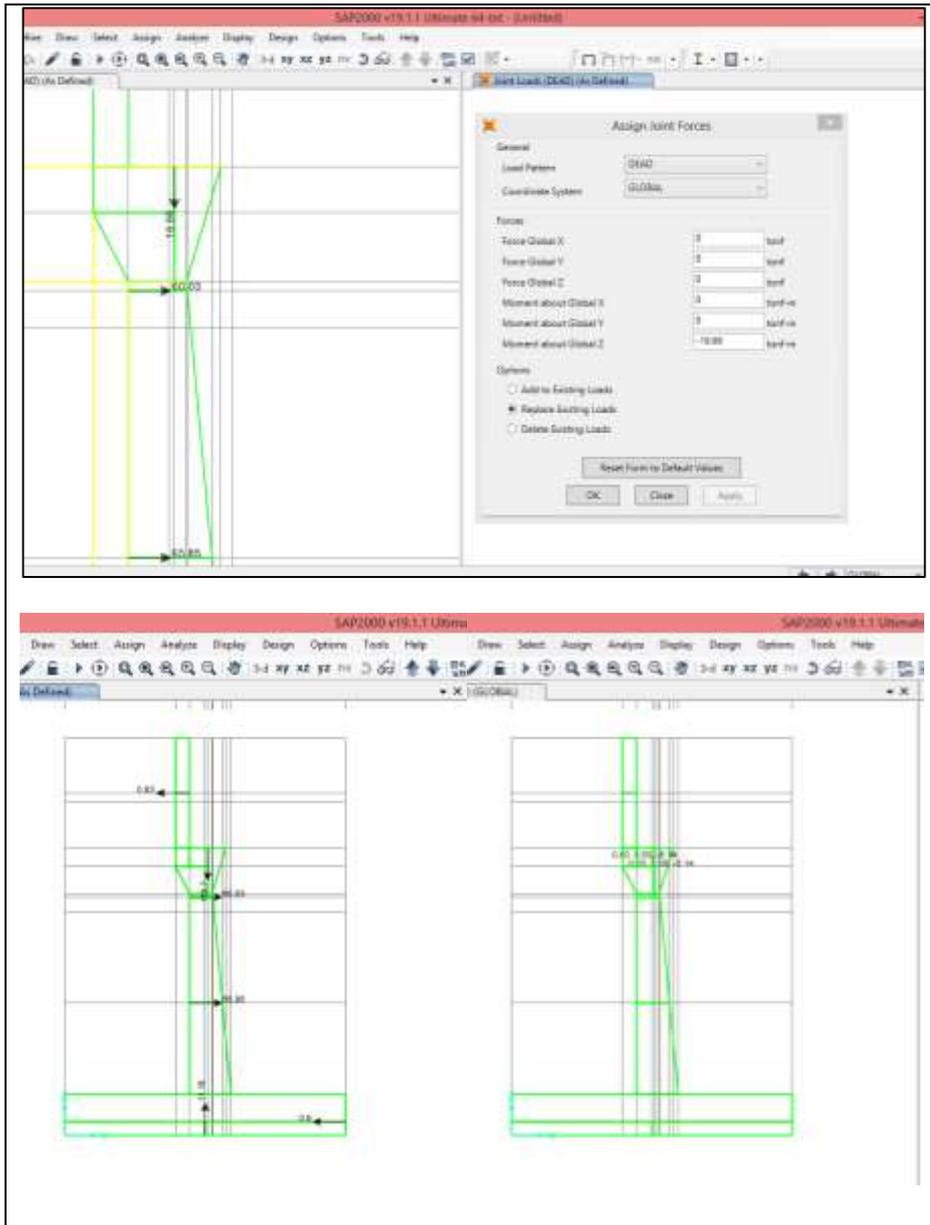
$$So = 0.40 \text{ m}$$

## 4.8 Modelamiento del Estribo Izquierdo en SAP 2000



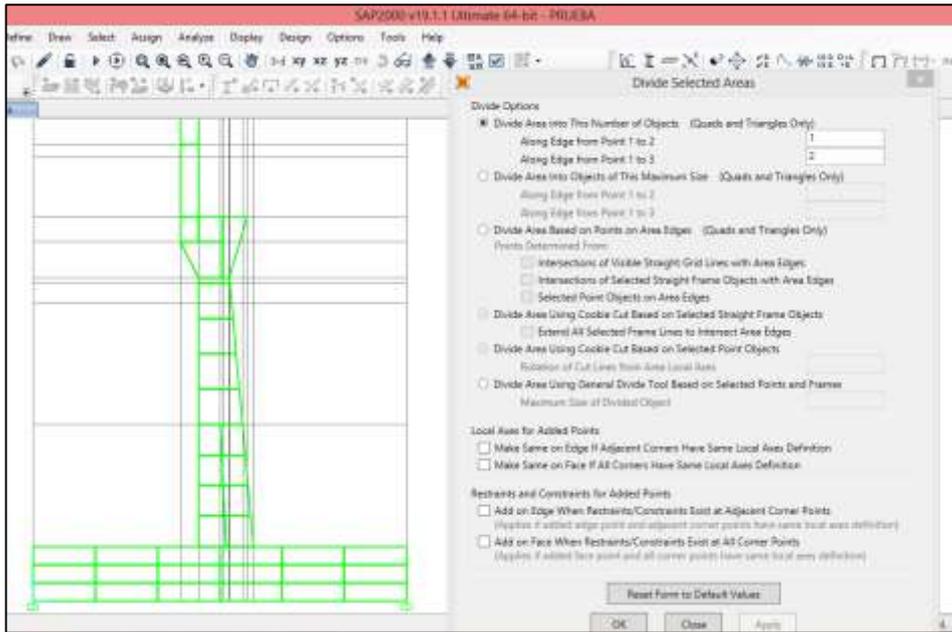
**Ilustración 48:** Dimensionamiento del Estribo en SAP 2000  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

Una vez dadas las dimensiones y definido nuestro material procedemos a especificar nuestras Fuerzas en las distancias determinadas por los cálculos. (Ver puntos anteriores).



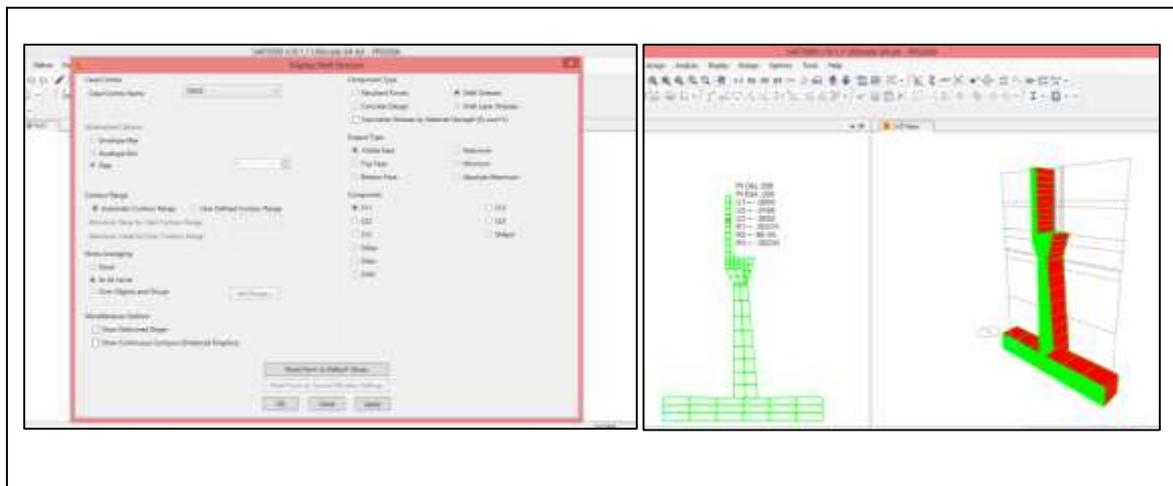
**Ilustración 49:** Colocación de las Fuerzas actuantes en el estribo izquierdo del Puente el Saltadero.

**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

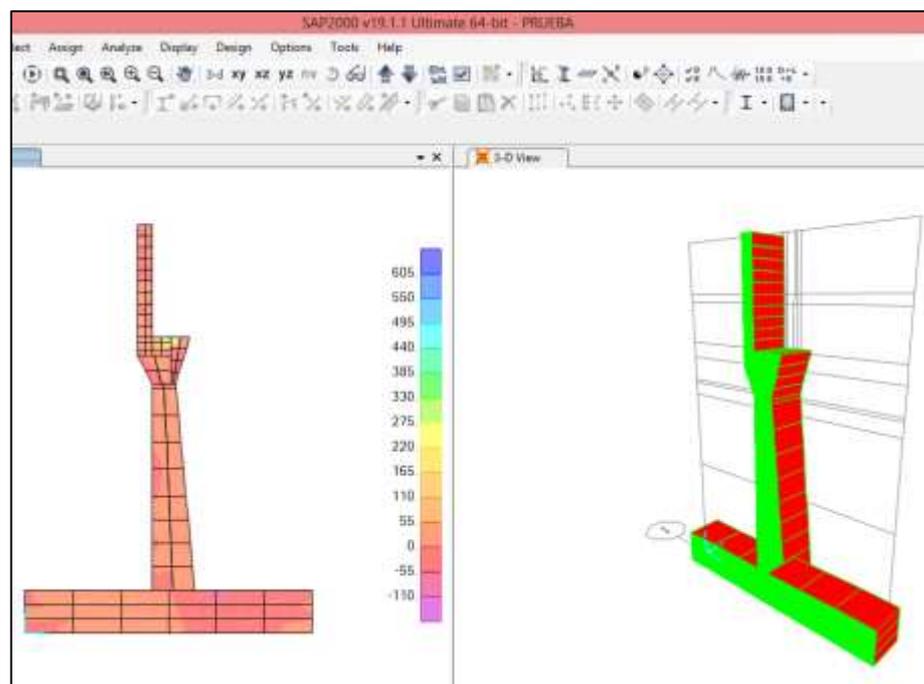
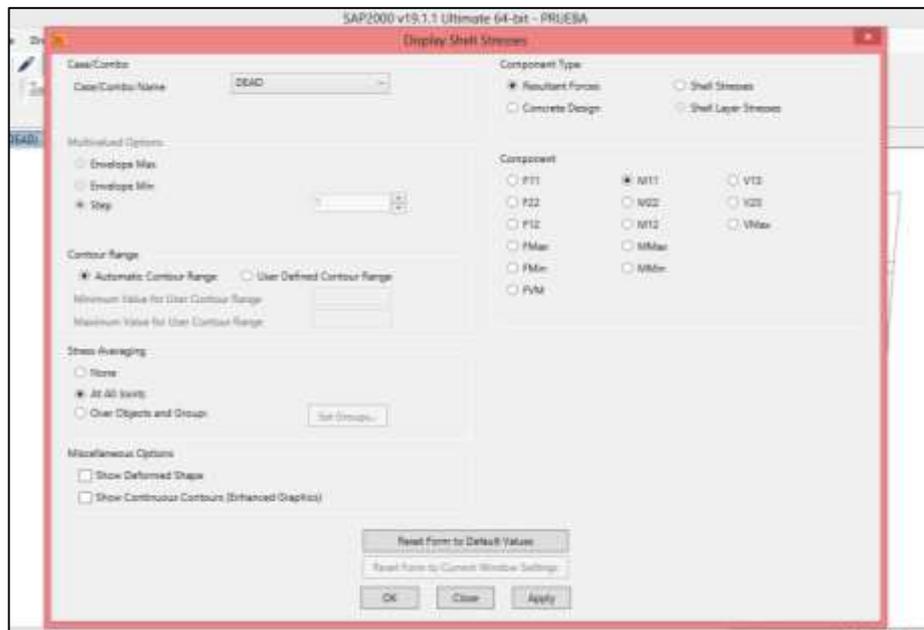


**Ilustración 50:** División del estribo en áreas en SAP 2000  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

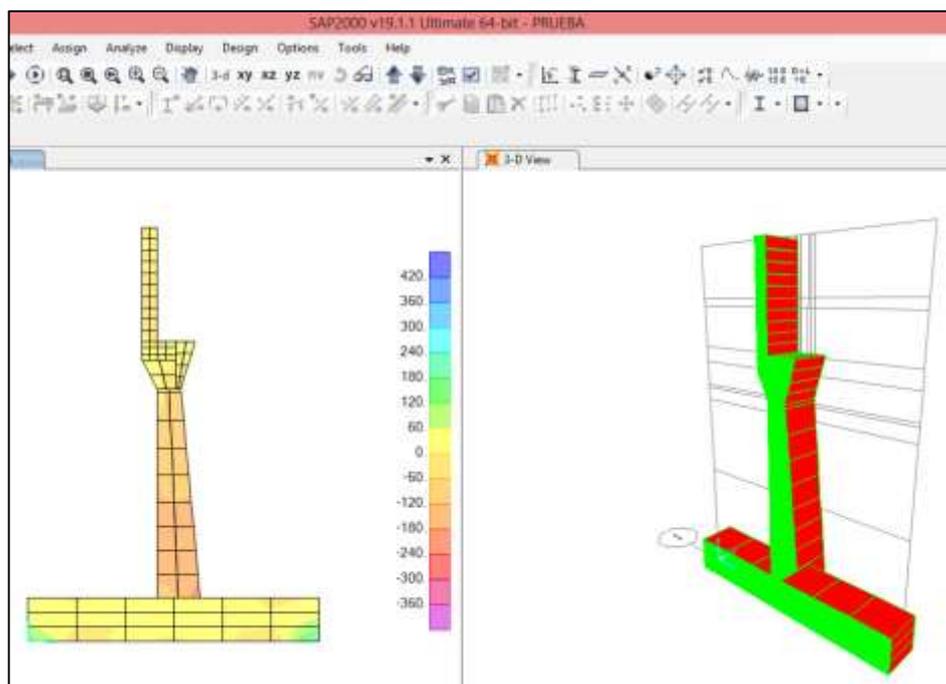
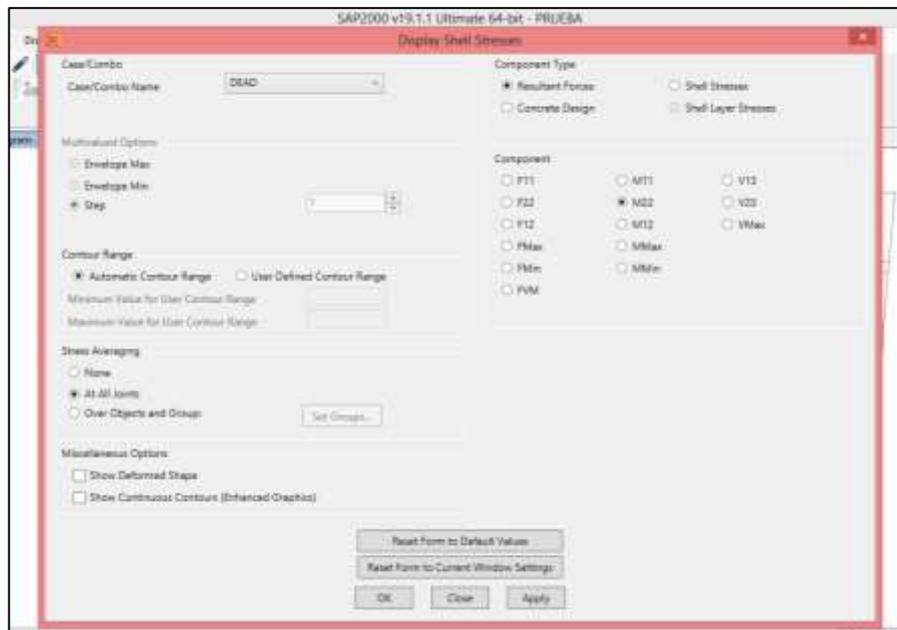
Una vez dividido colocada las cargas en sus determinadas distancias y determinado sus respectivas asignaciones procedemos a correr el programa para la verificación de sus resultados en sus respectivos puntos.



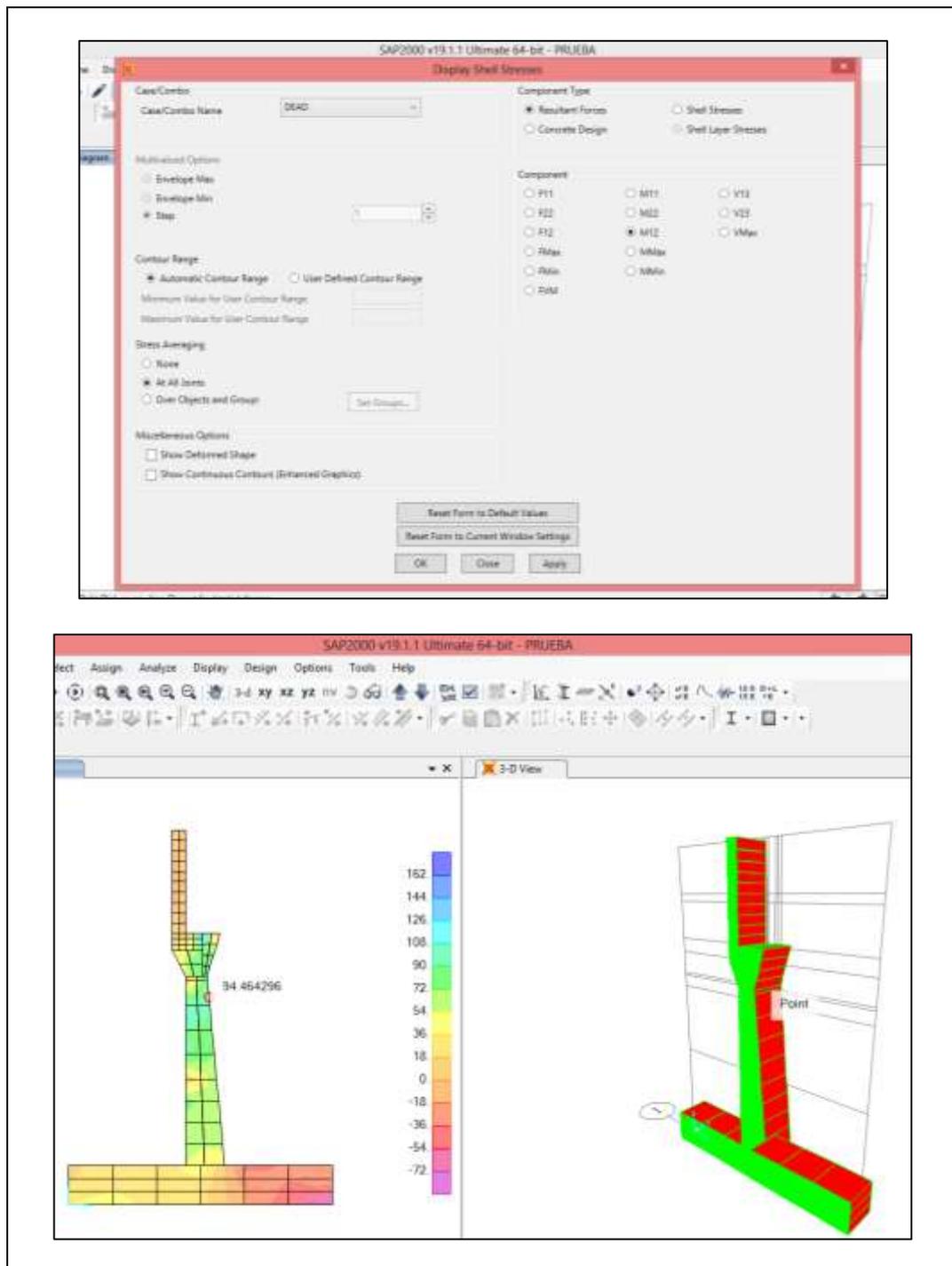
**Ilustración 51:** corremos el programa en SAP 2000  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017



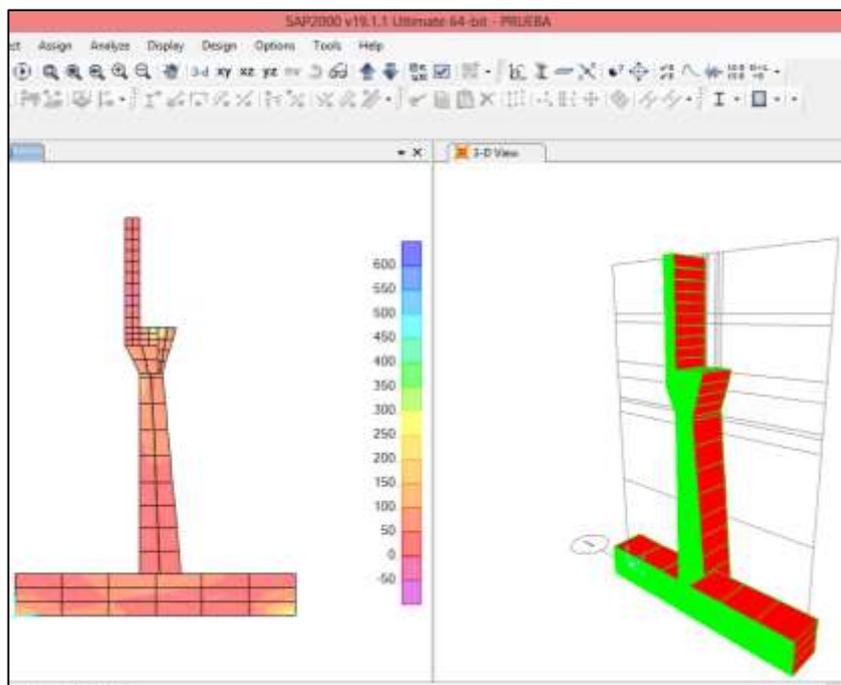
**Ilustración 52:** Verificaciones del resultado M 1-11  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017



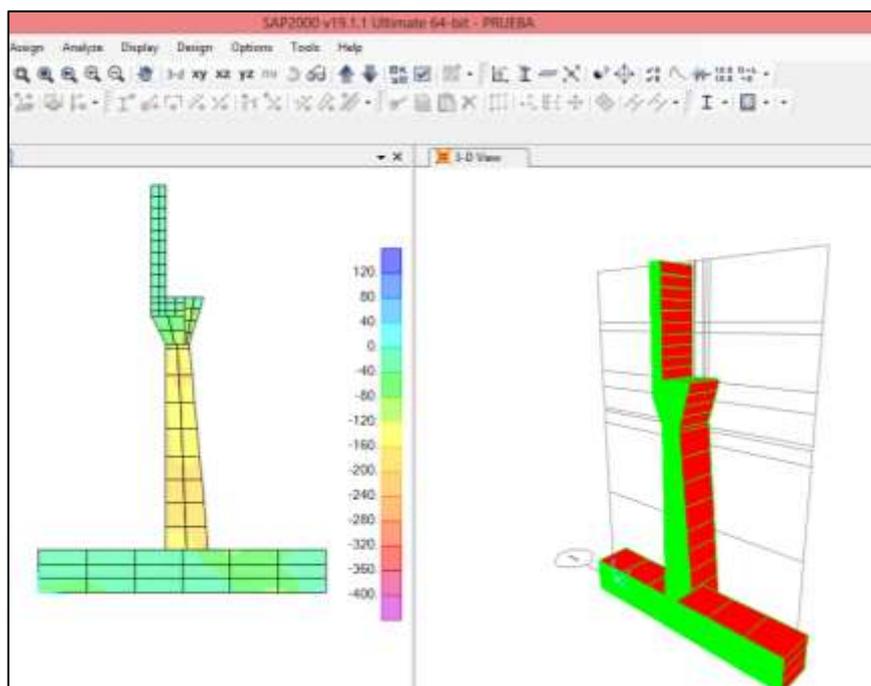
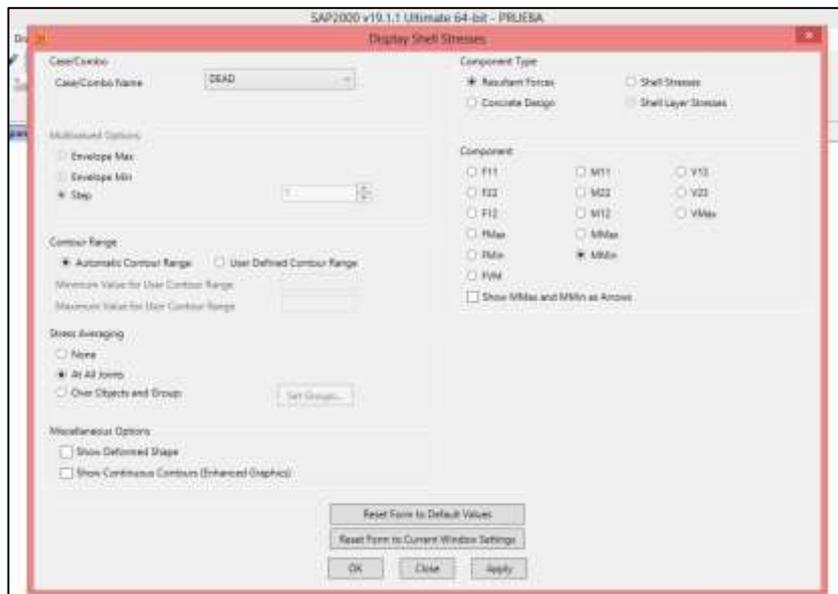
**Ilustración 53:** Verificaciones del resultado M 2-2  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017



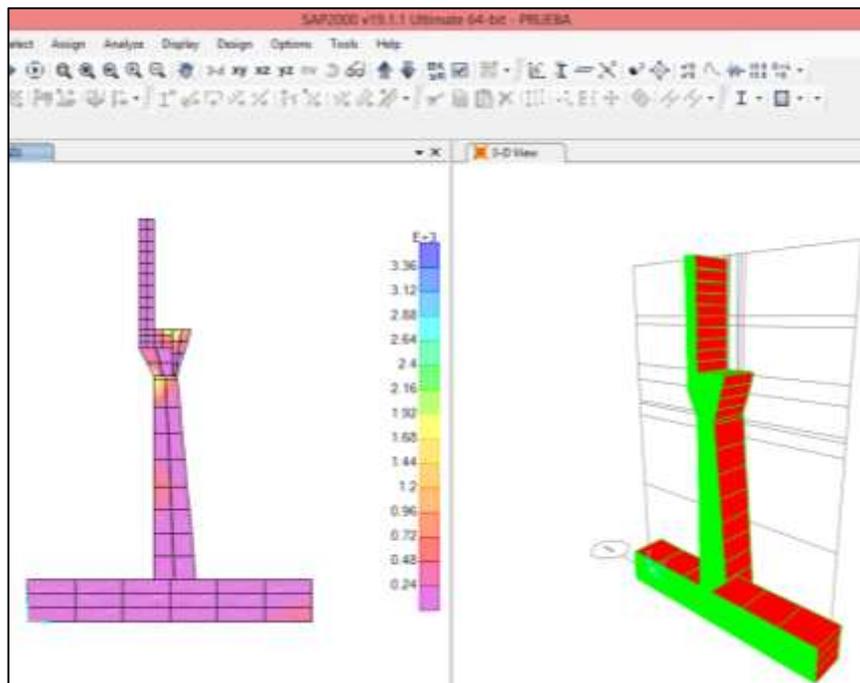
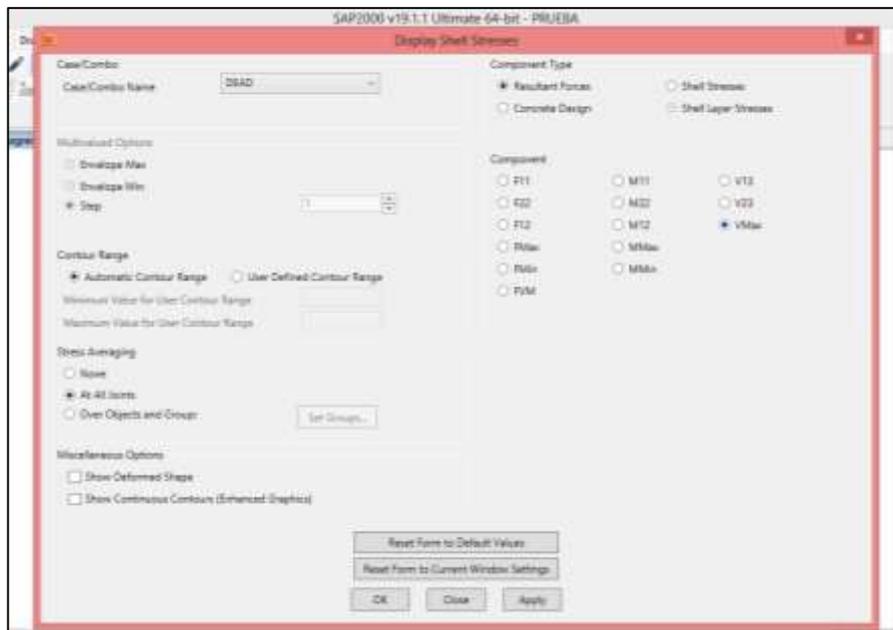
**Ilustración 54:** Verificaciones del resultado M 1-2  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017



**Ilustración 55:** Verificaciones del resultado Máx.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017



**Ilustración 56:** Verificaciones del resultado M min.  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017



**Ilustración 57:** Verificaciones del resultado  $V_{m\acute{a}x}$  (Cortante)  
**Fuente:** Ing. Yesenia M. Valencia Peralta. 2017

# CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES

## 5.1 Conclusiones

- Una vez analizado todos los parámetros necesarios para la rehabilitación, se procedió al respectivo rediseño del estribo mediante las especificaciones AASHTO LRFD, normas A.C.I. (American Concrete Institute) 318-2014; A.I.S.C. (American Institute of Steel Construction), A.S.T.H.O. L.R.F.D. Y N.E.C. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015), entre otras normas, calculando a mano su esfuerzo y modelamiento matemático; comprobando el cumplimiento de los factores de seguridad establecidos para su óptimo funcionamiento. Y se evaluó con el programa SAP 2000 para mayor verificación de su falla.
- Se obtuvo datos eficientes de la fuerza sísmica que actúan sobre los toques resistentes para realizar un diseño cauteloso de este elemento, ya que en varios casos estos son insuficientes, siendo esta una de las razones por las cuales los puentes colapsan o sufren daños debido a que las vigas terminan en el suelo, al no tener un elemento que permita restringir su desplazamiento lateral. Por lo que se utilizó la teoría de Mononobe-Okabe; aun que esta establece que se utiliza a partir de los 10 mts de alturas, pero debido a un alto riesgo sísmico del país, se debe considerar para este cálculo.
- En función de no tener un cálculo de socavación y su protección correspondiente el puente colapsó; por lo que se procedió a calcular, dando como resultado: la socavación en el puente fue de 1.00 mts y al pie del estribo 0.40 mts, por lo que hay la necesidad de protección ya que afecta perjudicialmente al puente el saltadero en sus épocas invernales.

- Obtenido todos los resultados convenientes, se determina que el puente actualmente está sin el estudio previo correspondiente, ya que está construido por un contrato emergente.

## **5.2 Recomendaciones**

- Se deberá colocar muros de gaviones tanto aguas abajo como aguas arriba. Con la altura estimada de 6,70 mts y La longitud requerida es de 20 mts aguas arribas y 10 mts aguas abajo, por cada lado del estribo.

La técnica del gavión consiste en reemplazar grandes bloques de piedra depositándose en su interior de forma progresiva y ordenada material pétreo con características de piedras superiores a diámetros de 3" (piedra bola), que son de difícil transporte y manipuleo, por varios armazones metálicos unidos entre si y rellenos con piedras de pequeñas dimensiones, formando estructuras monolíticas homogéneas.

La tela metálica resiste mucho la tensión, no es un mero recipiente para relleno de piedras, sino un refuerzo de toda la estructura.

Se usa eficientemente en el control de ríos, el gavión acelera el estado de equilibrio del cauce. Evita erosiones, transporte de materiales y derrumbamientos de márgenes, además el gavión controla crecientes protegiendo valles y poblaciones contra inundaciones

La malla está formada por acero galvanizado con zinc, ya que, al ser el zinc más oxidable que el hierro y generar un óxido estable protege al hierro de la oxidación producida por el oxígeno del aire, este galvanizado consta de tres capas que utilizaran 270 gramos de zinc. En casos de condiciones particularmente agresivas para el zinc se dispone de alambres fuertemente galvanizados que además están revestidos en PVC, los casos donde se

produciría una mayor oxidación de la malla son cuando la malla se encuentra alternativamente sumergida y al aire. El calibre del alambre varía entre los 2 mm y los 3 mm. y la apertura de malla varía entre los 7 cm y los 12 cm. Como puede deducirse, a mayor diámetro del alambre mayor Resistencia tendrá la estructura y a mayor apertura de la malla menor resistencia tendrá la obra, esto ocurre porque el alambre es el que le da la resistencia a tracción y a corte a la estructura, y por tanto, a mayor cantidad de éste, mayores resistencias.

Las piedras para el relleno deben tener un elevado peso específico (2300-2500kg/m<sup>3</sup>), no ser friables, poseer un tamaño mínimo superior a la mayor medida de la malla y un máximo que se encuentre en el orden del doble mínimo. A ser posible se utilizaran piedras que se encuentren en la zona de la obra con tal de no encarecer el costo de la obra. El relleno de gavión que ha de formar la base, conviene que se haga con piedras pequeñas a fin de facilitar la flexión del conjunto en caso de socavaciones.

- O también se sugiere colocar muros de Escolleras en vez de Gavión tanto aguas abajo como aguas arriba y su proceder es el mismo.
- Además se debe realizar los estudios correspondientes de los diversos campos como: topografía, hidrología, hidráulica, geología, evaluación de tránsito, sismo, etc. Actualizados ya que no consta con dichos datos; para que el diseño de puentes especialmente sus apoyos y garanticen un correcto funcionamiento, ya que estos son factores muy fundamentales que certifican la economía y la eficacia del proyecto, con lo que se procede a establecer las características del puente como la geométrica, cota de cimentación, número de vías, vehículos a transitar, etc.

## Bibliografía

1. Avila, E. P. (2017). Tema: 7 puentes. En A. V. Otero, Ingeniería Técnica de Topografía (pág. 191/282).
2. AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS. (2014). Washington, DC: Seventh Edition.
3. AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS. (2014). Washington, DC: Seventh Edition.
4. Avila, E. P. (2017). Tema: 7 puentes. In A. V. Otero, Ingeniería Técnica de Topografía (p. 191/282).
5. (CAMICON), M. d. (Diciembre 2014). GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES. In M. Dirección de Comunicación Social, NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC 2015 (pp. 1-74). Quito - Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
6. capitulo 4. Calculo de la Socavacion.
7. CARVACHE, L. A. (2015 - 2016). ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN MUELLE DE REMOLCADORES DESPUÉS DE SUFRIR LA COLISIÓN DE UNA EMBARCACIÓN EN EL PUERTO DE GUAYAQUIL. GUAYAQUIL - ECUADOR.
8. CAUCA, U. D. CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES. In U. D. CAUCA, PARTE IV. SOCAVACIÓN EN PUENTES.
9. Comunicaciones, M. d. (2011). Manual de Carreteras del Paraguay Normas para Estructuras y Puentes tomo 4 volumen I. Paraguay: 1ra Edición.
10. CONSTRUCCIÓN, N. N. (Diciembre 2014). GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES. ECUADOR: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

11. DISEÑOS DE ESTRIBOS. (n.d.). Retrieved from [http://www.biblioteca.udep.edu.pe/bibvirudep/tesis/pdf/1\\_141\\_179\\_93\\_1310.pdf](http://www.biblioteca.udep.edu.pe/bibvirudep/tesis/pdf/1_141_179_93_1310.pdf).
12. Earth, G. (2017).
13. ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD. (2004). American Association of Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
14. (2004). ESTRIBOS, PILAS Y MUROS DE SOSTENIMIENTO. In ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD (pp. 0-116).
15. Max Aníbal, C. Z., & Choquevilca Zotar, M. A. (2014). "DISEÑO DE UN PUENTE CON ESTRIBO INTEGRAL". ARGENTINA, CÓRDOBA.
16. Moncayo Theurer, M. V. (2017). Terremotos mayores a 6.5 en escala Richter ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta. Ingeniería, Revista Académica de la FI-UADY, 21-2, pp. 55-64, ISSN 2448-8364.
17. MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén. (2016). PUENTES. Perú- : 7th Edition.
18. Oñate, V. A. (2013). DISEÑO DE ESTRIBOS PARA PUENTES VEHICULARES APLICANDO CRITERIOS DE LAS ESPECIFICACIONES AASHTO POR EL MÉTODO ELÁSTICO Y DE LOS ESTADOS LÍMITE. Quito – Ecuador.
19. PRADO, M. P. ( 2012). Estudio hidrológico provincia de Leoncio Prado. Rio Huallaga.
20. Saavedra, J. L. (2016, Julio). scribd-Concreto Pre-esforzado. Retrieved from <https://es.scribd.com/doc/315322506/CONCRETO-PRESFORZADO>



FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
ESTRUCTURAS

ANEXO 10



**REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA**

**FICHA DE REGISTRO DE TESIS**

TÍTULO Y SUBTÍTULO: ESTUDIO PARA LA REHABILITACIÓN DEL ESTRIBO IZQUIERDO DEL PUENTE “EL SALTADERO” SOBRE EL RÍO CHANGUIL, LUEGO DEL COLAPSO, UBICADO EN LA PARROQUIA RURAL FEBRES CORDERO PROVINCIA DE LOS RÍOS.

AUTOR/ES:  YESENIA MARIUXI VALENCIA PERALTA	TUTOR: ING. DANIEL DOUGLAS ITURBURU SALVADOR, M.Sc.
	REVISOR: ING. MARCELO MONCAYO THEURER, M.SC.

INSTITUCIÓN: Universidad de Guayaquil	FACULTAD: De Ciencias Matemáticas y Físicas
---------------------------------------	---

CARRERA: Ingeniería Civil

FECHA DE PUBLICACIÓN: 2018	No. DE PÁGS: 126
----------------------------	------------------

TÍTULO OBTENIDO:  
INGENIERO CIVIL

ÁREAS TEMÁTICAS: ESTRUCTURAS  
DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL

PALABRAS CLAVE:  
<ESTUDIO> < REHABILITACIÓN> < PUENTE> <ESTRIBO> <COLAPSO>

RESUMEN: El presente trabajo de titulación consiste en el estudio para la rehabilitación del estribo izquierdo del puente “el saltadero” sobre el río Changuil, luego del colapso, ubicado en la parroquia rural Febres Cordero provincia de los Ríos. Se rediseñara y se analizara mediante una investigación de carácter científica y analítica, determinando si el estribo del puente cumple con los requisitos de seguridad para continuar en su funcionamiento. Lo cual incluye el cálculo correspondiente para el diseño mediante las normas y especificaciones. Está compuesto por cinco capítulos tales como son la introducción, marco teórico, criterios de análisis, Diseño y modelamiento del estribo izquierdo del puente, análisis, discusión y comprobación de resultados, conclusiones y recomendaciones, los cuales se detallaran en cada capítulo. Y adicionalmente los anexos tales como ubicación, tablas de caudales medidos mediante el Inamhi, anexo fotográfico entre otros.

No. DE REGISTRO (en base de datos):	No. DE CLASIFICACIÓN:
-------------------------------------	-----------------------

DIRECCIÓN URL (tesis en la web):

ADJUNTO PDF:	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO
CONTACTO CON AUTOR/ES	Teléfono: 0980112565	E-mail: yessyvalenciap.20@outlook.com

CONTACTO EN LA INSTITUCIÓN:	Nombre: Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas
	Teléfono: 04-228-3348