

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

“Estudios y diseños para la construcción de un puente en el recinto
Guabito de arriba en el cantón Colimes”

PROYECTO INTEGRADOR

Previo a la obtención del título de:

INGENIERA CIVIL

Presentada por:

Félix Andrés Cantos Izquierdo
Dayana Yaritza Jordán León

GUAYAQUIL - ECUADOR

2019

DEDICATORIA

El presente proyecto lo dedico a mis abuelos Josefina y Manuel, mis padres María y Jose , a la Doctora Cruz y Dios que me han guiado día a día en mi camino.

Dayana Jordán

El presente proyecto lo dedico a mis padres Blanca y Felix, mis hermanas, amigos y las personas que siempre me apoyaron durante el transcurso de esta gran etapa de mi vida.

Félix Cantos

AGRADECIMIENTOS

A Dios ante todo, por siempre darme fuerzas y esperanzas de ser mejor persona cada día, dedicando cada momento de mi vida a siempre estar a su lado

A mi padres, Blanca por darme la vida, fuerza y sueños y Félix, por siempre apoyarme ante todo y nunca dejarme solo frente las adversidades que se presentan en nuestras vidas.

Mis hermanas que me motivan cada día, diciéndome que la vida es complicada pero que uno siempre debe hacer la diferencia ante todo

Mi amigos, enamorada, por su gran apoyo incondicional y siempre colaborando a que sea la mejor versión de mi.

A los profesores por brindarme sus conocimientos en este periodo de la vida, dándonos no solo conocimiento sino que también enseñanzas de vida.

A todos que dieron su granito de arena para que todo esto sea posible, GRACIAS.

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Félix Andrés Cantos Izquierdo, Dayana Yaritza Jordán León y damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Félix Andrés Cantos
Izquierdo

Dayana Yaritza Jordán
León

EVALUADORES

.....
Ing. Carlos Rodríguez

PROFESOR DE LA MATERIA

.....
Ing. Guillermo Muñoz M.Sc.

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

En el presente proyecto de graduación se da a conocer los estudios de diseño de la subestructura y superestructura de un puente de vigas metálicas apoyado en el sector Guabito de Arriba del cantón Colimes. Los diseños se basaron en los criterios dados por la norma AASHTO LRFD, con el objetivo de la construcción del puente para su óptima contribución al impacto social de los habitantes de los recintos Guabito, Lascano y Posolongo.

Se describen los diseños de estribos, muros de ala y superestructura aplicando las normas descritas anteriormente, los que se comprueban mediante los Estados Límite, identificando los criterios de diseño junto con los análisis de resultados obtenidos como volúmenes de obra, cantidad de refuerzo, vigas metálicas y presupuesto.

Los resultados obtenidos son de estudios básicos como topografía, geológicos, geotécnicos, riesgo sísmico, impacto ambiental junto con su respectivo análisis de costos.

Se concluye de manera óptima el diseño del puente simplemente apoyado en la vía Guabito-Posolongo, en el cual el puente cumple con las especificaciones técnicas de la AASHTO LRFD.

Los planos y cálculos de diseño de superestructura y subestructura se anexan.

Palabras clave: superestructura, subestructura, AASHTO, estados límite

ABSTRACT.

The present graduation project presents the design study of the substructure and superstructure of a metal beam bridge, simply supported on the sector of Guabito de Arriba, located in Colimes. The designs are based on the criteria given by the AASHTO LFRD norm, with the aim of the bridge construction and it's optimal contribution towards the social impact of Guabito, Lascano and Posolongo precinct residents.

Stirrups, wing walls and superstructure designs are described applying the normative said above, and verified by the Limit States, identifying the design principles along with the obtained results analysis such as work volumes, reinforcement amount, metal beams and budget.

Obtained results come from basic studies like topography, geology, geotechnical, seismic risk, environmental impact, together with their respective budget analysis.

Lastly, the bridge design, which is simply supported upon the Guabito-Posolongo track, is most optimally concluded, and follows all the technical specifications required by the AASHTO LRFD.

Construction plans, substructure and superstructure design calculations are attached.

Key words: substructure, superstructure, AASHTO, Limit States.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	2
DECLARACIÓN EXPRESA.....	4
EVALUADORES.....	5
PROFESOR DE LA MATERIA PROFESOR TUTOR	5
Resumen	7
<i>ABSTRACT</i>	8
CAPÍTULO 1	13
1. Introducción.....	13
1.1 Descripción del problema	13
1.2 Justificación del problema	14
1.3 Objetivos	14
1.3.1 Objetivo General.....	14
1.3.2 Objetivos Específicos	14
1.4 Marco teórico	14
CAPÍTULO 2.....	20
1. Metodología.....	20
1.1 ANÁLISIS DE ALTERNATIVA	20
CAPÍTULO 3.....	44
Resultados Y ANÁLISIS	44
Carga viva e impacto. βL	45
Verificaciones de Viga	45
DIMENSIONES DEL ESTRIBO	50
Propiedades del Estribo	51
Cargas Verticales.....	51
Cargas Horizontales	53
Estados Límites y Combinaciones de Carga	57

Tablas del Acero Muros de Ala y Estribos	68
Análisis de Costos	72
CAPÍTULO 4.....	74
4.0 Nombre del proyecto	74
Estudio y Diseño para la construcción de un puente en el recinto Guabito de arriba en el cantón Colimes.....	74
4.0.1 Nombre de la actividad según el catálogo de categorización Ambiental (SUIA)	74
4.1 Línea base	74
4.1.1.1 Ubicación del Proyecto:	74
4.1.1.2 Características de la zona.....	75
4.1.2 Medio Biótico.....	76
4.1.2.1 Flora y Fauna.....	77
4.1.3 Medio Socio-económico	77
4.1.3.1 Población:	77
4.1.3.2 Actividades económicas:	77
4.1.3.3 Servicios básicos:	78
4.1.3.4 Vías de acceso:	79
4.1.3.5 Educación:	79
4.1.3.6 Salud:.....	81
CONCLUSIONES.....	82
BIBLIOGRAFÍA	83
APÉNDICES	85
Geometría de la sección (m):	94
Cálculo de Viga: Carga Muerta	94
Cálculo de Viga: Carga Viva.....	96
Desarrollo del diseño por factor de carga.....	97

Verificaciones	98
1.4 Conectores de corte.....	107
RIGIDIZADORES.....	108
APOYO ELASTÓMÉRICO.....	109
Dimensiones del Estribo	115
Propiedades del Estribo	117
Cargas Verticales.....	117
Cargas Horizontales	120
Estados Límites y Combinaciones de Carga	123
Tablas del Acero Muros de Ala y Estribos	135

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

El cantón Colimes está situado geográficamente al norte de la provincia del Guayas, limita con los cantones Palestina al sur, Balzar al norte, con las provincias de Los Ríos al este y Manabí al oeste.

El área de estudio es llamado estero Guabito de Arriba, el cual atraviesa la vía Guabito-Posolongo. Colimes posee características de tener suelo arcilloso-arenoso. Está situado a 85 Km. al norte de Guayaquil, en un desvío a mano izquierda en la vía a Palestina.

1.1 Descripción del problema

El planteamiento de la construcción del puente fue realizado a inicios del 2019, el motivo se da por afectaciones del recinto cuando el río Colimes se desborda por las fuertes precipitaciones, impidiendo que las personas en época lluviosa se movilicen dentro del cantón, debido a la inseguridad que los esteros y ríos provocan hacia los habitantes, arriesgando no solo a una pérdida económica porque no logran comercializar sus cultivos para así solventarse su economía establecido en la agricultura, sino que exponen a los accidente por el incremento y desbordamiento de los ríos.

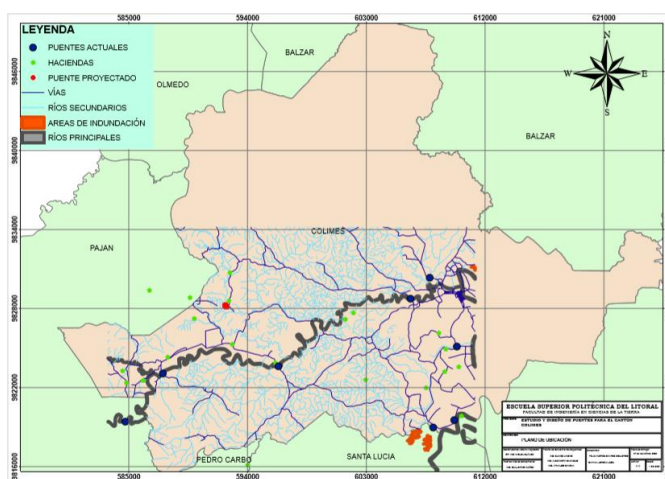


Figura 1.1 Mapa de Ubicación

1.2 Justificación del problema

Con el continuo crecimiento de la población del cantón Colimes al igual que el tráfico vehicular, el G.A.D Municipal del Cantón Colimes encargada de planificar y ejecutar obras públicas se ven forzosos a asistir a las demandas de los ciudadanos específicamente en el Recinto Guabito de arriba en la vía Guabito Posolongo para la cual se considera un plan de construcción de puentes.

Siendo éste estudio una opción que prevea contribuir a la solución al problema latente el cual engloba lo social y económico. El plan de construcción de puentes se encuentra concebido como un Plan de carácter local, que comprende a la población de dos recintos: Guabito, Lascano y Posolongo. Con las infraestructuras se verían beneficiados los 75 recintos en las zonas rurales con una población aproximada de 25.167 habitantes según el INEC 2014

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Realizar el Diseño Estructural de un Puente de Vigas Simplemente Apoyado en el cantón Guabito de Arriba

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Optimizar el tiempo de construcción de la obra.
2. Mejorar el estilo de vida de los habitantes del cantón Colimes

1.4 Marco teórico

Posterior a una investigación teórica y bibliográfica se encontró trabajos de similares características, los que se detallan a continuación:

Lo que se da en investigación teórica es la recolección de información dada por los habitantes del recinto para conocer la altura a que crece el río en época lluviosa y hasta donde se desborda en esta zona para tener consideraciones al momento de diseñar.

Un puente es una infraestructura artificial, que permite cruzar un accidente geográfico u obstáculo natural como un río, cañón, valle, camino, una vía férrea, un cuerpo de agua,

o cualquier obstrucción. El diseño y estudio de un puente varía de acuerdo a su función y tipo de suelo. Los cálculos se dan por diseño estructural que se han dado a lo largo de la historia, dependiendo de los recursos disponibles como materiales, normativas a utilizar, técnicas desarrolladas y consideraciones económicas. Los puentes modernos tienen la singularidad de elementos estructurales utilizados como cantiliver o de tirantes, colgantes, de arco de acero, de arco de hormigón, de arco de piedra. (Páez E.; Piñeros M. ; Buitrago J. , 2009)

La selección de un tipo de puente implica la consideración de una serie de factores. En general, estos factores están relacionados con la función, la economía, la seguridad, la experiencia en la construcción, el control del tráfico, las condiciones del suelo, la sismicidad y la estética. Es difícil preparar una lista de factores sin implicar un orden de prioridad, pero una lista es necesaria incluso si la prioridad cambia de puente a puente. (Trujillo J. , 2009)

Los componentes de un puente son subestructura o infraestructura y superestructura :

1. Calzada o tablero - Superestructura
2. Carga viva
3. Vigas – Superestructura
4. Placa de apoyo
5. Miembro secundario (Diafragma) – Superestructura
6. Losa del puente - Superestructura
7. Pedestales macizos de hormigón - Subestructura
8. Pilas o pilotes - Subestructura



Figura 1.2 Partes un puente .

Fuente: Fasiculo Puentes para Chile 2020 MOP_ Chile.

Tipos de puentes depende de las clasificaciones del material de construcción, longitud del tramo, forma estructural, tipos de tramos, características de la distribución de carga, uso, posición y tipo de tablero.

Para el diseño de losa, voladizo y viga del puente se consideran datos para el pre dimensionamiento basándonos en las Especificaciones AASHTO de puentes por el Método LRFD, como en la viga basarse en AASHTO 10.38.3.1, para la reducción de carga vida debido al número de carriles se usa sección ASSHTO 3.12.

Propiedades estructurales del hormigón

Resistencia a la Compresión Se deberán utilizar hormigones con resistencias de diseño mayores que 70 MPa si algún artículo específico así lo permite o si se realizan ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades. Según lo especificado en el Artículo 5.4.2.1 de la AASHTO.

Módulo de Elasticidad (E_c) Según el Artículo 5.4.2.4 de la AASHTO establece lo siguiente: Para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m³ se puede tomar como: $E_c = 0.043\gamma c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ Dónde γ es la densidad del hormigón en kg/m³ y f'_c es la resistencia especificada del hormigón en MPa.

Módulo de Rotura: Según el Artículo 5.4.2.6 de la AASHTO, el módulo de rotura, f_r , en MPa, se puede tomar como:

Tabla 1. Módulo de Rotura del Hormigón. Fuente: AASHTO 5.4.2.6.

Para hormigón de densidad normal	$0.63\sqrt{f'_c}$
Para hormigón de agregados livianos y arena	$0.52\sqrt{f'_c}$
Para hormigón de agregados de baja densidad	$0.45\sqrt{f'_c}$

Estudios Básicos de Ingeniería:

De un Conjunto de estudios se deben obtener los datos necesarios para la elaboración de los Anteproyectos y proyectos del puente. Los estudios que pueden ser necesarios dependiendo de la magnitud y complejidad de la obra son (Yanchatuña. V, 2014):

- Topográficos

Hacer levantamiento topográfico del sector donde se considera construir la nueva estructura.

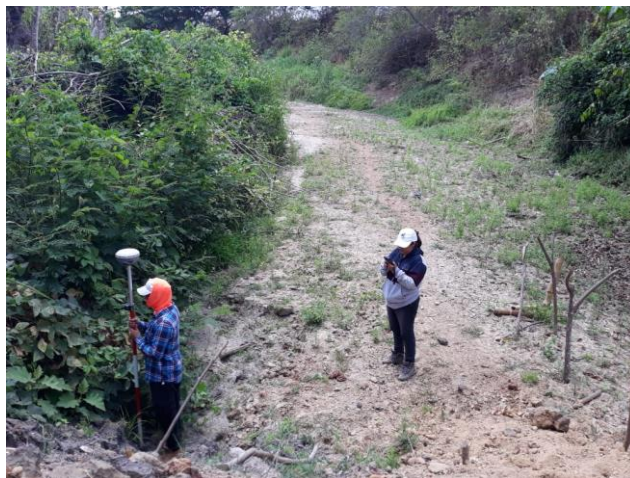


Figura 1.3 Estudios Topográficos

- Hidrológicos e Hidráulicos

Se determina el caudal de diseño parámetro que influye en abertura del puente y que tipo de socavación se dará.

La socavación es el producto de la acción erosiva del flujo de agua que descarga el material de lecho y de las bancas de un cauce, el cual es una causa común para que falle el puente. Las formas de socavación van a depender si existe o no movimiento de sedimentos que se presentan de las siguientes formas.



Figura 1.4 Entrevista sobre el cauce del rio en Guabito de Arriba

- Geológicos y Geotécnicos

Se realiza estudios de suelos donde se debe tener información como: Las características geológicas de la cuenca - Perfiles estratigráficos - Rocas existentes - Disponibilidad de materiales de construcción - Materiales del lecho del cauce.



Figura 1.5 Obtención de Muestra

- Riesgo Sísmico

Los estudios de riesgo sísmico tendrán como finalidad la determinación de espectros de diseño que definan las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación.

- Impacto Ambiental

Con la evaluación de impacto ambiental se la hace para determinar la afectación de la construcción a los elementos ambientales y como reducir las agresiones que se darán con el recinto, flora y fauna del lugar.

- Tráfico

El estudio de tráfico vehicular se trata de cuantificar, clasificar y conocer el volumen de los vehículos que se movilizan por la vía parámetro necesario para el diseño de pavimento agregando estudios de trazo y diseño vial de los accesos finalmente considerando el secado del material de base que se cree menos plasticidad y reducirá su impermeabilidad aumentando su resistencia para tener una carretera óptima. (MOP-001- F- 2002).

CAPÍTULO 2

1. METODOLOGÍA

1.1 ANÁLISIS DE ALTERNATIVA

En el presente estudio se propuso analizar las diferentes alternativas que pueden ser tomadas en cuenta para la construcción de la infraestructura. El estudio consideró factores de tiempo de construcción, económico y técnico fundamentados en las ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES por el MÉTODO LRFD.

Losas de hormigón y vigas metálicas

Ventajas de la construcción con acero convierten a este tipo de estructuras en una de las soluciones más adecuadas para puentes de caminos y carreteras, ya que implica los factores como la velocidad de construcción, facilidad de transporte, adaptabilidad a cambios de diseño, entre otros.

Losas y vigas de hormigón

El hormigonado se realiza in situ de los estribos, vigas y losa, por lo que lleva más tiempo de construcción, el excesivo peso de los elementos y volumen.

Por lo mencionado la mejor alternativa es un puente de vigas metálicas, losa y estribos de hormigón.

1.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Concreto

- En losa del tablero: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- En estribos y muros de contención: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero

- En barras de acero corrugadas: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Vigas metálicas prefabricadas: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Soldadura y pernos

- Soldadura por arco metálico protegido, electrodos E70: $F_u = 4920 \text{ kg/cm}^2$
- Conectores de corte ASTM A108: $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$, $F_u = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Características del suelo

- Resistencia admisible del terreno: 28T/m²

1.3 DATOS OBTENIDOS DEL ESTUDIO DE SUELOS

Para el contenido natural de humedad por la ASTM D 2216 el que indica el porcentaje de humedad en las muestras a diferentes profundidades. Peso específico ASTM D 854. Ensayo retenido de malla 200 se obtuvo por la norma ASTM C 117-95. Finalmente, la clasificación SUCS por el suelo que pasó la malla N° 200 fue mayor al 50%, se clasifica en "Suelos finos", para lo que se calculó límite líquido, límite plástico, índice plasticidad, con lo que se obtuvo las características del suelo a las diferentes profundidades de 1, 2.5, 3.5 y 4 m.

Tabla 2.1 Datos obtenidos del estudio de suelos.

Profundidad	1m	2.5m	3.5m	4m
Contenido natural de agua (%)	29.23	22.32	18.57	13.33
Peso específico (Gr/cm ³)	1.72	2.08	1.80	1.78
Retenido malla N°200 (%)	Material orgánico	82	81	73
Clasificación de suelo (S.U.C.S)	Material orgánico	CH: Arcillas de alta plasticidad	MH: Limos de alta plasticidad	ML: Limos de baja plasticidad

1.4 FILOSOFÍA DE DISEÑO

1.4.1 Diseño de Super estructura

El Puente tiene una longitud de 25 m y en sentido transversal mide 7.20 m con dos carriles de tránsito vehicular de 3.6 m de ancho cada uno.

El Tablero del puente es una losa maciza de 20cm de espesor sobre la cual va una capa de asfalto de 5cm. Se calculó para 4 vigas metálicas principales con una separación de 2.10 m, con peralte de viga 850 mm y patín de 550 mm, 2 diafragmas extremos y 3 diafragmas intermedios ubicados a los tercios de la longitud del puente.

1.4.1.1 Diseño de tramo 25 m de luz

El Peso del Tablero del Puente vale: $W T = 25 * 7.20 * 0.2 * 2.4 = 86.4$ T. Por otra

parte el peso de la carpeta asfáltica $W_{ca} = 25 * 7.20 * 0.05 * 2.3 = 20.7$ T. Se estima que el peso de la carpeta asfáltica, las personas y un eventual vehículo que pueden estar sobre el Puente, durante un sismo es de 40 T. Por lo tanto, el peso total de la superestructura es la sumatoria de $WT + 40T = 126.4$ T.

Peso de una viga metálica $W_{v1} = 383.708$ Kg/m como son 4 vigas el peso total $W_v = 1534.832$ Kg /m

Sobre carga HS – 20

Ancho de calzada 7.20 m

Luz efectiva 25m

Peso de concreto 2,400 Kg/m³

Peso de asfalto 2,300 Kg/m³

Solicitaciones por cargas permanentes

Según la ASSHTO para una viga simplemente apoyada con un tramo de luz L a cualquier distancia x del apoyo están dados :

$$M_x = \frac{w * x}{2} * (L - x) \quad ec. 2.1$$

$$V_x = w * \frac{L * 2x}{2} \quad ec. 2.2$$

Donde:

M_x : Momentos flectores

V_x = Fuerza cortante

w : Carga uniformemente distribuida

x : Distancia hacia el apoyo

L : Luz del puente

1.4.1.2 Predimensionamiento de viga metálica

La altura mínima de una viga se consideró de la tabla de la ASSHTO indicando el material de acero, tipo Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta y como un tramo simple. Donde L es la luz del puente.

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

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

Figura 2.1 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

Fuente: ASSHTO LRFD, 2002

La profundidad mínima es de 825 mm y la escogida para el diseño es de 854 mm.

Ancho de calzada

De la tabla 7.1 de la ASSHTO se escoge el ancho de una calzada típica para pasos elevados de autopistas.

Table 7.1 Typical Roadway Widths for Freeway Overpasses

Roadway	Width (ft)	Width (m)
Lane width	12	3.6
Right shoulder width		
Four lanes	10	3.0
Six and eight lanes	10	3.0
Left shoulder width		
Four lanes	4	1.2
Six and eight lanes	10	3.0

Figura 2.2. Anchos de calzada típicos para pasos elevados.

Fuente: A Policy on the Geometric Design of Highways and Streets, AASHTO (2004).

1.4.1.3 Diseño de Losa

1)Cargas y análisis estructural

Cargas Muertas:

Peso propio de losa = $0.20 \text{ m}^2 * 2400\text{Kg/m}^3$ DC=480 Kg/m

Carpeta asfáltica= $0.05*2300\text{Kg/m}^3=$ DW= 115Kg/m

2)Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

2.1) 3.6.1.1.1 Número de Carriles de Diseño

2.2) Donde se necesitó el factor de presencia múltiple obtenido de la siguiente tabla, para diseño se escogió un solo carril cargado el que nos dio como valor 1.20 m

Tabla 3.6.1.1.2-1 – Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Figura 2.3. Factor de presencia múltiple(m).

Fuente:ASSHTO LRFD, 2002

3) Momentos negativos

Tabla 4.6.2.1.3-1 – Fajas equivalentes

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: <ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ • Colado in situ con encofrados perdidos • Prefabricado, postesado 	Vuelo	$1140 + 0,833Y$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$

Figura 2.4. Fajas equivalentes.

Fuente:ASSHTO LRFD, 2002

Donde :

S:Longitud del tramos efectiva

3.1) Momento máximo (-)

$$M' = m * M / (-)M$$

Tabla 3.6.2.1-1 – Incremento por Carga Dinámica, *IM*

Componente	<i>IM</i>
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Figura 2.5. Incremento por carga dinámica.

Fuente: ASSHTO LRFD, 2002

3.2) Carga dinámica

Donde : $IM = 1 + 0.33 = 1.33$

M(-) LL+IM

3.3.) Momento último negativo (mayorado)

Criterios LRFD aplicables (Tabla 3.4.1-1)

Resistencia I:

$$\mu (-) = n[(1.25 \text{ ó } 0.9)DC + (1.50 \text{ ó } 0.65)DW + 1.75(LL + IM)]$$

con $n = n_D; n_R; n_I = 1$

Donde: n_D = Ductibilidad

n_R : Redundancia

n_I : Importancia

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	<i>DC</i> <i>DD</i> <i>DW</i> <i>EH</i> <i>EV</i> <i>ES</i> <i>EL</i>	<i>LL</i> <i>IM</i> <i>CE</i> <i>BR</i> <i>PL</i> <i>LS</i>	<i>WA</i>	<i>WS</i>	<i>WL</i>	<i>FR</i>	<i>TU</i> <i>CR</i> <i>SH</i>	<i>TG</i>	<i>SE</i>	Usar sólo uno por vez				
										<i>EQ</i>	<i>IC</i>	<i>CT</i>	<i>CV</i>	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo <i>EH, EV, ES, DW, DC</i>	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo <i>LL, IM y CE</i>	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Figura 2.6. Combinaciones de cargas y factores de carga.

Fuente: ASSHTO LRFD, 2002

4) Momento Positivo : $Mu(+)$

Seguir pasos 2 y 3

5) Cálculo de acero

5.1) Acero negativo (perpendicular al tráfico) Art. 5.12.3-1

Se escogió $Mu(-)$

Peralte efectivo $d = h - rec - \phi/2$

$$As = \frac{Mu(-)}{3400 * d} \quad ec. 2.3$$

$$As\phi = \frac{Mu}{\phi * fy(d - 0.5a)} \quad ec. 2.4$$

Donde :

As: Cuantía de acero

$As\phi$: Área de acero

a:1

d: peralte efectivo

Mu: Momento último

Separación: $\frac{As\phi}{As}$

La norma AASHTO LRFD 2010 indica los recubrimientos mínimos para la losa

Situation	Cover (in.)
Direct exposure to salt water	4.0
Cast against earth	3.0
Coastal	3.0
Exposure to deicing salts	2.5
Deck surfaces subject to tire stud or chain wear	2.5
Exterior other than above	2.0
Interior other than above	
• Up to No. 11 bar	1.5
• No. 14 and No. 18 bars	2.0
Bottom of cast-in-place slabs	
• Up to No. 11 bar	1.0
• No. 14 and No. 18 bars	2.0
Precast soffit form panels	0.8
Precast reinforced piles	
• Noncorrosive environments	2.0
• Corrosive environments	3.0
Precast prestressed piles	2.0
Cast-in-place piles	
• Noncorrosive environments	2.0
• Corrosive environments	
- General	3.0
- Protected	3.0
• Shells	2.0
• Auger-cast, tremie concrete, or slurry construction	3.0

Figura 2.7 Recubrimientos para armadura de la losa.

5.2) Verificar acero mínimo (As mín.) Art 5.7.3.3.2

Acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de 1.2Mcr y 1.33Mu:

• $1.2 M_{cr} = 1.2 * F_r * S$ ec. 2.5

Donde:

Fr: rotura = $F_r = 2.01\sqrt{f'c}$ $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$ ec. 2.6

S: sección = $S = \frac{b*h^2}{6}$ ec. 2.7

$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

• $1.33 * Mu(-)$

Satisfacer: $Mu > 1.2 M_{cr}$; Si no cumple rediseñar con el momento que no satisface.

5.3) Acero positivo (perpendicular al trafico)

Se escogió Mu (+)

Cálculos igual que en el ítem 5.1

5.4) Verificar acero mínimo (As mín.) Art 5.7.3.3.2

Igual que en el ítem 5.2

5.5) Acero por temperatura (As temp.)

$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)f_y}$ ec. 2.8 Art- 5.10.8-1

$0.233 \leq A_s \leq 1.27$ $\frac{mm^2}{mm}$ Art 5.10.8-2

Se escogió $\phi 14$ A $\phi 14$

- $S_{max} = 3*h$

- $S_{máx} = 45 \text{ cm}$; Se escogió la menor separación entre los dos $S_{máx}$

5.6) As de distribución

$\% = 3840 / \sqrt{S} \leq 67\%$ ec. 2.9 Art 9.7.3.2

Donde:

S= longitud de tramo efectiva

$A_s = A_{s+} * \%$

Se escogió $\phi 14$ A $\phi 14$

Separación=A / As

1.4.1.4 Diafragma exterior e interior

Diafragma exterior:

Según la ASSHTO artículo 4.6.2.2.2d asumir una sección de viga I a la que se calculó inercia (I), módulo de sección (S).

Momento peso propio de la viga: $M_{pp}=wL^2/8$ ec. 2.10

Se calculó el momento máximo por carga puntual: $M_{s/c} = P * L/4$ ec. 2.11

$M_{LL+I} = M_{s/c} * IM$ ec. 2.12

Donde:

IM: Incremento por carga dinámica =1.33

w: peso de viga

L : separación entre vigas

P: carga puntual de viga

Se verificó por RESISTENCIA I : M_t

$M_t=1,2 * M_{pp} + 1.75 * M_{LL+I}$ ec. 2.13

Para Acero A-36 se tiene:

$F_y= 2530 \text{ kg/cm}^2$

$f_s= 1265 \text{ kg/cm}^3$

$f_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de sección: $S = M_t / f_s \text{ cm}^3$ ec. 2.14

Es el requerido para la sección seleccionada de viga I

Si S_x de viga seleccionada es $>$ a S Cumple.

Diafragmas interiores:

Ubicadas a los tercios de la longitud de la viga, debido al peso propio de los diafragmas.

Por lo que se diseñaron dos diafragmas exteriores y 3 diafragmas interiores

1.4.1.5 Conectores de corte

El artículo 6.4.4 de la AASHTO recomienda el uso de conectores de corte ASTM

Diseño por fatiga

Usó un conector Tipo Stud de 3/4" de diametro y 4" de altura

$Q_r = \phi_{sc} Q_n$ ec. 2.15 Art. 6.10.10.4.1-1 AASHTO

Donde:

Q_r = Resistencia al corte factorada de un conector de corte.

Q_n = Resistencia al corte nominal de un conector de corte.

ϕ_{sc} = Factor de resistencia para conectores de corte, igual a 0.85

La resistencia al corte nominal de un conector de corte, debe tomarse como:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc}F_u \quad \text{ec. 2.16 Art. 6.10.10.4.3-1 AASHTO}$$

Donde:

A_{sc} = Área transversal de un conector de corte.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.

F_u = Resistencia a la tracción de un conector de corte.

Ahora se calculó la fuerza cortante que deberán resistir los pernos de corte:

Art 6.10.10.4.2-1 de las especificaciones de la AASHTO

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2} \quad \text{ec. 2.17}$$

Donde:

FP = Fuerza radial en la losa de concreto. Para tramos rectos es 0.

PP = Fuerza longitudinal total en la losa de concreto en el punto de máximo

Momento positivo

Debe tomarse como el menor valor entre:

$$P1P = 0.85f'_c b s t_s \quad \text{ec. 2.18}$$

$$P2P = A_s F_y \quad \text{ec. 2.19}$$

Donde:

P1P: Fuerza cortante al momento en que falla toda la sección de concreto

P2P: Fuerza cortante al momento en que toda la sección acero entra en fluencia

Se escogió el menor P.

$$n = \frac{P}{Q_r} * 2 \quad \text{ec. 2.20}$$

Donde:

n=número de conectores

P= fuerza cortante

Qr=

1.4.1.6 Diseño de rigidizadores

Comprobación que se necesita rigidizadores

$$\frac{D}{t_w} \leq 2.5 * \left(\frac{E}{F_{yw}} \right)^{0.5} \quad \text{ec. 2.21}$$

Asumimos un $D = 170 \text{ cm}$ y $t_w = 1,5 \text{ cm}$

Como D/t_w salió mayor si necesitó rigidizadores el diseño

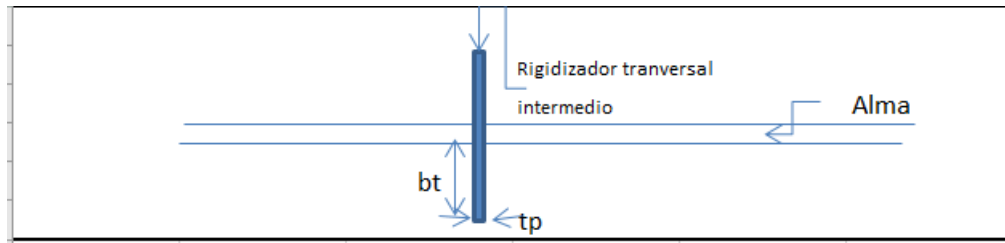


Figura 2.8 Detalle de medidas de rigidizador

Valores asumidos:

$bt = 26,5 \text{ cm}$

$tp = 1,8 \text{ cm}$

$bf = 55 \text{ cm}$

1.4.1.5 Apoyo elastomérico

Los apoyos soportarán la acción de compresión, rotación y corte combinados por Método de diseño AASHTO artículo 14.7.5. se elige método B.

Se eligió un apoyo constituido por 5 capas de elastómero de 1 cm cada una

Factor de forma: $S_i = \frac{L \cdot W}{2 \cdot h_{ri} \cdot (L + W)}$ ec 2.22 AASHTO 14.7.5.1-1

Donde:

L = Dimensión del apoyo perpendicular al eje de rotación considerado (paralelo al eje longitudinal del puente), como se muestra en la Ilustración 2.9

W = Dimensión del apoyo paralela al eje de rotación considerado.

h_{ri} = Espesor de la i -ésima capa de elastómero.

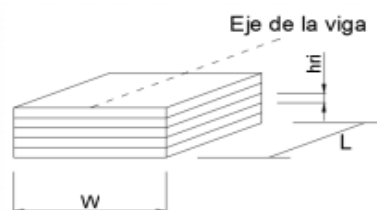


Figura 2.9 Detalle de medidas de apoyo.

1.4.2 Diseño de Cimentación

Para la elección de las características de los estribos y muros de ala de un puente de carretera se debe tomar en consideración:

- Los resultados de los estudios: hidráulicos e hidrológicos, suelos, topográficos, factibilidad y geotécnicos.
- Las características de los materiales a emplear para su construcción.
- La posibilidad de daños originados por la socavación y erosión es el motivo para que los estribos se separen hasta situarlos fuera de peligro.
- El estribo debe ubicarse en el sitio en donde la altura del terraplén de acceso necesite el empleo de un muro de ala elevado más ahorrativo que la continuación del terraplén.
- Generalmente se debe establecer simetría, o al menos una analogía razonable de dos accesos de la superestructura, por intelecto de aspecto general, siempre y cuando no lo impidan las condiciones locales particulares.
- Procedimiento de diseño de estribos y muros de ala de un puente de carretera.

1.4.2.1 Selección del tipo de estribo

Las condiciones del lugar dependen para la selección del tipo de estribo, la geometría de la superestructura y la estética, las consideraciones de costos.

La estabilidad del estribo se encuentra en función de la altura, a medida que el mismo incrementa su altura y su volumen.

Estribos a gravedad son macizos, utilizan su propio peso para resistir las fuerzas laterales debido al empuje del terreno y otras cargas. No necesitan refuerzo, no admiten tracciones en cualquier sección del estribo además son adecuados cuando el terreno es de buena capacidad.

Se recomienda emplear en alturas no mayores a 5m puesto que a mayor altura se debe aumentar el volumen para dar estabilidad por lo que se vuelve costoso.

Estribos con contrafuertes se recomienda emplear cuando las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes son elevados ya que los contrafuertes crean rigidez reduciendo de manera considerada dichos esfuerzos y el volumen del cuerpo del estribo.

Estribos en voladizo se emplea en alturas no mayores a 10m, porque de la misma manera que en el caso del estribo a gravedad al incrementarse la altura se debe aumentar el volumen para generar estabilidad. 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.

1.4.2.2 Selección de las dimensiones Pre-diseño del Estribo

En la figura 2.10 vemos un esquema con las dimensiones frecuentes para estribos de voladizo. Para estribos de contrafuerte usaremos las dimensiones de estribos en voladizo con una separación de contrafuertes de $H/2$ a $2H/3$.

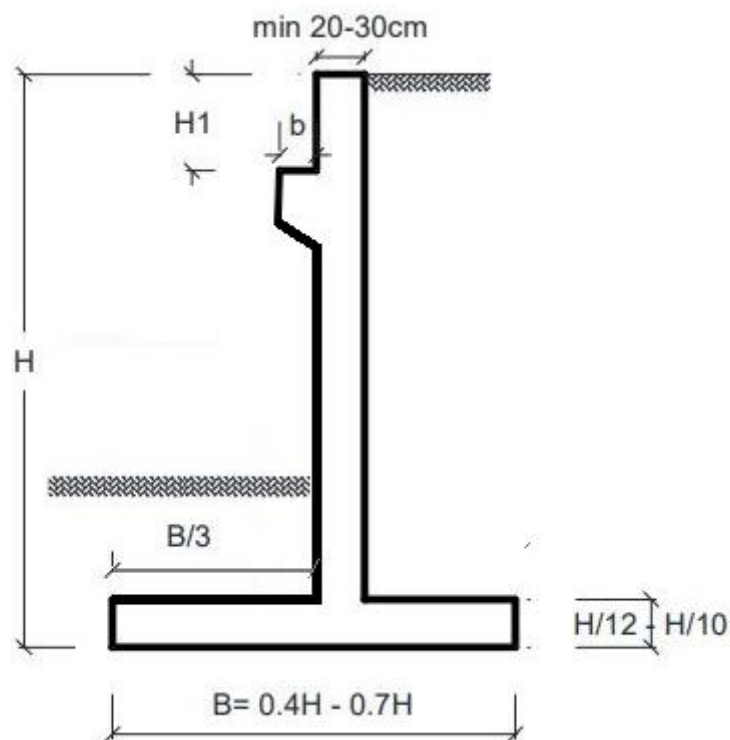


Figura 2.10 Pre-dimensionamiento del estribo.

Dónde:

H = Altura total del Estribo.

b = Ancho total de la superficie de asiento del estribo:

$b = N + \text{ancho junta dilatación} + 10 \text{ cm.}$

$b = \text{aparato de apoyo} + \text{ancho junta dilatación} + 10 \text{ cm.}$

N = Ancho mínimo según restricciones sísmicas del lugar.

D = Altura del dedo,

H_1 = Altura del cabezal,

H_1 = Altura superestructura (losa + viga) + aparatos de apoyo.

B = Ancho de la zapata.

El ancho total de la superficie de asiento del estribo "b" debe ser lo suficientemente grande para la colocación de los aparatos de apoyos.

1.4.2.3 Verificación de las dimensiones según sus etapas constructivas

Luego de seleccionar las dimensiones del estribo se debe comprobar en las etapas constructivas a través de la estabilidad del estribo frente al volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga.

Etapas constructivas de análisis del pre-diseño:

Etapas constructivas de análisis del pre-diseño:
Etapa 1: estribo construido, con sobrecarga viva la presión del suelo de relleno de los accesos y bajo la acción de su peso propio;

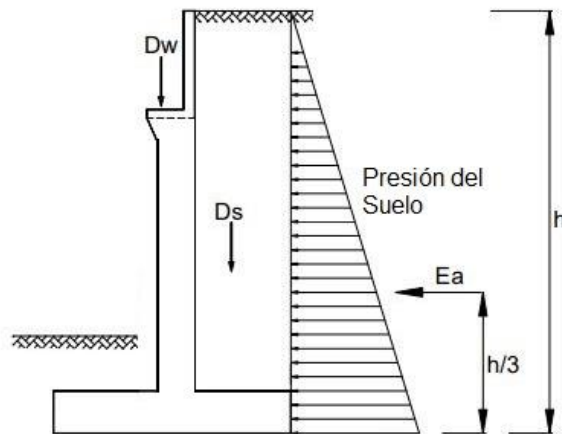


Figura 2.11 Estribo Etapa 1

Etapas constructivas de análisis del pre-diseño:
Etapa 2: estribo construido, presión del relleno de los accesos con sobrecarga, fuerza sísmica y bajo la acción de su peso propio;

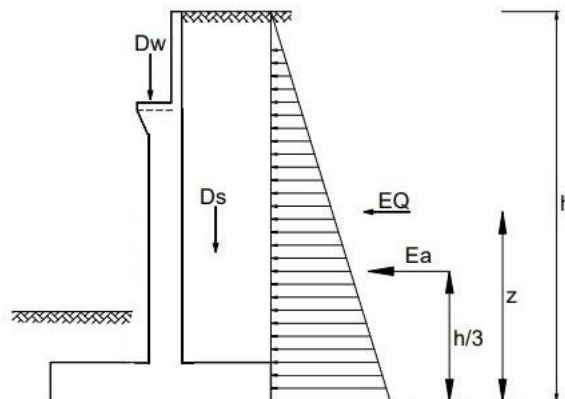


Figura 2.12 Estribo Etapa 2

Etapa 3: accesos, estribo y superestructura construidos = etapa 1 + peso propio de la superestructura;

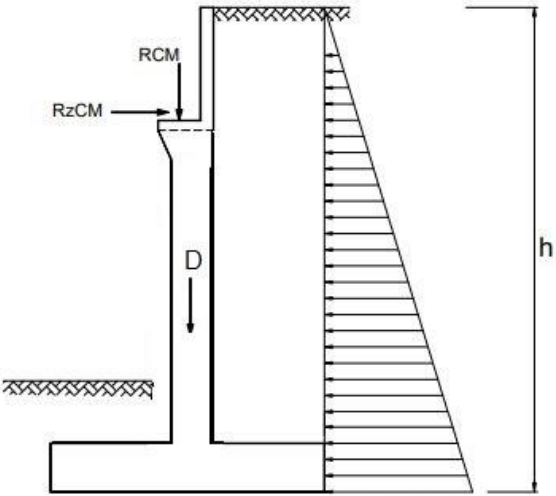


Figura 2.13 Estribo Etapa 3

Etapa 4: bajo la acción sísmica puente vacío = etapa 3 + sismo;

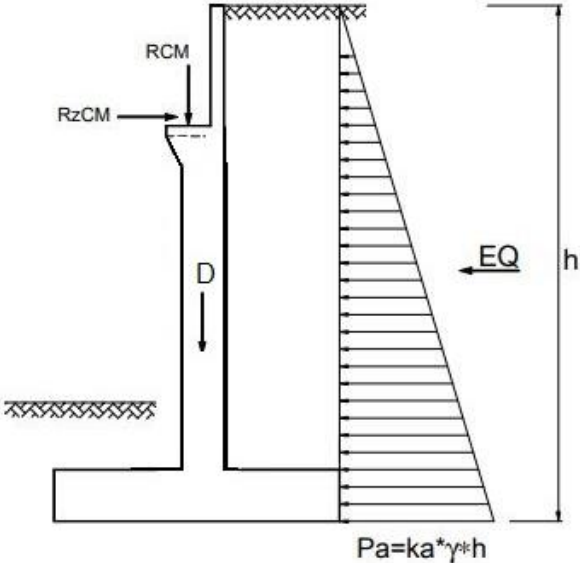


Figura 2.14 Estribo Etapa 3

Etapa 5: puente en servicio (carga viva + puente vacío) = etapa 3 + carga viva vehicular

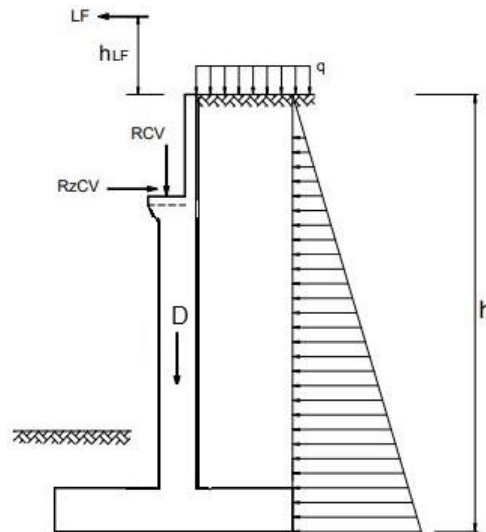


Figura 2.15 Estribo Etapa 5

Mediante el siguiente procedimiento se desarrolla el análisis de estabilidad del cuerpo del estribo:

1.4.2.4 Revisión al volcamiento

- Resolución de las cargas que actúan sobre los estribos, magnitud, dirección, punto de aplicación y sentido.
- Los momentos de volcamiento son aquellos que tienden a volcar el estribo hacia delante, en cuanto a los momentos resistentes contrarrestan el efecto de volcamiento. Los Cálculo de los momentos de volcamiento y resistentes en torno de un punto adoptado del estribo sobre el cual se calculan los mismos.
- Cálculo del factor de seguridad al volcamiento FSv ; se obtiene dividiendo la sumatoria de los momentos de volcamiento $\sum Mv$, entre la sumatoria de los momentos resistentes $\sum Mr$, el factor de seguridad al volcamiento debe ser mayor o igual a 1,5 para suelos granulares y mayor o igual a 2,0 para suelos cohesivos.

$$FSv = \frac{\sum Mr}{\sum Mv} \geq 1.5 \text{ ó } 2.0 \quad \text{ec.(2.23)}$$

1.4.2.5 Revisión al deslizamiento

- La Determinación de las cargas que actúan sobre el punto de aplicación, dirección, estribos, sentido y magnitud.
- Cálculo de los resistentes actuantes sobre el estribo y las fuerzas de deslizamiento. Las fuerzas de deslizamiento, tienden a desplazar el estribo hacia delante, en tanto que las fuerzas resistentes contrarrestan el efecto de desplazamiento.
- El factor de seguridad al deslizamiento FSd se obtiene dividiendo la sumatoria de las cargas que lo provocan $\sum Fd$ entre la sumatoria de las cargas que se oponen al deslizamiento $\sum Fr$. Para se considere que no desliza, el factor de seguridad al deslizamiento debe ser mayor o igual a 1,5 para suelos granulares y mayor o igual a 2,0 para suelos cohesivos.

$$FSd = \frac{\sum Fr}{\sum Fd} \geq 1.5 \text{ ó } 2.0 \quad \text{ec.(2.24)}$$

1.4.2.6 Revisión de las presiones aceptables sobre el suelo de fundación

Procedemos a comparar la capacidad de carga admisible con los valores generados en el material de cimentación. Las presiones admisibles qa bajo cargas de servicio están basadas generalmente en un factor de seguridad FS comprendidos entre 2,5 y 3,0 respecto a la capacidad de la carga máxima neta qd , de tal manera que:

$$qa = \frac{qd}{FS} \quad \text{ec.(2.24)}$$

Repartición de la presión de apoyo del suelo:

- La representación en que las cargas de los estribos se transmiten a la cimentación.
- El grado de rigidez.

Se examina que la presión de apoyo del suelo está uniformemente distribuida si la carga proviene del estribo, esta aplicada en el centro de la base del cimiento. Si la carga no está aplicada simétricamente, la distribución de la presión del suelo varía y se tiene uno de los dos casos mostrados en la figura 2.16.

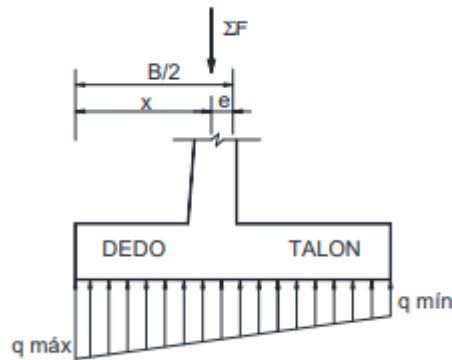


Figura 2.16 Distribución de presiones en el suelo de cimentación

$$q_{1,2} = \frac{Pe}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad \text{ec. (2.25)}$$

Se emplea la presión q_3 cuando uno de los esfuerzos $q_{1,2}$ son negativos cuando el suelo se encuentra en tracción y esto en la realidad no sucede resultando que el muro está sobredimensionado.

$$q_3 = \frac{2*Pe}{3*L*x} \quad \text{ec. (2.26)}$$

1.4.3 Diseño: Combinación de cargas y Cargas de Diseño

Estribos de Hormigón Armado con pantalla maciza en voladizo, se deben diseñar los siguientes elementos: la viga de asiento, la pantalla, el cabezal, topes antisísmicos y la cimentación.

Se establece el diseño de la pantalla y del cabezal, la más crítica a distintos niveles de profundidad de la pantalla y la armadura de refuerzo, en todo caso el diseño de estos elementos se realiza para la solicitud de cargas horizontales; para el diseño de la zapata de cimentación teniendo ventaja en el cambio las cargas verticales. La viga debe soportar la carga vertical proveniente de la superestructura y en los topes antisísmicos, están conveniente dimensionados para resistir la sollicitación sísmica proveniente de la superestructura en el sentido transversal.

Según sea el caso, superficial o profunda y sus respectivos componentes finalmente se diseña la cimentación; Con una cimentación superficial únicamente existe zapatas, en cuanto a una cimentación profunda pueden hallarse varios elementos, como por ejemplo: cajones de cimentación, zapata, pilotes, tubos etc.

Se aplica varias combinaciones de carga según los estados límite

- Combinación de resistencia I.- Combina las de cargas que constituye el uso vehicular normal del puente, sin la acción del viento.
- Combinación de resistencia II.- Combina las cargas que constituye el uso del puente por parte de vehículos de diseño, sin cargas de viento, vehículos de circulación restringida.
- Combinación de resistencia III.- Combina las cargas que presenta el puente expuesto a velocidades de viento superiores a 90 km/h.
- Combinación de resistencia IV.- Combina las cargas que presenta las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- Combinación de resistencia V.- Combina las cargas que presenta el uso del puente a vehículos normales con exposiciones de viento con velocidad de 90 km/h.
- Combinación de evento extremo I.- Combina las cargas que contiene sismos.
- Combinación de evento extremo II.- Combina las cargas que incluye colisión de embarcaciones y vehículos, carga de hielo y sucesos hidráulicos con sobrecarga diferente a la carga de colisión de vehículo.
- Combinación de servicio I.- Combina las cargas que presenta el puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.
- Combinación de servicio II.- Combinación de cargas que controlan la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de deslizamiento crítico.
- Combinación de servicio III.- Combina las cargas a tracción en superestructuras de hormigón pretensado, controlando las fisuras.
- Combinación de servicio IV.- Combina las cargas a tracción en subestructuras de hormigón pretensado, controlando las fisuras.
- Combinación de fatiga.- Combina las cargas de fatiga y fractura con la sobrecarga gravitatoria vehicular y los resultados dinámicos bajo un camión de diseño.

1.4.3.1 Coeficiente o Factor de Resistencia

Es el Factor que toma en cuenta la inestabilidad de las propiedades de los materiales, la calidad de los obreros junto con la incertidumbre en el pronóstico de la resistencia y las dimensiones estructurales, también relaciona las características estadísticas de las cargas por medio de calibración.

Los factores de reducción de la resistencia ϕ son multiplicadores que se emplean en la resistencia nominal de cada componente. Variando según el elemento considerado y el material utilizado.

Tabla 2.2 Combinaciones y Factores de Carga

		Factores de Carga γ					
Tipo		DC		DW	EV	LL+IM	LS
carga		DC	PDC	PDW	EV	P(LL+IM)	LSv
ESTADOS DE CARGA	Resistencia Ia	0,9	0,9	0,65	1	0	1,75
	Resistencia Ib	1,25	1,25	1,5	1,35	1,75	1,75
	Resistencia IIIa	0,9	0,9	0,65	1	0	1,75
	Resistencia IIIb	1,25	1,25	1,5	1,35	0	1,75
	Resistencia Va	0,9	0,9	0,65	1	0	1,75
	Resistencia Vb	1,25	1,25	1,5	1,35	1,35	1,75
	Evento extremo Ia	0,9	0,9	0,65	1	0	0
	Evento extremo Ib	1,25	1,25	1,5	1,35	0,5	0,5
	Servicio I	1	1	1	1	1	1

1.4.3.2 Verificación de la resistencia a corte y flexión de los elementos que componen el estribo

Luego de evidenciar la estabilidad al volcamiento, presiones de contacto, deslizamiento, estando conformes con ellas. Se debe comprobar que los esfuerzos de corte y de flexión en las secciones críticas de los elementos del estribo no sean superiores a los máximos establecidos por las normas. La resistencia de diseño proporcionada por un miembro o de la sección transversal en términos de carga, momento, cortante o tensión es la resistencia nominal calculada de acuerdo con los supuestos del método y requisitos, multiplicado por un factor de reducción de fuerza.

Factores de reducción de resistencia

Corte 0,85

Carga en concreto	0,70
Flexión	0,90
Compresión axial con Espirales	0,75
Zuncho	0,70

1.4.3.3 Verificación de los esfuerzos de corte

Resistencia al corte de las secciones transversales basada en:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.27)$$

Dónde:

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada,

V_n = Resistencia nominal al corte,

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.28)$$

Dónde:

V_c = Resistencia al corte proporcionado por el concreto,

V_s = Resistencia al corte proporcionado por el acero de refuerzo.

La resistencia al corte se considera que la aporta solo el concreto, en los muros de contención no se practica colar acero de refuerzo por corte, $V_s = 0$.

El código ACI 318, muestra que la resistencia al cortante para elementos sujetos únicamente a flexión y cortante puede calcularse con la ecuación.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (2.29)$$

Dónde:

b = Ancho del alma de la sección, en cm, en nuestro caso como se analizan los muros en fajas de 1m de ancho, $b = 100$ cm,

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto en Kg/cm²,

d = Altura útil medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión, en cm.

1.4.3.4 Verificación de los esfuerzos de flexión

Resistencia a flexión de las secciones transversales debe estar basada en:

$$M_u M_n \leq \varphi \quad (2.30)$$

Dónde:

φ = Factor de reducción de resistencia.

M_u = Momento flector último en la sección considerada,

M_n = Momento nominal resistente,

El porcentaje de refuerzo en tensión en elementos sujetos a flexión de la armadura en tracción p_{max} , no debe exceder del 0,75 de la cuantía de armadura balanceada p_b que causa la condición de deformación balanceada en secciones sujetas a flexión sin carga axial. Para lograr secciones menos frágiles en zonas sísmicas p_{max} no debe exceder de 0,50 de p_b . La cantidad máxima de refuerzo en tensión de elementos sujetos a flexión está limitada con el fin de asegurar un nivel de comportamiento dúctil.

$$A_s = \rho * b * d \quad (2.31)$$

Dónde:

b = Ancho de la sección en compresión en cm, y

A_s = Cantidad de acero a flexión en cm²,

ρ = Cuantía de armadura,

d = Altura útil medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión, en cm.

En una sección considerada la altura útil segura requerida, en zonas sísmicas:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189 * \varphi * f_c * b}} \quad (2.32)$$

En una sección considerada la altura útil efectiva requerida, en zonas no sísmicas:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.263 * \varphi * f_c * b}} \quad (2.33)$$

Dónde:

b = Ancho de la sección en compresión en cm,

M_u = Momento flector último en la sección considerada en Kg,

f_c = Esfuerzo máximo de compresión en el concreto en kg/cm².

φ = Factor de reducción de resistencia,

1.4.5 Muros de ala

El diseño de los muros de ala tiene un esquema similar al de los estribos, se eligen las dimensiones generales a través de un prediseño y luego se procede al diseño propiamente dicho:

1.4.5.1 Selección del tipo de muro de ala

Es similar a lo establecido anteriormente para los estribos, la selección del tipo de muro de ala.

1.4.5.2 Selección de las dimensiones

Se muestra en la figuras un esquema con las dimensiones frecuentes para muro de ala a gravedad y voladizo respectivamente. Pueden emplearse para muros de ala con contrafuertes las dimensiones de muro de ala en voladizo con una separación de contrafuertes de $H/2$ a $2H/3$.

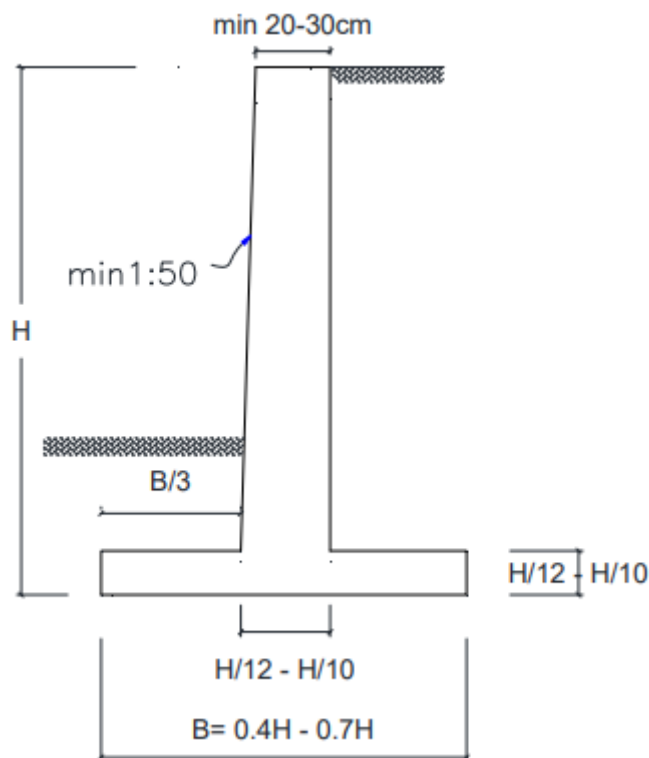


Figura 2.17 Muro de Ala en voladizo Pre-dimensionamiento (AASHTO, 2002)

Dónde: H = Altura total del muro de ala,

D = Altura del dedal,

B = Ancho de la zapata.

1.4.5.3 Verificación de las dimensiones según sus etapas constructivas

Se considera la verificación de las dimensiones para las etapas constructivas 1 y 2 de lo antes mencionado para el estribo, a través de la estabilidad del Muro de ala frente al deslizamiento, volcamiento, esfuerzos de la capacidad de carga.

Diseño: Combinación de cargas críticas

Es similar el diseño de un muro de ala al diseño del estribo, considerando lo establecido para el diseño del estribo antes mencionado.

CAPÍTULO 3

RESULTADOS Y ANÁLISIS

DIMENSIONES DE LOSA

Número de carriles de diseño

En la ASSHTO 2002 el artículo 3.6.1.1.1. indica que el ancho de los carriles de diseño debe tomarse 3.60m. Para el diseño del puente se tomaron dos carriles.

Ancho calzada = 7.20 m

El espesor mínimo de la losa de acuerdo al artículo 9.7.1.1 debe tener $t_{\min} = 17.5$ cm para fines de un dimensionamiento se lo dejó:

(e) espesor losa = 0,20 m

El espesor de la viga de acero sea como mínimo $0.033L$ de acuerdo a las ASSHTO Artículo 2.5.2.6.3-1

$H = 825$ mm

Para el dimensionamiento de la viga se escogió $h = 854$ mm

Desarrollo del diseño por factor de carga en VIGA

Estado límite de resistencia será tomado en cuenta para asegurar la Resistencia y estabilidad. Ambas, local y global son dadas para resistir las combinaciones especificadas de carga que se espera que un Puente experimente durante su vida de diseño.

Ventajas

1. Cuenta la variabilidad tanto en resistencia como en carga.
2. Logra niveles de seguridad bastante uniformes para diferentes estados límite y tipos de puentes sin involucrar la probabilidad o el análisis estadístico.
3. Proporciona un método de diseño racional y consistente.

Resistencia : Grupo I = $\gamma (\beta_D D + \beta_L (L + I))$ ec 3.1

Donde:

Por factor de carga $\gamma = 1,3$

Para miembros a flexión y tensión $\beta_D = 1$

Carga viva e impacto. βL

Verificaciones de Viga

Tabla 3.1 Propiedades de la sección de la viga

	Viga I	cantidad	Unidad
	d	854	mm
	b=bf	550	mm
	t=tf	30	mm
	tw	20	mm
	Fy	350	MPA
	Sx	15077,9953	cm ³
	Zx	9702,68	cm ³
	ry	130,497312	mm
	Peso de Viga	383,708	Kg/m

Criterio de pandeo local – ALA AASHTO 10.48.1.1(a)

b/t: ec 3.1 18,33333333

343,87/SQRT(Fy): ec 3.2 18,38062465

Criterio:

b/t ≤ 343,87/SQRT(Fy)

Cumple

Criterio de pandeo local – ALMA AASHTO 10.48.1.1(b)

D/tw: ec 3.3 39,7

1608,9/SQRT(Fy): ec 3.4 85,99932242

Criterio:

D/tw ≤ 343,87/SQRT(Fy)

Cumple

Criterio de arriostamiento local para ala en compresión AASHTO 10.48.1.1(c)

Lb longitud no arriestrada (Losa compuesta) 0

Tabla 3.2 Verificación de momento y cortante de la viga:

Verificación de la capacidad de momento de la viga:	Desde que:	Muviga:	339,5938	T-m
	Es menor que:	Mu:	317,5	T-m
	Viga es adecuada			

Verificar el cortante en el centro de la viga:	K:		5	
	Vp:		322,36	Ton
	Coeficiente de pandeo de alma		1	
	Vu:		322,36	Ton
	Desde que:		322,36	Ton
	es mayor que Vu en el centro:		0	Ton
	Viga es adecuada			
Verificar el cortante en el apoyo de la viga:	Vu:		322,36	Ton
	Vu apoyo:		67,91	Ton
	Viga es adecuada			

Donde:

$$M_{viga} = F_y \cdot Z_x \quad \text{ec 3.5}$$

$$V_u \text{ centro} = 0.58 \cdot F_y \cdot D \cdot t_w \quad \text{ec 3.6}$$

Vu apoyo valor de la ecuación ec 3.7

Según la ASSHTO el factor de presencia múltiple Se le agrega a la sobrecarga, su valor depende del número de carriles cargados a considerar durante el análisis. Para el diseño se escogió número de vías cargadas.

$$M = 1.20$$

Factores de carga y combinaciones de carga

Para estado límite de resistencia que son combinaciones de cargas básicas usadas en la sollicitación mayorada de momentos negativos y positivos.

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad \text{ec 3.8}$$

Donde:

η_i = modificador de las cargas especificado en el Artículo

1.3.2

Q_i = sollicitaciones de las cargas aquí especificadas

γ_i = factores de carga especificados en las Tablas Tabla 3.4.1-1 y 3.4.1-2

γ (resistencia I) para Momentos Negativos y positivos

Losa = 1,25

Carpeta asfáltica = 1,5

Carga viva= 1,75

MOMENTO NEGATIVO Y POSITIVO

Utilizando el programa SAP 2000 se obtuvo el diagrama de momento

M -2,83 T m

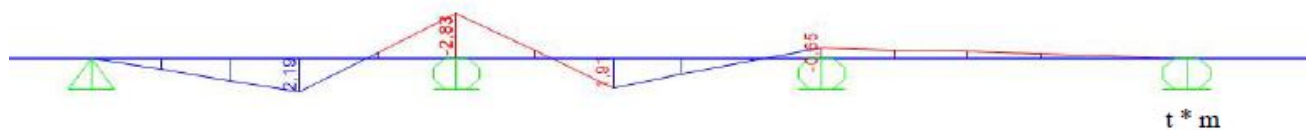


Figura 3.1 Diagrama de momento negativo

Momentos últimos (Tabla 3.4.1-1 y 3.4.1-2)

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_u = n[(1.25 \text{ ó } 0.9)MDC + (1.50 \text{ ó } 0.65)MDW + 1.75M(LL+IM)]$$

$$M_u(-) = -4,91 \text{ T m}$$

$$M_u(+) = 4,51 \text{ T m}$$

Conectores de corte

Las especificaciones de la ASSHTO artículo 6.10.10.4.1-1 indican que se debe guardar relación entre la acción compuesta de la viga de acero y la losa de concreto, en la viga se deben colocar pernos de corte soldados en el ala superior.

El artículo 6.4.4 de la AASHTO recomienda el uso de conectores de corte ASTM A108 con resistencias mínimas a la fluencia y a la tracción de 50 ksi y 60 ksi, respectivamente.

Se utilizó para el diseño la resistencia de un perno de 3/4".

Por lo que el diseño contará con $n = 340$ conectores de corte en 25 m de longitud.

Se colocarían 2 conectores de 3/4" cada 15 cm.

Apoyo elastomérico

Se diseñaron estos apoyos con el método B del artículo 14.7.5 de las especificaciones ASSHTO. Donde se utilizan estos apoyos conformados por láminas de acero de refuerzo y elastómeros unidos en capas siendo todas del mismo espesor.

Para lo cual se eligió un apoyo de dureza 60, de L=30 cm, W=25 cm, con un espesor de apoyo de 56 mm el cual está conformado por: 5 capas de elastómero de neopreno de 10 mm y 4 planchas de refuerzo de 1.5 mm G50.

Estado limite de servicio cumplir:

$$\sigma_s \leq 1.25 G S_i \quad \text{ec 3.9}$$
$$85,23 \leq 89,9 \quad \text{Ok}$$

Rigidizadores

En el diseño de las vigas longitudinales se necesita saber si va a requerir de rigidizadores transversales para comprobarlo mediante el artículo 12.7.2.6 de la ASSHTO, dado para nuestro diseño un área de placa rigidizadora de ancho 26,5 cm, largo de 99,4 cm y un espesor de 1,8 cm.

Los rigidizadores transversales intermedios requeridos para llevar las fuerzas impuestas por la acción del campo de tensión del alma debe satisfacer lo siguiente:

- $A_s \geq \{0.15 * B * D / t_w (1 - C) (V_u / (\phi V_n)) - 18\} * F_{yw} * t_w^2 / F_{cr} \quad \text{ec 3.10}$

$$2915 \geq -86,75 \quad \text{Ok}$$

- $F_{cr} = 0.31 * E / (b t / t_p)^2 \leq F_{ys} \quad \text{ec 3.11}$

$$2916,16 \leq 3515 \quad \text{Ok}$$

Donde :

ϕ_v = Factor de resistencia para cortante especificado en el LRFD

A_s = área de rigidizador; área total de ambos rigidizadores por pares en mm.

$B = 1.0$ para parejas de rigidizadores =

1.8 para rigidizadores de angulo unico

2.4 para rigidizadores de platina unica

C = proporción de la resistencia al corte de la comba para el esfuerzo de fluencia del corte

F_{ys} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del rigidizador

V_n = resistencia nominal al corte determinado para almas no rigidizadas y rigidizadas respectivamente.

Vigas de diafragmas

Se diseñaron para mejorar la carga transversal según el Artículo 4.4. de la ASSHTO y mediante el artículo 5.13.2 de los diafragmas horizontales tipo viga. Se cuenta con una sección de viga 540 mm *235,5 Kg/m y ala de 500 mm.

Para el estado límite de resistencia I : M_t

$$M_t = 1,25 * M_{pp} + 1,75 * M_{LL+I} \quad \text{ec 3.12}$$

Donde :

M_t : Momento mayorado

M_{pp} : Momento peso propio

M_{LL+I} : Momento máximo por carga puntual

$$M_t = 9000,65 \text{ Kg-m}$$

DIMENSIONES DEL ESTRIBO

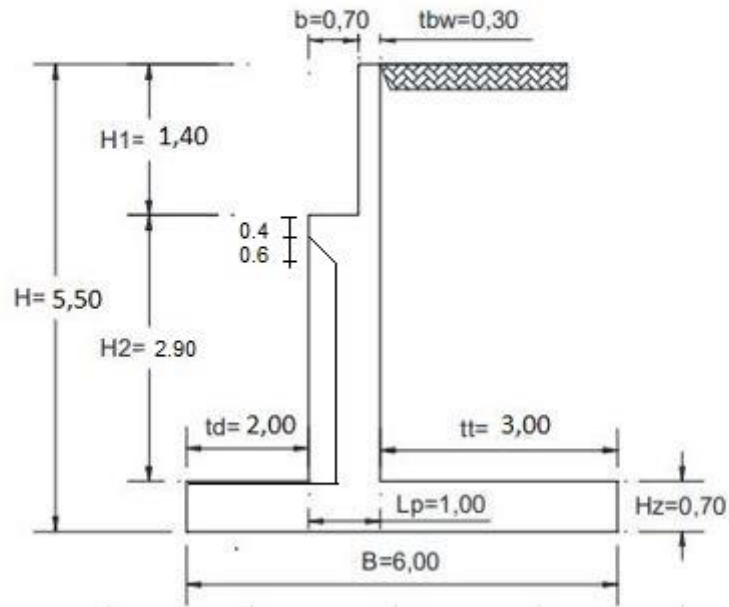


Figura 3.3 Dimensiones del Estribo

Tabla 3.4 Dimensiones del Estribo

Altura del Estribo H:	6,00	m
Altura del cabezal H1:	1,40	m
Espesor del cabezal tbw:	0,30	m
Longitud mínima de asiento N:	0,40	m
Desplazamiento mínimo por temperatura j:	0,10	m
Ancho superficie de asiento b:	0,70	m
Arranque de la pantalla (empotramiento) Lp:	0,50	m
Altura de la pantalla H2:	3,30	m
Altura de la zapata Hz:	0,70	m
Ancho del dedo td:	2,50	m
Ancho del talón tt:	3,00	m

Ancho total de la zapata B:	6,00	m
Ancho de diseño b':	1,00	m
Altura de cimentación Df:	1,25	m

Propiedades del Estribo

Norma de Diseño AASHTO 2002

Resistencia Hormigón 28 días f'c = 140 kg/cm² Replanteo

Resistencia Hormigón 28 días f'c = 240 kg/cm² Subestructura

Acero de Refuerzo fy = 4200 kg/cm²

Recubrimiento Mínimo = 0.075m

Estribo con Puente

Cargas Verticales

Se considera un ancho de 1 metro de longitud de estribo

Cargas DC

Tabla 3.5 Peso propio del estribo de concreto armado

	Dimensiones del estribo			γ material t/m ³	Peso t/ml	BPx m	Momento t*m/ml
	altura	ancho	espesor				
	m	m	m				
pa	0,4	1	1	2,08	0,832	3,5	2,912
pb	1,4	1	0,3	2,16	0,9072	3,35	3,03912
pc	3,5	1	0,5	2,16	3,78	2,75	10,395
pd	0,6	1	0,5	2,16	0,648	0,25	0,162
pe	0,7	1	6	2,16	9,072	3	27,216
				Peso	15,2392	Me	43,72412

DC = 15.23292 ton/m

$$XA = \frac{\sum Mx}{DC} \quad \text{ec. (3.34)}$$

$$XA = 2,86 \text{ m}$$

$$YA = \frac{\sum Mx}{DC} \quad \text{ec. (3.35)}$$

$$YA = 1,56 \text{ m}$$

Cargas DW

Peso Asfalto en superestructura

$$Pdw = 12 \text{ ton/m}$$

$$Xa = 2,35 \text{ m}$$

Cargas LS

Sobrecarga por carga viva del terreno

La altura es equivalente al suelo por S/C (norma Tabla 3.11.6.4-1)

En nuestro caso las cargas vehiculares se agrega un $H=6\text{m}$ y un $h'=0.6\text{m}$.

Terreno extendido del talón del estribo en 3 m.

$$LSy = H * h' * \gamma_1 \quad \text{ec. (3.36)}$$

$$LSy = 3,744 \text{ ton/m}$$

$$Xa = 4,5 \text{ m}$$

Cargas EV

Cargas del terreno

Tabla 2.6 Peso del terreno

	Dimensiones del estribo			γ material	Peso	BP	Momento	BP _y	Momento
	altura	ancho	espesor						
	m	m	m	t/m ³	t/ml	m	t*m/ml	m	
pa	5,30	1	3,00	2,08	33,072	4,5	148,824	3,35	110,7912

$$EV = 33,072 \text{ ton/m}$$

$$Xa = 4,5 \text{ m}$$

Cargas DW

Cargas del asfalto en la superestructura

$$Pdw = 1,8 \text{ ton/m}$$

$$Xa = 2,35 \text{ m}$$

Cargas LL+IM

Carga viva e impacto desde la superestructura

$$P(LL+IM) = 9,9494 \text{ ton/m}$$

$$Xa = 2,35 \text{ m}$$

$$\gamma_1 = 2,08 \text{ ton/m}^3$$

Tabla 3.7 Cargas Verticales

Resumen de Cargas Verticales				
Carga	Tipo	V(ton/m)	Xa(m)	Mv(Ton*m/m)
DC	DC	15,2392	2,86918736	43,72412
PDC	DC	12	2,35	28,2
PDW	DW	1,8	2,35	4,23
EV	EV	33,072	4,5	148,824
PLL	LL+IM	9,9494	2,35	23,38109
LSy	LS	3,744	4,5	16,848
Total		75,8046		265,20721

Cargas Horizontales

Calculo del coeficiente de empuje activo (Ka)

$$Ka = \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ ec. (3.37)}$$

Donde:

$\varphi = 30^\circ$ Angulo de fricción interna del suelo de relleno (ver numeral)

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.32$$

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva (LSx):

$$p'' = K_a * h' * \gamma_1 \quad \text{ec. (3.38)}$$

$$p'' = 0.32 * 0.6 * 2.08$$

$$p'' = 0,3998 \text{ ton/m}^2$$

$$Y_a = 3 \text{ m}$$

Cargas EH

Presión lateral del terreno

$$p = K_a * H * \gamma_1 \quad \text{ec. (3.39)}$$

$$p = 0.32 * 6 * 2.08 =$$

$$p = 3,99 \text{ ton/m}^2$$

$$p = K_a * H * \gamma_1$$

$$EH = \frac{1}{2} * H * p \quad \text{ec.(3.40)}$$

$$EH = 11,98 \text{ ton/m}$$

$$Y_a = 2 \text{ m}$$

Cargas EQ

Efecto Combinado de PAE Y PIR

$$K_{as} = \frac{\cos 2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos 2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad \text{ec. (3.40) 11.6.5.3-2}$$

$$\Theta = 4,22^\circ$$

$$K_{as} = 0,38$$

Presión Estática del terreno

$$PAE = \frac{1}{2} * K_{as} * \gamma_t * H^2 \quad \text{ec. (3.41)}$$

$$PAE = \frac{1}{2} * 0,38 * 2,08 * 6^2 =$$

$$PAE = 14,2272 \text{ ton/m}$$

Acción sísmica

$$EQ = PAE - EH \quad \text{ec. (3.42)}$$

$$EQ = 14,22 - 11,98 =$$

$$EQ = 2,24 \text{ ton/m}$$

$$Y_a = 3 \text{ m}$$

Fuerza inercia del estribo

$W_w + W_s$ = peso del estribo + terreno (Ver tabla 3.5)

$$PIR = K_h * (W_w + W_s) \quad \text{ec. (3.43)}$$

$$K_h = 0,18 \quad (\text{Art. 11.6.5.2.2})$$

$$PIR = 0,18 * (48,31) =$$

$$PIR = 8,69 \text{ ton/m}$$

$$Y_a = 2,78 \text{ m}$$

Efecto combinado de PAE y PIR

$$PAE + 0,5PIR = 18,57 \text{ ton/m}$$

$$(0,5PAE > EH) + PIR = 15,80 \text{ ton/m}$$

Se considera la primera expresión por ser la más crítica, al PAE se le descuenta la presión del terreno (EH).

$$EQ_{\text{terr}} = 2,24 \text{ ton/}$$

$$0,5PIR = 4.34 \text{ ton/m}$$

Carga por superestructura

Art. 3.1.10.9.1 establece que independiente de la zona sísmica, este debe tener una sollicitación mínima de diseño en una unión restringida entre superestructura y subestructura no menor al producto del coeficiente de aceleración A_s .

$$A_s = F_{pga} * PGA = K_{ho} \quad \text{ec. (3.44) Art. 3.10.4.2-2}$$

$$A_s = 0.48$$

$$Y_a = 5.3 \text{ m}$$

$$PEQ = P_{DC+DW} * A_s \quad \text{ec. (3.45)}$$

$$PEQ = 6.624 \text{ ton/m}$$

Carga de Frenado

Por Art. 3.6.4 se asume que esta fuerza actúan horizontales a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada.

$$B_r = 1.99 \text{ ton/m}$$

$$Y_a = 7,8 \text{ m}$$

Tabla 3.8 Cargas Horizontales

Resumen Cargas Horizontales				
Carga	Tipo	H(ton/m)	Ya(m)	Mu(ton*m/m)
LSx	LS	2,40	3,00	7,19
EH	EH	11,98	2,00	23,97
EQterr	EQ	2,24	3,00	6,73
0,5PIR	EQ	4,35	2,79	12,12
PEQ	EQ	6,62	5,30	35,11
BR	BR	1,99	7,80	15,52
total		29,58		100,64

Estados Límites y Combinaciones de Carga

Se toman en cuenta los estados límites de Resistencia I y Evento Extremo I con valores de $n=n_D n_R n_I = 1$.

En el chequeo de estabilidad al volcamiento y deslizamiento se utilizan las cargas actuantes, utilizando factores γ máximos para las cargas horizontales, que son las que generan el volcamiento en el punto A y deslizamiento en la base de fundación (EH, LSx, EQ y BR) y con respecto a los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que van a generar estabilidad (DW, DC, LL+IM, EV y LSY) para así optimizar las condiciones críticas de volcamiento y deslizamiento en la subestructura.

Para el chequeo de las presiones en la base se emplean los factores de carga verticales y horizontales (Véase tabla 2.2) para así maximizar los efectos.

Tabla 3.9 Cargas Verticales Caso I

Cargas Verticales							
Tipo	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Total
Carga	DC	PDC	PDW	EV	PLL+IM	LSY	Vu(ton)
V(ton)	15,24	12,00	1,80	33,07	9,95	3,74	75,80
Resistencia Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	
	13,72	10,80	1,17	33,07	0,00	0,00	58,76
Resistencia Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	
	19,05	15,00	2,70	44,65	17,41	6,55	105,36
Evento extremo Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	
	13,72	10,80	1,17	33,07	0,00	0,00	58,76
Evento extremo Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50	
	19,05	15,00	2,70	44,65	4,97	1,87	88,24
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
	15,24	12,00	1,80	33,07	9,95	3,74	75,80

Tabla 3.10 Momento Estabilizador Caso I

Momento estabilizador							
Tipo	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Total
Carga	DC	PDC	PDW	EV	PLL+IM	LSY	MVu(ton)
Mv ton*m	43,72	28,20	4,23	148,82	23,38	16,85	265,21
Resistencia Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	
	39,35	25,38	2,75	148,82	0,00	0,00	216,31
Resistencia Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	
	54,66	35,25	6,35	200,91	40,92	29,48	367,56
Evento extremo Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	
	39,35	25,38	2,75	148,82	0,00	0,00	216,31
Evento extremo Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50	
	54,66	35,25	6,35	200,91	11,69	8,42	317,28
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
	43,72	28,20	4,23	148,82	23,38	16,85	265,21

Tabla 3.11 Cargas Horizontales Caso I

Cargas Horizontales							
Tipo	LS	EH	EQ			BR	Total
Carga	LS	EH	Eqterr	0,5PIR	PEQ	BR	Hu(ton)
V(ton)	2,40	11,98	2,24	4,35	6,62	1,99	29,59
Resistencia Ia	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	
	4,19	17,98	0,00	0,00	0,00	3,48	25,65
Resistencia Ib	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	
	4,19	17,98	0,00	0,00	0,00	3,48	25,65
Evento extremo Ia	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	
	1,20	17,98	2,24	4,35	6,62	1,00	33,38
Evento extremo Ib	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	
	1,20	17,98	2,24	4,35	6,62	1,00	33,38
Servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	
	2,40	11,98	0,00	0,00	0,00	1,99	16,37

Tabla 3.12 Momento Horizontal Caso I

Momento de Vuelco por Cargas Horizontales							
Tipo	LS	EH	EQ			BR	Total
Carga	LS	EH	E _{qterr}	0,5PIR	PEQ	BR	MHu(ton)
MV(ton)	7,19	23,97	6,73	12,12	35,11	15,52	100,64
Resistencia Ia	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	
	12,58	35,95	0,00	0,00	0,00	27,16	75,70
Resistencia Ib	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	
	12,58	35,95	0,00	0,00	0,00	27,16	75,70
Evento extremo Ia	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	
	3,60	35,95	6,73	12,12	35,11	7,76	101,27
Evento extremo Ib	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	
	3,60	35,95	6,73	12,12	35,11	7,76	101,27
Servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	
	7,19	23,97	0,00	0,00	0,00	15,52	46,68

Chequeo de Estabilidades y esfuerzos

Vuelco alrededor del Punto A

Estado Limite de Resistencia (AASHTO art. 11.6.3.3)

Se mantiene una resultante de la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e < B/3$), excepto para el caso de suelos rocosos.

$$e = 2 \text{ m}$$

Estado Límite de Evento Extremo (AASHTO art. 11.6.5.1)

Cuando $\gamma_{eq} = 0$ se debe mantener la resultante en la base del B/3 cimiento
 Cuando $\gamma_{eq} = 0$ se debe mantener la resultante en la base del 2/5B cimiento
 Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1,0, se debera tener una media de 0,36B

$$e = 2 \text{ m}$$

Tabla 3.13 Resultados y Comprobación al Volcamiento

Estado	Vu	MVu	Mhu	XO	e	emax
Resistencia Ia	58,76	216,31	75,70	2,39	0,61	2,00
Resistencia Ib	105,36	367,56	75,70	2,77	0,23	2,00
Evento extremo Ia	58,76	216,31	101,05	1,96	1,04	2,16
Evento extremo Ib	88,24	317,28	101,05	2,45	0,55	2,16

Deslizamiento en base del estribo (AASHTO art. 10.6.3.3)

$$u = tg\theta \quad \text{ec. (3.45)}$$

$\Theta = 1$ Estado Límite de Resistencia (AASHTO 11.5.7-1)

$\Theta = 1$ Estado Límite de Evento Extremo (AASHTO 11.5.7-1)

Tabla 3.14 Resultados y Comprobación al Deslizamiento

Estado	Vu	Resistente	Actuante	Comprobación
Resistencia Ia	58,76	33,92	25,65	OK
Resistencia Ib	105,36	60,83	25,65	OK
Evento extremo Ia	58,76	33,92	33,38	OK
Evento extremo Ib	88,24	50,95	33,38	OK

El estado límite de Evento Extremo es satisfactorios sin considerar problemas de socavación del terreno.

Presiones actuantes en la base del estribo
 Capacidad de carga factorada (qr)

- Estado Límite de Resistencia con $\Theta_b = 0,55$ (art. 11.5.7-1)

$$qr = \Theta_b * qn \quad \text{ec. (3.46)}$$

$$qr = 3.05 \text{ kg/cm}^2$$

- Estado Límite de Evento Extremo AASHTO $\Theta_b = 1$ (art. 11.5.8)

$$qr = \Theta_b * qn \quad \text{ec. (3.47)}$$

$$qr = 5.45 \text{ kg/cm}^2$$

- Estado límite de Servicio

$$q_{adm} = 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 3.15 Resultados y Comprobación presiones actuantes

Estado	Vu	MVu	Mhu	XO	e	q= Vu/(B-2e)	
Resistencia Ia	58,76	216,31	75,70	2,39	0,61	0,86	OK
Resistencia Ib	105,36	367,56	75,70	2,77	0,23	1,71	OK
Evento extremo Ia	58,76	216,31	101,05	1,96	1,04	0,77	OK
Evento extremo Ib	88,24	317,28	101,05	2,45	0,55	1,36	OK
Servicio I	75,80	265,21	46,68	2,88	0,12	1,24	OK

Los estados límite de presiones actuantes son satisfactorios como se muestra en la tabla 3.15

Caso II

Estribo Sin Puente

Tabla 3.16 Cargas Verticales Caso II

Cargas Verticales				
Tipo	DC	EV	LS	Total
Carga	DC	EV	LSY	Vu (ton)
V(ton)	15,24	33,07	3,74	52,06
Resistencia Ia	0,90	1,00	0,00	
	13,72	33,07	0,00	46,79
Resistencia Ib	1,25	1,35	1,75	
	19,05	44,65	6,55	70,25
Evento extremo Ia	0,90	1,00	0,00	
	13,72	33,07	0,00	46,79
Evento extremo Ib	1,25	1,35	0,50	
	19,05	44,65	1,87	65,57
Servicio I	1,00	1,00	1,00	
	15,24	33,07	3,74	52,06

Tabla 3.17 Momento Vertical Caso II

Momento estabilizador				
Tipo	DC	EV	LS	Total
Carga	DC	EV	LSY	MVu(ton)
Mv ton*m	43,72	148,82	16,85	265,21
Resistencia Ia	0,90	1,00	0,00	
	39,35	148,82	0,00	234,96
Resistencia Ib	1,25	1,35	1,75	
	54,66	200,91	29,48	355,30
Evento extremo Ia	0,90	1,00	0,00	
	39,35	148,82	0,00	234,96
Evento extremo Ib	1,25	1,35	0,50	
	54,66	200,91	8,42	329,56
Servicio I	1,00	1,00	1,00	
	43,72	148,82	16,85	261,45

Tabla 3.18 Cargas Horizontales Caso II

Cargas Horizontales					
Tipo	LS	EH	EQ		Total
Carga	LS	EH	Eqtterr	0,5PIR	Hu(ton)
H(ton)	2,40	11,98	2,24	4,35	29,59
Resistencia Ia	1,75	1,50	0,00	0,00	
	4,19	17,98	0,00	0,00	22,17
Resistencia Ib	1,75	1,50	0,00	0,00	
	4,19	17,98	0,00	0,00	22,17
Evento extremo Ia	0,50	1,50	1,00	1,00	
	1,20	17,98	2,24	4,35	25,77
Evento extremo Ib	0,50	1,50	1,00	1,00	
	1,20	17,98	2,24	4,35	25,77
Servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	
	2,40	11,98	0,00	0,00	14,38

Tabla 3.19 Momento Horizontal Caso II

Momento de Vuelco por Cargas Horizontales					
Tipo	LS	EH	EQ		Total
Carga	LS	EH	Eqtterr	0,5PIR	MHu(ton)
MH(ton)	7,19	23,97	6,73	12,12	100,64
Resistencia Ia	1,75	1,50	0,00	0,00	
	12,58	35,95	0,00	0,00	48,54
Resistencia Ib	1,75	1,50	0,00	0,00	
	12,58	35,95	0,00	0,00	48,54
Evento extremo Ia	0,50	1,50	1,00	1,00	
	3,60	35,95	6,73	12,12	58,40
Evento extremo Ib	0,50	1,50	1,00	1,00	
	3,60	35,95	6,73	12,12	58,40
Servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	
	7,19	23,97	0,00	0,00	31,16

Chequeo de Estabilidades y esfuerzos Caso II

Volcamiento alrededor del Punto A

Estado Limite de Resistencia (AASHTO art. 11.6.3.3)

Se mantiene una resultante de la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e < B/3$).

Estado Límite de Evento Extremo (AASHTO art. 11.6.5.1)

Cuando $\gamma_{eq} = 0$ resultante en la base del B/3 cimiento

Cuando $\gamma_{eq} = 0$ resultante en la base del 2/5B cimiento

Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1,0, se deberá tener una media de 0,36B

$$e = 2 \text{ m}$$

Tabla 3.20 Resultados y Comprobación al Volcamiento Caso II

Estado	Vu	MVu	Mhu	XO	e	emax
Resistencia Ia	46,79	234,96	48,54	3,98	0,98	2,00
Resistencia Ib	70,25	355,30	48,54	4,37	1,37	2,00
Evento extremo Ia	46,79	234,96	58,40	3,77	0,77	2,16
Evento extremo Ib	65,57	329,56	58,40	4,14	1,14	2,16

Deslizamiento en base del estribo (AASHTO art. 10.6.3.3)

$$u = tg\theta \quad \text{ec. (3.45)}$$

$$\theta = 1 \quad (\text{AASHTO 11.5.7-1})$$

$$\theta = (\text{AASHTO 11.5.7-1})$$

Tabla 3.21 Resultados y Comprobación al Deslizamiento Caso II

Estado	Vu	Resistente	Actuante	Comprobación
Resistencia Ia	46,79	27,01	22,17	OK
Resistencia Ib	70,25	40,56	22,17	OK
Evento extremo Ia	46,79	27,01	25,77	OK
Evento extremo Ib	65,57	37,86	25,77	OK

Presiones actuantes en la base del estribo

Se utilizan las mismas características obtenidas en las presiones actuantes del Caso I para Capacidad de carga factorada (q_r) en los Estados Limites de Resistencia, Estados Limites de Evento Extremo y Servicio.

Tabla 3.22 Resultados y Comprobación de presiones actuantes Caso II

Estado	Vu	MVu	Mhu	XO	e	$q = Vu/(B-2e)$	
Resistencia Ia	46,79	234,96	48,54	3,98	0,98	0,58	OK
Resistencia Ib	70,25	355,30	48,54	4,37	1,37	0,90	OK
Evento extremo Ia	46,79	234,96	58,40	3,77	0,77	0,63	OK
Evento extremo Ib	65,57	329,56	58,40	4,14	1,14	0,87	OK
Servicio I	52,06	261,45	31,16	4,42	1,42	0,58	OK

Viga de Asiento

La viga se diseñara como una viga rectangular simplemente armada colocando el acero de refuerzo en la parte inferior.

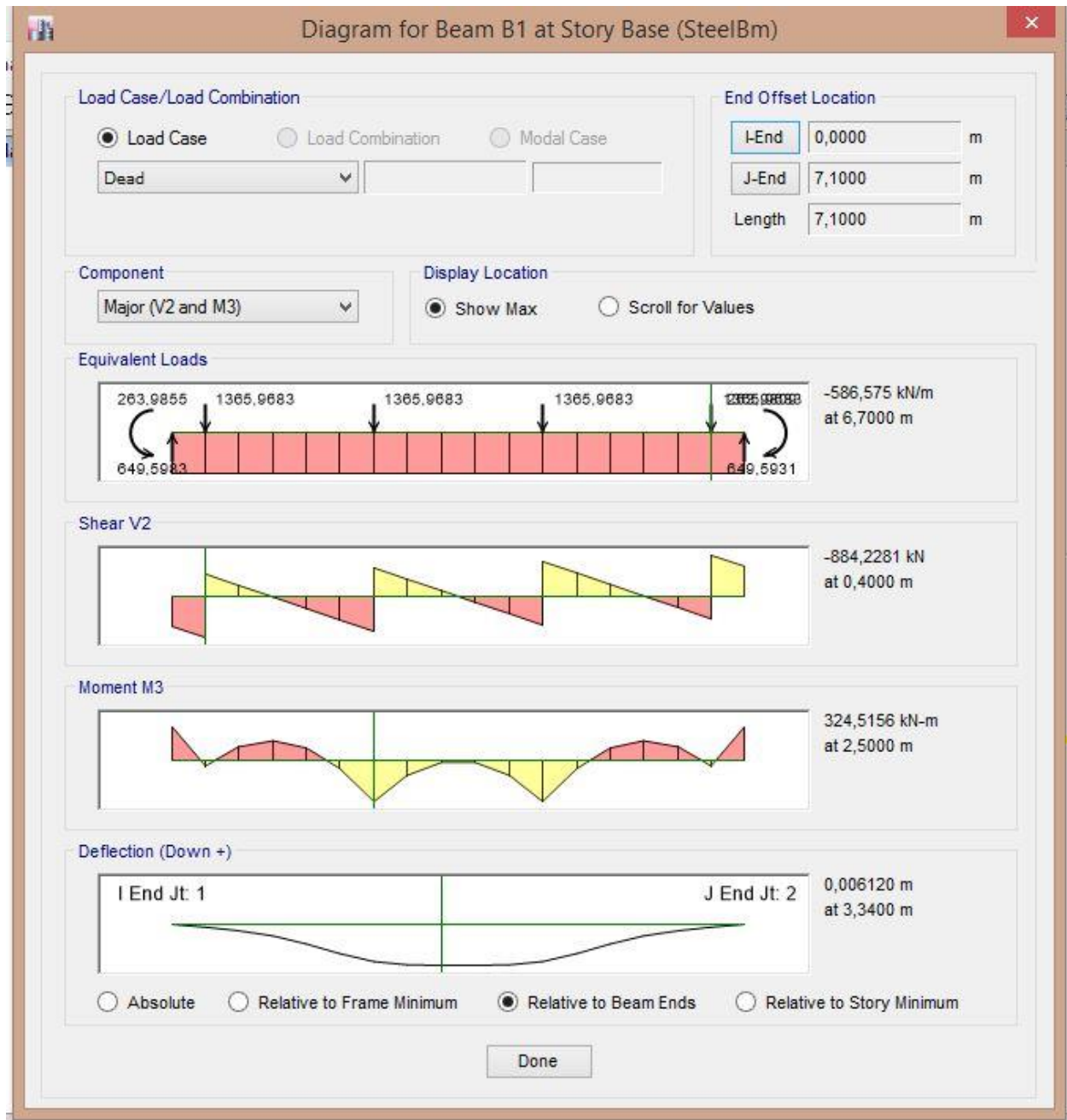


Figura 3.4 Diagrama de corte y momento que actúan en la viga

El índice de refuerzo

$$\rho = w \frac{f'c}{f_y} \text{ ec. (3.45)}$$

$$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$w=0.31$$

Cuantía de acero de refuerzo

$$P = 0.018$$

Calculo del área de acero de refuerzo

$$As = \rho * b * d =$$
$$As = 62,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

10φ 28 parte inferior de la viga

Acero por temperatura

$$As = \rho * b * d =$$
$$As' = 6.91 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

10φ 12mm en la parte superior de la viga

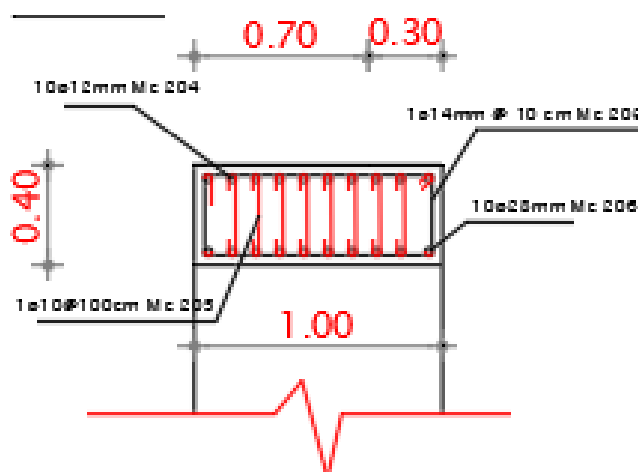


Figura 3.5 Viga de Asiento Acero de Refuerzo

Tablas del Acero Muros de Ala y Estribos

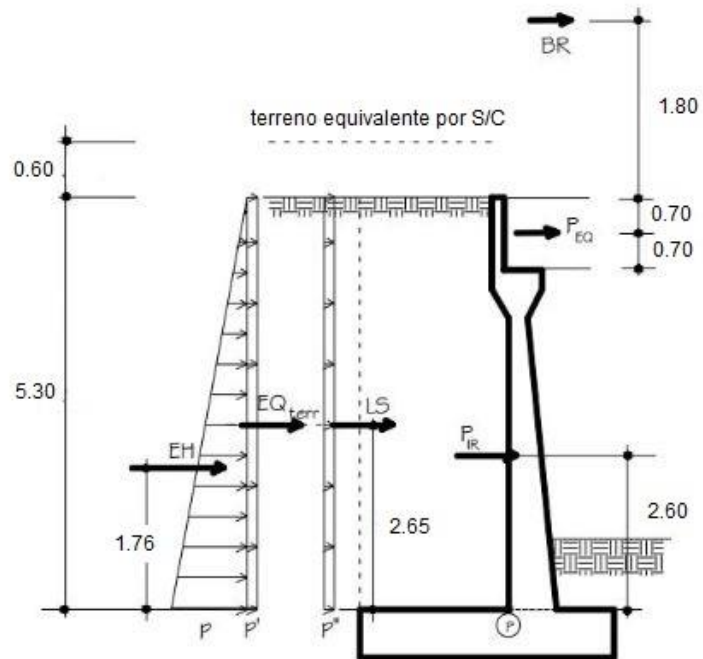


Figura 3.6 Cargas Distribuidas del estribo

Tabla 3.23 Cargas en la Base de la Pantalla

Carga	Carga Distribuida	Carga (ton)	Yp(m)	M(ton*m)
LS	0,399483348	2,11726174	2,65	5,61074362
EH	3,528769574	9,35123937	1,76666667	16,5205229
EQterr	0,330175213	1,74992863	2,65	4,63731087
0,5PIR		0,76811209	2,6	1,99709143
PEQ		4,97	4,55	22,6135
BR		1,99	7,10	14,129

Se calcula PIR sin incluir la masa de suelo sobre el talón (C 11.6.5.1)

$W_{estr} = 6,16 \text{ ton/m}$ Peso de la pantalla

$K_h = 0.18$

$$PIR = W_{estr} * K_h = \text{ec.}(3.46)$$

$$PIR = 1.11 \text{ ton/m}$$

$$Y_p = 2.6 \text{ m}$$

Carga del terreno

$$PAE = EH + EQ_{terr} = \text{ec.}(3.47)$$

$$PAE = 11,10 \text{ ton/m}$$

Al valor de PAE le descontamos la presión estática del terreno (EH)

$$EQ_{terr} = PAE - EH = \text{ec.}(3.48)$$

$$0.5PIR = 1.74 \text{ ton/m}$$

Acero por flexión

Momento de diseño en la base de la pantalla
Estado Limite de Resistencia I (Tabla 3,4,1-1)

$$Mu = 1[1.75 * MLS + 1.50 * MEH + 1.75 MBR] \text{ ec.}(3.49)$$

$$Mu = 59,3253357 \text{ ton*m}$$

Estado Límite de Evento Extremo I (Tabla 3,4,1-1)

$$Mu = 63,8985584 \text{ ton*m}$$

Armado del estribo izquierdo y derecho por las Especificaciones AASHTO

Estribo Izquierdo

Tabla 3.24 Acero de Estribo Izquierdo

Refuerzo		Calculado		Colocado
Cabezal	As	5,77	cm ² /m	1φ 18 @ 0,30 m
	As Temperatura	1,50	cm ² /m	1φ8@0,15 m
		3,00	cm ² /m	1φ8@0,30 m
Pantalla	As	33,64	cm ² /m	1φ 18 @ 0,15 m
	As Temperatura	2,83	cm ² /m	1φ14@0,25 m
		5,67	cm ² /m	1φ18@0,20 m
Dedo	As Superior	27,25	cm ² /m	1φ 20@ 0,15m
	As Inferior	5,67	cm ² /m	1φ18@0,20 m
Talón	As Superior	8,48	cm ² /m	1φ 14@ 0,20m
	As Inferior	5,67	cm ² /m	1φ18@0,20 m

Tabla 3.25 Muros de Ala Estribo Izquierdo

Refuerzo			Calculado		Colocado
Pantalla	As h=	2,00	1,49	cm2/m	1φ 14@ 0,20m
				cm2/m	
	As h=	3,10	4,63	cm2/m	1φ 16@ 0,20m
				cm2/m	
	As h =	4,80	13,85	cm2/m	1φ 20@ 0,10m
				cm2/m	
Dedo	As Superior		16,76	cm2/m	1φ 20@ 0,15m
	As Inferior		12,33	cm2/m	1φ18@0,20 m
Talón	As Superior		5,51	cm2/m	1φ 14@ 0,25m
	As Inferior		12,33	cm2/m	1φ18@0,20 m

Estribo Derecho

Tabla 3.26 Acero de Estribo Derecho

Refuerzo			Calculado		Colocado
Cabezal	As		5,63	cm2/m	1φ 18 @ 0,30 m
	As Temperatura		1,50	cm2/m	1φ8@0,15 m
			3,00	cm2/m	1φ8@0,30 m
Pantalla	As		12,21	cm2/m	1φ 18 @ 0,15 m
	As Temperatura		6,17	cm2/m	1φ14@0,25 m
			12,33	cm2/m	1φ18@0,20 m
Dedo	As Superior		16,86	cm2/m	1φ 20@ 0,15m
	As Inferior		12,33	cm2/m	1φ18@0,20 m
Talón	As Superior		5,89	cm2/m	1φ 14@ 0,20m
	As Inferior		12,33	cm2/m	1φ18@0,20 m

Tabla 3.27 Acero Muro de Ala Derecha

Refuerzo			Calculado		Colocado
Pantalla	As h=	2,00	1,55	cm2/m	1φ 14@ 0,20m
				cm2/m	
	As h=	3,10	4,81	cm2/m	1φ 16@ 0,20m
				cm2/m	
	As h =	4,80	14,41	cm2/m	1φ 20@ 0,10m
				cm2/m	
Dedo	As Superior		16,86	cm2/m	1φ 20@ 0,15m
	As Inferior		12,33	cm2/m	1φ18@0,20 m
Talón	As Superior		5,89	cm2/m	1φ 14@ 0,20m
	As Inferior		12,33	cm2/m	1φ18@0,20 m

Análisis de Costos

El puente cumple un total de 18 rubros de los cuales nos cumple un presupuesto final de 441.378,59 dólares con costos indirectos de 90.114,56 dólares

Tabla 3.28 Presupuesto Obra Puente Guabito

PRESUPUESTO DE OBRA					
Obra:	Estudios y diseños para la construcción de un puente en el recinto Guabito de arriba en el cantón Colimes	Cálculos:	Félix Cantos		
			Dayana Jordán		
Ubicación:	Recinto Guabito de arriba, Cantón Colimes, Guayas	Hoja:	1 / 1		
ÍTEM	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	Unidad	Cantidad	PRECIOS	
				Unitario	Total
200	Obras Preliminares				\$3.815,53
201	Trazado de niveles y replanteo	m2	1135	0,45	\$ 507,38
202	Provisión e Instalación de Letrero de obra	u	3	50,45	\$ 151,36
203	Caseta de guardia	m2	4	532,05	\$ 2.128,18
204	Limpieza de Obra Manual	m2	438	2,35	\$ 1.028,60
300	Movimiento de Tierra				\$ 3.400,23
301	Excavación a máquina sin clasificación	m3	800	3,90	\$ 3.118,40
302	Relleno Compactado (incluido transporte)	m3	28,2	9,99	\$ 281,83
400	Estructura de Hormigón armado para Estribo				\$ 212.258,07
401	Hormigón $f'c= 140 \text{ Kg/cm}^2$ $e=5 \text{ cm}$	m3	32,76	160,19	\$ 5.247,79
402	Hormigón estructural de cemento portland $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$ para estribos	m3	121,62	349,40	\$ 42.493,69
403	Acero de refuerzo en barras $f_y= 4200\text{Kg/cm}^2$ (Estribo)	Kg	7404,88	1,85	\$ 164.516,59
500	Estructura de Hormigón armado para Alas				\$ 82.258,29
501	Hormigón estructural de cemento portland $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$ para ala	m3	253,8	285,76	\$ 72.525,20
502	Acero de refuerzo en barras $f_y= 4200\text{Kg/cm}^2$ (Alas)	Kg	4360,76	2,23	\$ 9.733,09
600	Capa de rodadura de hormigón asfáltico				\$3.142,98

601	Capa de rodadura de hormigón asfáltico mezclado en planta e = 5 cm	m ²	183,6	17,12	\$ 3.142,98
700	Placas de apoyo - neopreno				\$ 3.057,67
701	Placas de apoyo - neopreno	u	34	89,93	\$ 3.057,67
800	Estructura de Hormigón armado para Tablero				\$ 20.157,23
801	Hormigón estructural de cemento Portland f'c=280 kg/cm ² (losa de tablero)	m ³	36	261,32	\$ 9.407,56
802	Acero de refuerzo en barras fy =4200 Kg/cm ² (Para Tablero)	Kg	4666,87	2,30	\$ 10.749,67
900	Barandas				\$ 6.023,20
901	Barandas de Acero Para Puentes	u	2	3.011,60	\$ 6.023,20
1000	Suministro de acero estructural ASTM A-588				\$ 3.442,46
1001	Suministro de acero estructural ASTM A-588	u	1200	2,87	\$ 3.442,46
1100	Relleno para Estructuras				\$ 13.708,33
1101	Relleno para Estructuras (Muro y Alas)	m ³	773,36	17,73	\$ 13.708,33
COSTO DIRECTO					\$ 351.264,00
COSTO INDIRECTO (25%)					\$ 90.114,59
TOTAL PRESUPUESTADO PARA INFRAESTRUCTURA PUENTE					\$ 441.378,59

Con gastos de operaciones de 9.58%, gastos administrativos 7.41%, utilidad de 6% y de imprevistos de 2%, en un total de 4 meses de construcción de la obra.

Lo cual posee valores dentro de obtenido nuestros mayores valores en los rubros de Hormigón estructural para estribos, muros de ala y Tablero, así como los rubros de hacer de refuerzo utilizados en las superestructura y subestructura.

CAPÍTULO 4

1. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

4.0 NOMBRE DEL PROYECTO

ESTUDIO Y DISEÑO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE EN EL RECINTO GUABITO DE ARRIBA EN EL CANTÓN COLIMES.

4.0.1 Nombre de la actividad según el catálogo de categorización Ambiental (SUIA)

CONSTRUCCIÓN DE PUENTES, TÚNELES, ACUEDUCTOS, el cual se muestra en la ilustración 1.



MINISTERIO DEL AMBIENTE

EL GOBIERNO DE TODOS

SUIA Sistema Único de Información Ambiental

Inicio SUIA Servicios en línea Noticias Documentos Gestión Interna Mesa de Ayuda Buscar...

Consulta de Actividades Ambientales

Para conocer la Actividad Ambiental a la que pertenece su proyecto, el proceso que corresponde (Registro Ambiental o Licencia Ambiental), el tiempo de emisión y los costos que genera, haga clic en buscar.

Descripción de la actividad	CONSTRUCCIÓN DE PUENTES, TÚNELES, ACUEDUCTOS
Su trámite corresponde a un(a)	REGISTRO AMBIENTAL
Tiempo de emisión	Inmediato.
Costo del trámite	180.0 dólares (Tiene un costo adicional si existe remoción de cobertura vegetal nativa)

Ilustración 14.1. Descripción de la actividad correspondiente según SUIA. 2020

4.1 Línea base

4.1.1 Medio Físico

4.1.1.1 Ubicación del Proyecto:

El proyecto actual consiste en el estudio y diseño para la construcción de un puente en el recinto “Guabito de arriba” en el cantón Colimes, provincia del Guayas, con las siguientes coordenadas:

Este (X)	Norte (Y)
592318,5	9828211,3
592330,8	9828210,4
592320,0	9828201,5
592331,1	9828201,2

4.1.1.2 Características de la zona

Clima: La zona cuenta con un clima Tropical Mega térmico, con estaciones bien definidas secas (Julio a Diciembre) y lluviosas (Enero a Junio). La temperatura promedio se ubica entre 25 y 26°C.

Uso de suelo: Se presenta una tabla detallada de las coberturas del uso del suelo, su respectivas hectáreas y porcentaje.

Tabla 1.1. Uso de suelo en el Cantón Colimes, Guayas

Categoría	Superficie[Ha] (2009)	%
Vegetación natural	47082.36	62.56
Humedal	972.25	1.29
Vegetación herbacea	7728.95	10.27
Cultivos	17066.79	22.68
Bosques plantados	567.18	0.75
Cuerpos de agua	557.49	0.74
Infraestructura y miscelaneos	138.37	0.18
Asociaciones	1140.54	1.52
Total	75.253,94	100

Fuente: Clirsen - Instituto Espacial Ecuatoriano, 2009

Precipitación:

Tabla 1.2. Precipitación en el Cantón Colimes

500 - 600 mm/anuales	Precipitación medias anuales
1000– 1200 mm/anuales	Semi Húmedo
1500 – 1700 mm/anuales	Evapotranspiración desde el Noroccidente al Suroriente

Fuente: Clirsen- Instituto Espacial Ecuatoriano, 2009

Geología: El cantón “Colimes” se encuentra localizado sobre 4 formaciones geológicas: Formación Balzar, Borbor Onzole y Pichilingue, las cuales se caracterizan:

Tabla 1.3. Formaciones Geológicas en el cantón Colimes

Formación Balzar (Distribuida en centro del Cantón)	Comprende capas de aglomerados, areniscas de grano fino a medio, arcillas laminadas de color café, mantos de arena y toba.
Formación Borbor (Ubicado en las partes altas formando las superficies de mesa)	Constituido de arenisca de grano grueso en bancos compactos con abundantes mega fósiles en bolsones irregulares.
Formación Onzole (Este del Cantón)	Limolitas de color gris azul, lutitas limosas y algunas veces areniscas y conglomerados.
Formación Pichilingue (Ubicada en la parte Oriental del Cantón)	Constituida de arcillas y arenas poco o consolidadas.

Fuente: Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del cantón Colimes, 2016

Geomorfología: Las características del suelo cantonal se definen de acuerdo a las unidades ambientales presentes. Existen 3 unidades ambientales: Llanura aluvial reciente, llanura aluvial antigua y Relieves estructurales y colinados terciarios.

La primera ocupa un 7,49 %, la llanura aluvial antigua ocupa un 9,76% y los relieves estructurales y colinados terciarios ocupan un 81,89%; y el 0,86% restante corresponde a los centros poblados a los cuerpos de agua, y ríos dobles.

En cuanto al origen de las formas del relieve, se han identificado las siguientes:

- Estructural
- Tectónico erosivo
- Denudativo, y
- Depositional

El cantón se caracteriza por la presencia de elevaciones leves localizadas principalmente en la parte Oriental del cantón, presenta además una zona plana en la parte Norte-meridional, y en la parte Occidental la presencia de relieves más altos.

4.1.2 MEDIO BIÓTICO

4.1.2.1 Flora y Fauna

El cantón Colimes cuenta con una variedad de recursos naturales, como lo son la flora y fauna, pero por distintas causas de degradación muchas de ellas se encuentran en peligro de extinción, los mismos que se detallan en la siguiente tabla.

Tabla 1.4. Recursos naturales en peligro de extinción en el Cantón Colimes

Recursos	Descripción	Causa de degradación
Flora	<ul style="list-style-type: none">-Bosque seco de Guazuma ulmifolia/Cordia hebeclada.-Bosque seco de Tabebuia chrysantha/Machaerium millel.- Bosque seco de Cordia hebeclada/Samanea saman.-Matorral seco de Margaritaria nobilis/Mimosa pigra.-Matorral seco de Tabebuia chrysantha / Mimosa pigra Natural de Eichhorniaazurea / Axonopussp.	Deforestación , quema de áreas cultivables y desarrollo de poblaciones humanas
Fauna	<ul style="list-style-type: none">-Brotogeris pyrrhopterus- Leucopternis plumbea- Campephilus gayaquilensis- Cripturellus transfaciatu	Contaminación del agua, aire

Fuente: Clirsen – IEE 2009

4.1.3 MEDIO SOCIO-ECONÓMICO

4.1.3.1 Población:

Según el censo realizado en el año 2010, por el INEC, la población es de aproximadamente 23.423 habitantes, en donde el 73.6% es área rural y el 26.4% área Urbana. El 47% son Mujeres y el 53 % Hombres

4.1.3.2 Actividades económicas:

En el gráfico siguiente se muestran las actividades realizadas por la población económicamente activa en el Cantón Colimes, mismo gráfico extraído del Censo de

Población y Vivienda realizado en el año 2010.



Ilustración 1.2. Actividades económicas de la población del Cantón Colimes.

Fuente: (INEC, 2010)

4.1.3.3 Servicios básicos:

En el PDOT se presenta un estudio de coberturas de servicios básicos, tales como agua potable, alcantarillado, energía eléctrica y servicios de recolección de basura , en el mismo se dan detalles de cada servicio analizado, en la siguiente tabla se presenta un extracto del contenido presentando así los porcentajes de cada uno según la zona del cantón, urbana o rural.

Tabla 1.5. Cobertura de servicios básicos en el cantón Colimes.

Zona	Agua potable [%]	Red de Alcantarillado [%]	Energía eléctrica [%]	Servicio de recolección de basura [%]
Urbana	89.6	29.2	88.7	87.0
Rural	11.6	0.41	73.6	15.8

Fuente: Censo de población y vivienda INEC, 2010.

4.1.3.4 Vías de acceso:

El Cantón Colimes cuenta con vías de primer y segundo orden, según como se lo detalla posteriormente:

Tabla 1.6. Vías de acceso

Vías de Primer orden	Malecón "Honorario Santisteban"	Terminal fluvial y Terminal de mototaxis (hormigón armado)
	Olmedo Colimes	Permite la conexión con Olmedo Constituida de asfalto
Vías de Segundo orden	Corresponden a la zona rural Temporal y Senderos	Material suelto no pavimentado lastre y tierra

Fuente: GAD Colimes, 2010

4.1.3.5 Educación:

Se presentan gráficos comparativo de la Tasa neta de asistencia de educación de los años 2001 y 2010, el cuál está basado en el Censo de Población y vivienda, en el mismo se observa de manera general que la tasa neta de asistencia de educación, tanto en la educación básica, bachillerato y superior demuestran un decrecimiento de la tasa de analfabetismo.

Según el ámbito geográfico, la asistencia en educación básica registra mayor porcentaje en zonas urbanas, en el 2001, la asistencia en educación básica del área urbana fue de 80,9%, la misma que se incrementa en el 2010 a 89,3%



Ilustración 1.3. Cuadro comparativo de la tasa neta de asistencia de educación básica en el Cantón Colimes.

Fuente: Censo de Población y vivienda – 2010
Elaboración: Equipo consultor GAD cantonal Colimes

Las estadísticas cantonales muestran mejores resultados para el área urbana, sin embargo es necesario hacer énfasis en el aumento de la tasa en el 2010 principalmente para el área rural que asciende de 9,4% en el 2001 a 23,24% en el 2010.

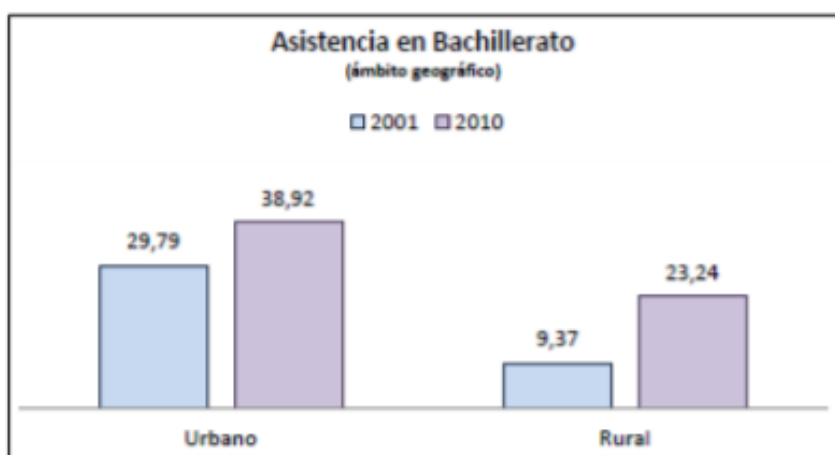


Ilustración 1.4. Cuadro comparativo de la tasa neta de asistencia en bachillerato en el Cantón Colimes.

Fuente: Censo de Población y vivienda – 2010
Elaboración: Equipo consultor GAD cantonal Colimes

Mientras que la mejor tasa de asistencia en zonas urbanas que se reduce en las rurales, en este sentido es necesario hacer énfasis en el incremento del indicador que pasa de 0,82% en el 2001 a 2,65% en el 2010.

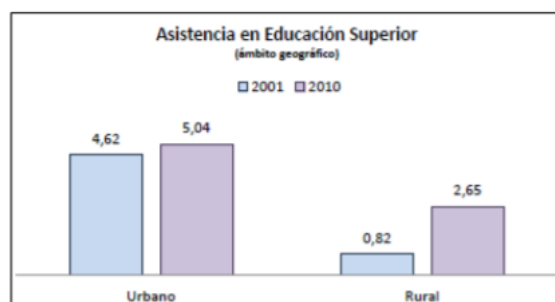


Ilustración 1.5. Cuadro comparativo de la tasa neta de asistencia en bachillerato en el Cantón Colimes.

Fuente: Censo de Población y vivienda – 2010
Elaboración: Equipo consultor GAD cantonal Colimes

4.1.3.6 Salud:

Unos de los indicadores que entra en el cálculo de la oferta es el número de médicos, en el caso de Colimes, se tiene 1,7 médicos que laboran en establecimientos de salud por cada 10.000 habitantes. La ciudad de Colimes cuenta con dos Subcentros de salud, uno en la cabecera cantonal y otro en la parroquia rural San Jacinto. Prácticamente atiende a la población urbana.

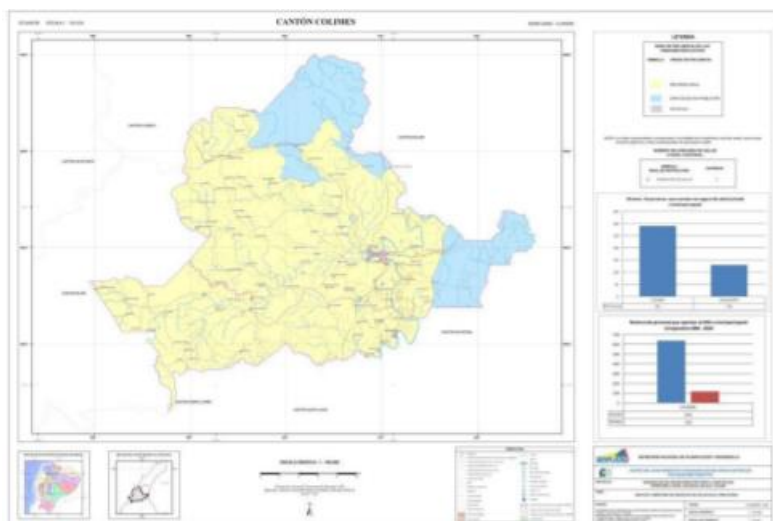


Ilustración 1.6. Cobertura de servicios de salud- cantón Colimes

Fuente: Clirsén

4.2 Conclusiones y recomendaciones

El proyecto según el SUIA corresponde a un Registro Ambiental debido a que su impacto es bajo. El costo ambiental del proyecto es de \$8090 y la duración de la construcción de la obra es de dos meses aproximadamente. El proyecto no requiere de la realización de un inventario forestal debido a que el suelo se encuentra alterado, porque ya hay viviendas.

Se recomienda que previo a la construcción se deben realizar los impactos ambientales y actualizar el afiche ambiental. En el Anexo 2 se adjunta el formulario de registro ambiental donde se puede observar el Plan de manejo ambiental resumido.

CONCLUSIONES

- Se concluye correctamente con las verificaciones respectivas y teniendo en consideración el tiempo de construcción, tipo de material, la durabilidad, el mantenimiento lo que ha llevado al diseño del puente en la Av. Guabito Posolongo uniendo los recintos de Guabito de arriba, Lascano y Posolongo.
- El estudio de mecánica de suelos realizada en el recinto Guabito de arriba da a 1m una arcilla de alta plasticidad y a 4 m de profundidad un tipo de suelo limo de baja plasticidad, el cual que presenta una capacidad portante de 36 ton/m².
- La topografía del lugar hecha con el equipo Sistema Diferencial de precisión donde se llevará a cabo la construcción del puente presenta una topografía plana.
- Es importante el cálculo correcto de la fuerza sísmica que actúa en los apoyos sismo resistente en el estribo, ya que son insuficiente en diversos casos, ya que reciben las cargas desde la superestructura, lo que causa que el puente colapse o sufra daños. Los estribos así mismo están diseñados para resistir las presiones laterales del terreno, que es amplificado por la aceleración horizontal de la masa del terreno
- Se diseñó para lo cual una viga de asiento de dimensiones 0.4m x 1 m, es una viga rectangular armada el cual cumple con los requerimientos de soportar cargas provenientes de la superestructura.
- Se determinó espesores de losa de 20 cm y una carpeta asfáltica de 5 cm. Dado por los diseños empíricos y requerimientos para el puente cumpliendo con los límites geométricos. La losa tiene la cantidad de acero como se muestra en la tabla 3 del presente documento especificada por los artículos de la norma AASHTO.

- Las vigas metálicas tipo I longitudinales de sección 854 mm x 383,708 Kg/m. Los diafragmas son vigas metálicas tipo I de 540 mm x 235,5 Kg/m que van soldadas a las vigas longitudinales del puente. Ayudando a que las cargas sean mejor distribuidas entre vigas y también absorber el momento torsor.
- El Presupuesto total alcanza un monto de \$441.378,59 dólares, en el cual incluye 7.41% gastos administrativos, 9.58% de gastos de operación, 10% gastos generales y 6% de utilidad.

RECOMENDACIONES

- Antes de la construcción del puente, tendrán la responsabilidad de realizar estudios de suelos en los extremos de donde se colocarán los estribos a una profundidad recomendable de 15 m o hasta llegar al estrato resistente, para conocer más sobre los estratos del lugar y garantizar un mejor dimensionamiento.
- Los aceros de refuerzo para la losa y estribos antes de fundir deben de estar libre de materiales nocivos para la adherencia, de impurezas, óxidos, aceite, entre otros, así se garantiza la correcta adherencia con el concreto.
- Para la elaboración del hormigón tener en consideración las proporciones de sus componentes, el cual debe de realizarse con el control de profesionales y mano de obra calificada, para asegurar la temperatura del hormigón también por medio del ensayo de cono de abrams saber el asentamiento antes de colocarlo en obra.

BIBLIOGRAFÍA

- Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), 2010. Proyección de la población de la población ecuatoriana por años calendario según cantones. Ecuador. 2010.
- Páez E.; Piñeros M.; Buitrago J. "Investigación sobre puentes en la Ingeniería Civil". Universidad minuto de Dios. Bogotá, Colombia.2009.

- Trujillo, J. E. "Diseño de Puentes", 1ra ed. Bucaramanga, Colombia, Universidad Industrial de Santander. Ediciones UIS, 1990, pp 20, 25, ISBN: 9789589504376.
- American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Washington, DC, USA,2002.
- Yanchatuña, V, "TRABAJO ESTRUCTURADO DE MANERA INDEPENDIENTE PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL" Tesis de pregrado, Facultad de ingeniería Civil y Mecánica. Universidad Técnica de Ambato, Tungurahua, Ecuador, 2014.
- Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes. REPUBLICA DEL ECUADOR MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y COMUNICACIONES, pp. MOP – 001- F- 2002. Pp: 21, 35, Quito, Ecuador, 2002.
- A Policy on the Geometric Design of Highways and Streets, AASHTO. Washington, DC, USA,2004.

APÉNDICES

Estudios de Suelos

Proyecto :	Estudio y Diseño de un Puente en Guabito de Arriba del Cantón Colimes							
Ensayo :								
	CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD:				Norma :	ASTM D 2216		
	PESO ESPECÍFICO:				Norma :	ASTM D 854		
Fecha de Muestreo:	Colimes / Diciembre 2019							
Muestreado por :	Cantos / Jordán							
Chequeado por :	Laboratorio de Mecánica de Suelos - FICT							
CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD :								
Tara Número		Unidades	1	2	3	4	5	6
Punto de extracción		global	1	2	1	1	2	2
Profundidad muestra		m	1	1,5	2,5	3,5	4	calicata
Peso Tara + Muestra Húmeda		Gr	105,09	114,16	129,20	118,38	106,59	121,60
Peso Tara + Muestra Seca		Gr	97,22	104,43	118,33	110,91	102,41	99,44
Peso del recipiente		Gr	70,30	71,11	69,62	70,68	71,06	66,16
Peso de la Muestra Seca		Gr	26,92	33,32	48,71	40,23	31,35	33,28
Peso del Agua		Gr	7,87	9,73	10,87	7,47	4,18	22,16
Contenido de Humedad		%	29,23	29,20	22,32	18,57	13,33	66,59
PESO ESPECÍFICO :								
Observaciones:								
Tara Número		Unidades	1	2	3	4	5	6
Peso de la muestra		Gr	108,41	66,46	45,99	92,46	127,50	106,84
Peso muestra + Parafina		Gr	112,83	70,33	48,01	95,67	131,66	111,06
Peso de parafina		Gr	4,42	3,87	2,02	3,21	4,16	4,22
Volumen Parafina		cm ³	4,42	3,87	2,02	3,21	4,16	4,22
Peso muestra + Parafina sumergida		Gr	45,45	28,04	16,56	40,97	55,94	42,31
Volumen de Suelo		Cm ³	62,96	38,42	29,43	51,49	71,56	64,53
Peso Específico de Sólidos		Gr / Cm ³	1,72	1,73	1,56	1,80	1,78	1,66

Proyecto :	Estudio y Diseño de un Puente en Guabito de Arriba del Cantón Colimes				
Ensayo :					
	Retenido de malla 200	Norma :	ASTM C117-95		
Fecha de Muestreo :	Colimes / Diciembre 2019				
Muestreado por :	Cantos / Jordán				
Chequeado por :	Laboratorio de Mecánica de Suelos - FICT				
Retenido de malla N° 200					
Tara Número		Unidades	1	2	3
Punto de extracción		global	1	1	2
Profundidad muestra		m	2,5	3,5	4
Recipiente		Gr	57,12	56,64	58,94
masa seca + recipiente		Gr	309,74	302,32	308,09
Masa seca		Gr	252,62	245,68	249,15
Masa seca después del lavado + recipiente		Gr	103,29	102,87	126,22
masa seca después del lavado		Gr	46,17	46,23	67,28
Porcentaje que pasa		%	81,72353733	81,18283947	72,99618704
Porcentaje que pasa		%	82	81	73

Proyecto :	Estudio y Diseño de un Puente en Guabito de Arriba del Cantón Colimes				
Ensayo :	CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S				
Fecha de Muestreo :		Colimes / Diciembre 2019	Norma :	ASTM: D 2487-93	
Muestreado por :	Cantos / Jordán				
Chequeado por :	Laboratorio de Mecánica de Suelos - UNC				
Ubicación :	Colimes	profundidad	2,5m		
Muestra	2	Perforación	1		
% Que Pasa la Malla N° 200		82,00			
Límite Líquido	LL =	57,37 %			
Límite Plástico	LP =	28,29 %			
Índice de Plasticidad	IP =	29,08 %			
Tipo de Suelo Según su Granulometría :		Suelo Fino			
		Alta Plasticidad			
Tipo de Simbología :		Simbología Normal			
Tipo de Suelo :		CH , MH , OH			

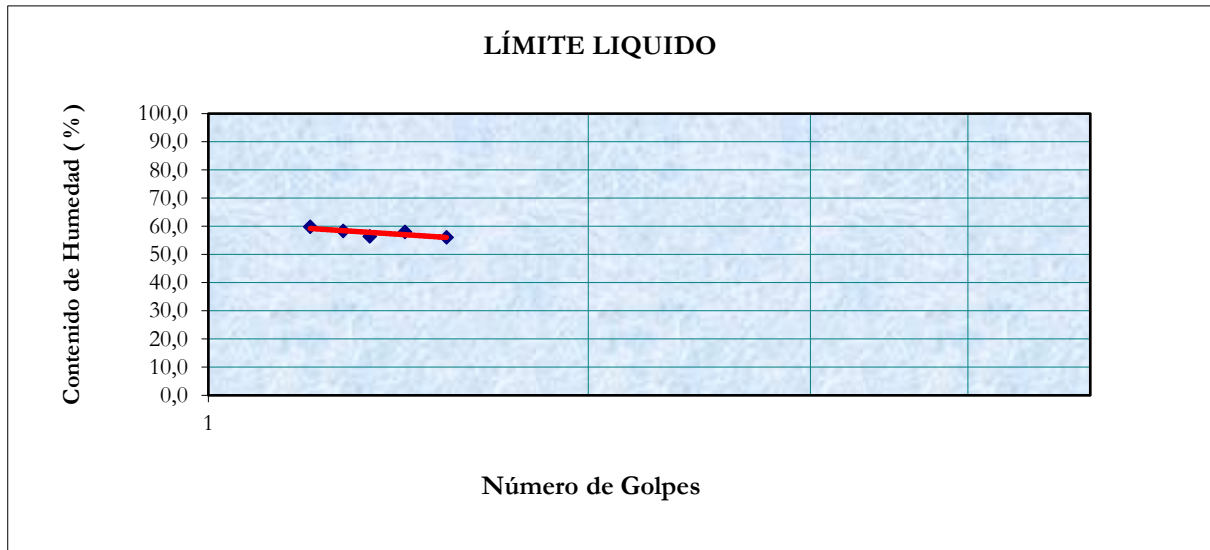
Suelo :		CH		
Características del Suelo :		CH	Son arcillas de alta plasticidad, con límite líquido mayor a 50 % y se caracterizan por ser muy compresibles.	
CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S				
Ubicación :	Colimes	profundidad	3,50 m	
Muestra	4	Perforación	1	
% Que Pasa la Malla N° 200		81,00		
Límite Líquido	LL =	57,86 %		
Límite Plástico	LP =	30,65 %		
Índice de Plasticidad	IP =	27,21 %		
Tipo de Suelo Según su Granulometría :		Suelo Fino		
		Alta Plasticidad		
Tipo de Simbología :		Simbología Normal		
Tipo de Suelo :		CH , MH , OH		
Suelo :		MH,OH	Indicar Tipo de Suelo :	Inorgánico
Características del Suelo :		MH	Son limos de alta plasticidad, con límite líquido mayor a 50 % y se caracterizan por ser muy compresibles.	
CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S				
Ubicación :	Colimes	profundidad	4m	
Muestra	5	Perforación	2	
% Que Pasa la Malla N° 200		73,00		
Límite Líquido	LL =	48,95 %		
Límite Plástico	LP =	31,76 %		
Índice de Plasticidad	IP =	17,19 %		
Tipo de Suelo Según su Granulometría :		Suelo Fino		
		Baja Plasticidad		
Tipo de Simbología :		Simbología Normal		
Tipo de Suelo :		CL , ML , OL		
Suelo :		ML,OL	Indicar Tipo de Suelo :	Inorgánico
Características del Suelo :		ML	Son limos de baja plasticidad, es decir con límite líquido menor a 50 % y se caracterizan por tener de baja a media compresibilidad.	

Ensayo :	LIMITES DE CONSISTENCIA			
LÍMITE LÍQUIDO		Norma :	ASTM D 4318	
LÍMITE PLÁSTICO		Norma :	ASTM D 4310	
Fecha de Muestreo :		Colimes 07/ 12/ 2019		
Muestreado por :		Jordán / Cantos		
Chequeado por :		Laboratorio de Mecánica de Suelos - FICT		
LIMITES DE CONSISTENCIA			Ubicación :	Colimes
			Profundidad:	2.5m

Para Muestra 2 se obtiene los siguientes resultados

LIMITES DE CONSISTENCIA			Ubicación :	Colimes
			Profundidad:	2.5m

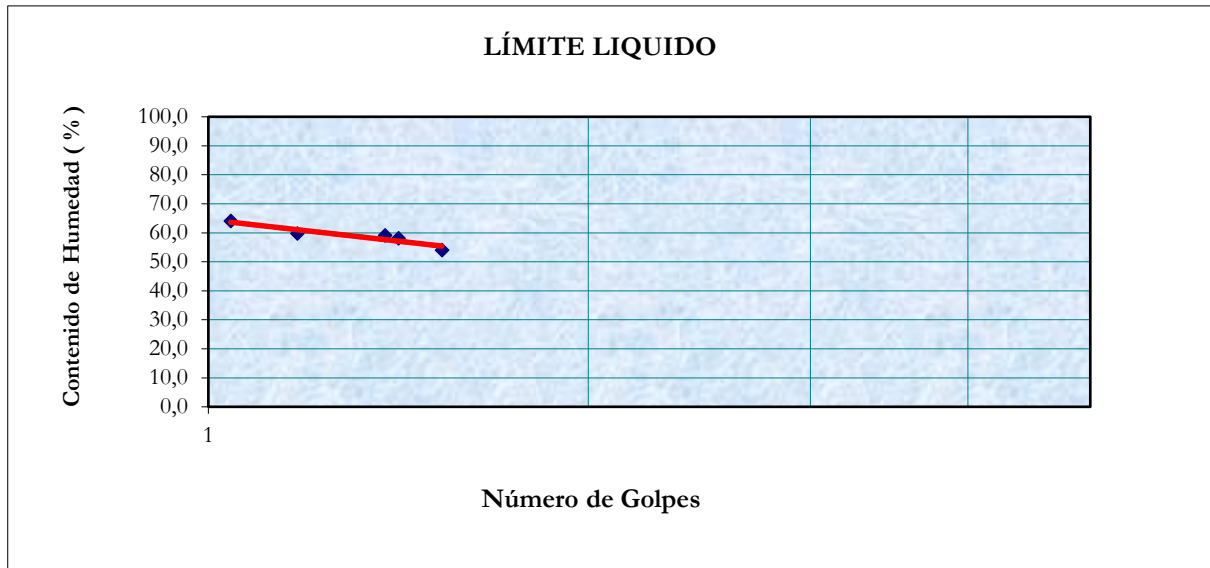
N° Ensayo	Unidades	LÍMITE LÍQUIDO					LÍMITE PLÁSTICO			
		1	2	3	4	5	1	2	3	
Peso Tara + Muestra Húmeda	Wh+r	Gr	15,65	16,83	18,01	18,12	19,18	12,84	12,84	14,49
Peso Tara + Muestra Seca	Ws+r	Gr	12,16	12,88	13,6	13,74	14,46	11,34	11,36	12,72
	Recipiente	Gr	6,14	6,28	6,04	5,97	6,04	6,19	6,26	6,1
Peso del Agua	Ww	Gr	3,49	3,95	4,41	4,38	4,72	1,5	1,48	1,77
Peso de la Muestra Seca	Ws	Gr	6,02	6,6	7,56	7,77	8,42	5,15	5,1	6,62
Contenido de Humedad	W%	%	57,9734219	59,8484848	58,3333333	56,3706564	56,0570071	29,1262136	29,0196078	26,7371601
Número de Golpes			27	16	19	22	35	Promedio :		28,2943272
Log(N°. Golpes)			1,43136376	1,20411998	1,2787536	1,34242268	1,54406804			



Para Muestra 3 se obtiene los siguientes resultados

LIMITES DE CONSISTENCIA			Ubicación :	Colimes	
			Profundidad:		Calicata

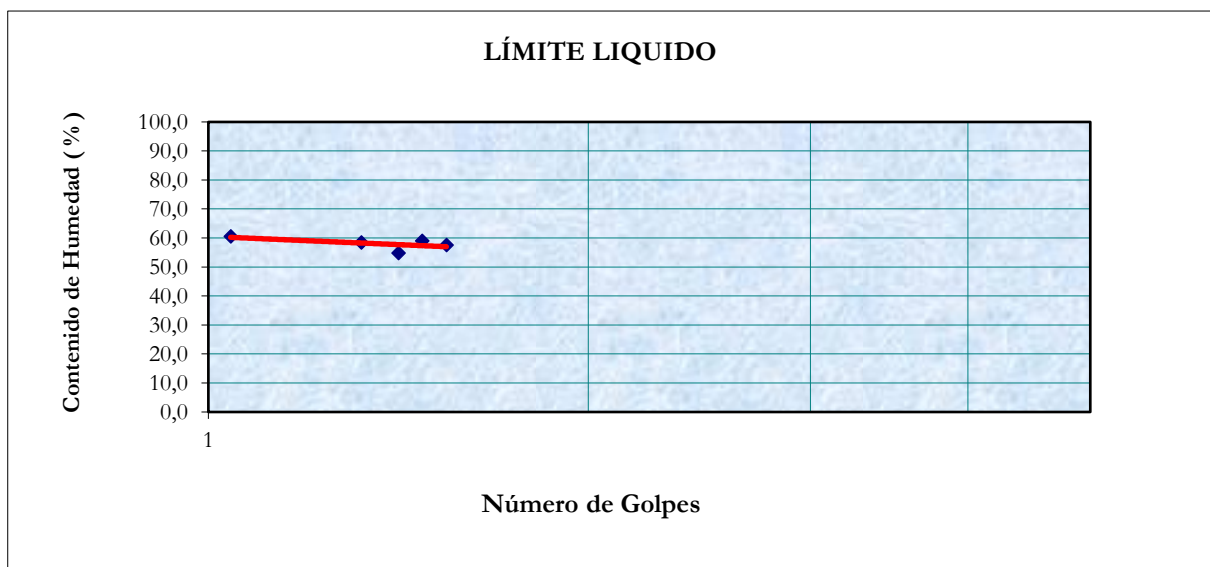
			Profundidad:							
			LÍMITE LÍQUIDO					LÍMITE PLÁSTICO		
N° Ensayo		Unidades	1	2	3	4	5	1	2	3
Peso Tara + Muestra Húmeda	Wh+r	Gr	16,72	19,17	18,75	17,64	17,22	13,29	14,92	12,91
Peso Tara + Muestra Seca	Ws+r	Gr	12,98	14,27	13,88	13,38	13,21	11,58	12,83	11,34
	Recipiente	Gr	6,06	6,07	6,27	6,17	6,3	5,85	6,26	6,1
Peso del Agua	Ww	Gr	3,74	4,9	4,87	4,26	4,01	1,71	2,09	1,57
Peso de la Muestra Seca	Ws	Gr	6,92	8,2	7,61	7,21	6,91	5,73	6,57	5,24
Contenido de Humedad	W%	%	54,0462428	59,7560976	63,9947438	59,0846047	58,0318379	29,8429319	31,8112633	29,9618321
Número de Golpes			34	15	11	24	26	Promedio :		30,5386758
Log(N°. Golpes)			1,53147892	1,17609126	1,04139269	1,38021124	1,41497335			



Para Muestra 4 se obtiene los siguientes resultados

LIMITES DE CONSISTENCIA			Ubicación :	Colimes
			Profundidad:	3.5m

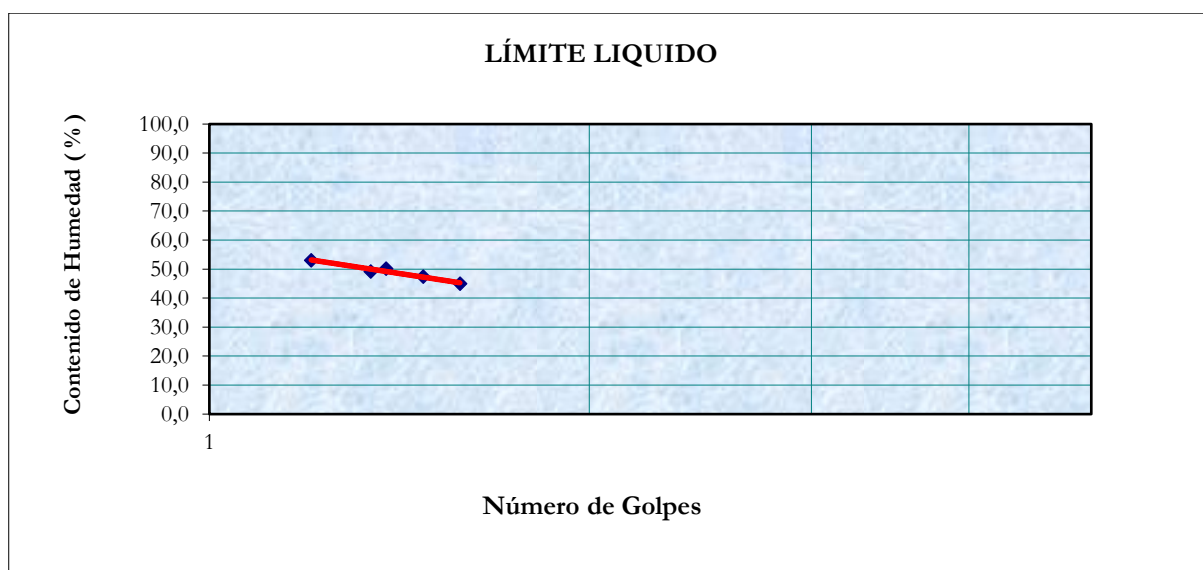
N° Ensayo	Unidades	LÍMITE LÍQUIDO					LÍMITE PLÁSTICO			
		1	2	3	4	5	1	2	3	
Peso Tara + Muestra Húmeda	Wh+r	Gr	18,64	17,98	14,95	16,81	19,04	13,32	13,18	13,06
Peso Tara + Muestra Seca	Ws+r	Gr	14,2	13,48	11,65	12,88	14,37	11,6	11,54	11,44
	Recipiente	Gr	6,1	6,05	5,92	6,16	6,46	5,98	6,18	6,17
Peso del Agua	Ww	Gr	4,44	4,5	3,3	3,93	4,67	1,72	1,64	1,62
Peso de la Muestra Seca	Ws	Gr	8,1	7,43	5,73	6,72	7,91	5,62	5,36	5,27
Contenido de Humedad	W%	%	54,8148148	60,5652759	57,591623	58,4821429	59,0391909	30,6049822	30,5970149	30,740038
Número de Golpes			26	11	35	21	30	Promedio :		30,647345
Log(N°. Golpes)			1,41497335	1,04139269	1,54406804	1,32221929	1,47712125			



Para Muestra 5 se obtiene los siguientes resultados

LIMITES DE CONSISTENCIA			Ubicación :	Colimes
			Profundidad:	4m

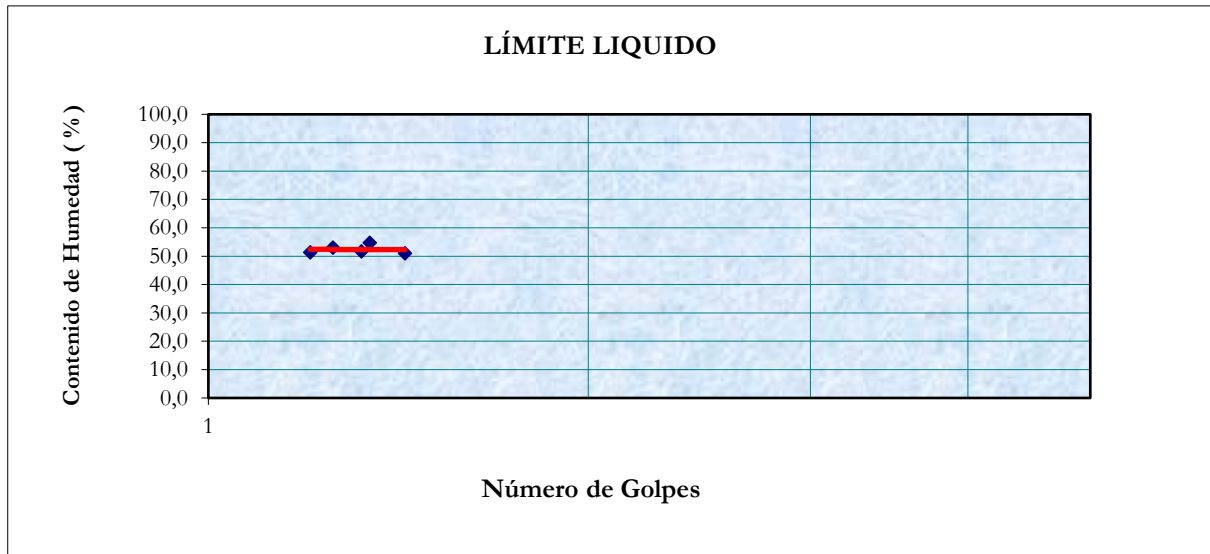
N° Ensayo	Unidades	LÍMITE LÍQUIDO					LÍMITE PLÁSTICO			
		1	2	3	4	5	1	2	3	
Peso Tara + Muestra Húmeda	Wh+r	Gr	14,74	13,3	11,62	15,39	12,81	12,64	12,96	12,99
Peso Tara + Muestra Seca	Ws+r	Gr	12,11	11,01	9,76	12,29	10,59	11,03	11,33	11,31
	Recipiente	Gr	6,26	6,18	5,98	6,45	6,17	5,92	6,17	6,09
Peso del Agua	Ww	Gr	2,63	2,29	1,86	3,1	2,22	1,61	1,63	1,68
Peso de la Muestra Seca	Ws	Gr	5,85	4,83	3,78	5,84	4,42	5,11	5,16	5,22
Contenido de Humedad	W%	%	44,957265	47,4120083	49,2063492	53,0821918	50,2262443	31,5068493	31,5891473	32,183908
Número de Golpes			38	30	22	16	24	Promedio :		31,7599682
Log(N°. Golpes)			1,5797836	1,47712125	1,34242268	1,20411998	1,38021124			



Para Muestra 6 se obtiene los siguientes resultados

LIMITES DE CONSISTENCIA			Ubicación :	Colimes
			Profundidad:	1.5m

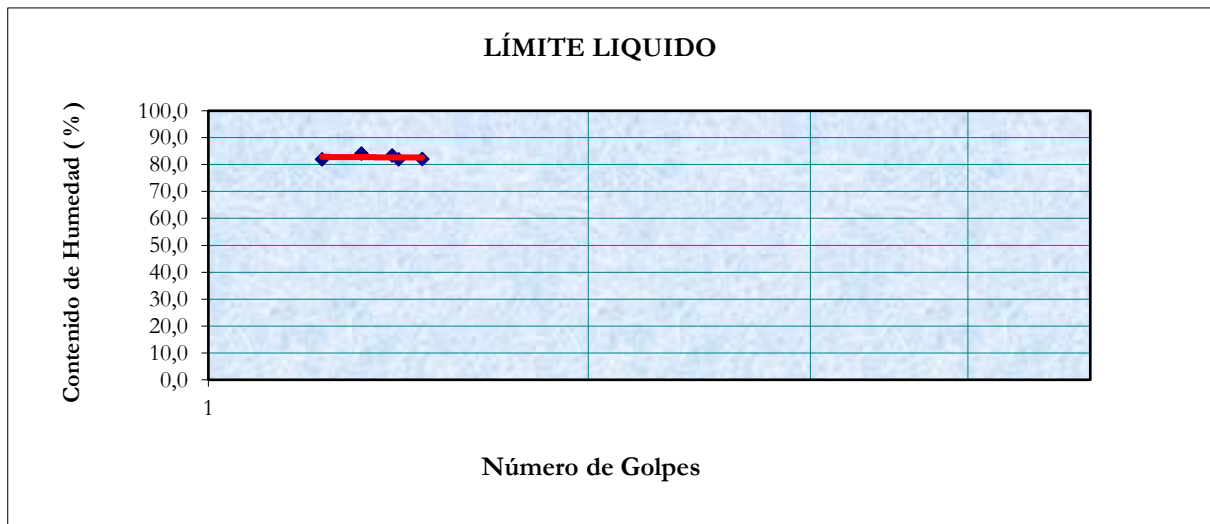
N° Ensayo	Unidades	LÍMITE LÍQUIDO					LÍMITE PLÁSTICO			
		1	2	3	4	5	1	2	3	
Peso Tara + Muestra Húmeda	Wh+r	Gr	16,32	15,69	13,57	14	16,34	12,8	12,88	12,75
Peso Tara + Muestra Seca	Ws+r	Gr	12,77	12,43	10,93	11,23	12,8	11,23	11,29	11,14
	Recipiente	Gr	5,9	6,08	5,95	5,8	6,33	6,19	6,2	5,98
Peso del Agua	Ww	Gr	3,55	3,26	2,64	2,77	3,54	1,57	1,59	1,61
Peso de la Muestra Seca	Ws	Gr	6,87	6,35	4,98	5,43	6,47	5,04	5,09	5,16
Contenido de Humedad	W%	%	51,6739447	51,3385827	53,0120482	51,0128913	54,7140649	31,1507937	31,237721	31,2015504
Número de Golpes			21	16	18	27	22	Promedio :		31,1966884
Log(N°. Golpes)			1,32221929	1,20411998	1,25527251	1,43136376	1,34242268			



Para Muestra 1 se obtiene los siguientes resultados

LIMITES DE CONSISTENCIA			Ubicación :	Colimes
			Profundidad:	1m

N° Ensayo	Unidades	LÍMITE LÍQUIDO					LÍMITE PLÁSTICO			
		1	2	3	4	5	1	2	3	
Peso Tara + Muestra Húmeda	Wh+ r	Gr	17,88	18,33	17,8	17,39	16,79	8,79	10,84	8,5
Peso Tara + Muestra Seca	Ws+r	Gr	12,57	12,87	12,56	12,26	11,92	8	9,61	7,89
	Recipiente	Gr	6,1	6,21	6,33	6,11	5,98	6,19	6,18	6,45
Peso del Agua	Ww	Gr	5,31	5,46	5,24	5,13	4,87	0,79	1,23	0,61
Peso de la Muestra Seca	Ws	Gr	6,47	6,66	6,23	6,15	5,94	1,81	3,43	1,44
Contenido de Humedad	W%	%	82,0710974	81,981982	84,1091493	83,4146341	81,986532	43,6464088	35,8600583	42,3611111
Número de Golpes			30	17	21	25	26	Promedio :		40,6225261
Log(N° . Golpes)			1,47712125	1,23044892	1,32221929	1,39794001	1,41497335			



Para Muestra : Calicata se obtiene los siguientes resultados

LIMITES DE CONSISTENCIA			Ubicación :	Colimes
			Profundidad:	2.5 m

N° Ensayo	Unidades	LÍMITE LÍQUIDO					LÍMITE PLÁSTICO			
		1	2	3	4	5	1	2	3	
Peso Tara + Muestra Húmeda	Wh+ r	Gr	15,87	15,33	15,83	16,39	15,79	12,84	13,21	13,39
Peso Tara + Muestra Seca	Ws+r	Gr	12,17	11,87	12,06	12,37	12,3	11,14	11,87	11,59
	Recipiente	Gr	6,21	6,1	6,11	6,33	6,19	6,17	5,92	6,1
Peso del Agua	Ww	Gr	3,7	3,46	3,77	4,02	3,49	1,7	1,34	1,8
Peso de la Muestra Seca	Ws	Gr	5,96	5,77	5,95	6,04	6,11	4,97	5,95	5,49
Contenido de Humedad	W%	%	62,0805369	59,965338	63,3613445	66,5562914	57,1194763	34,2052314	22,5210084	32,7868852
Número de Golpes			24	33	19	17	28	Promedio :		29,8377083
Log(N°. Golpes)			1,38021124	1,51851394	1,2787536	1,23044892	1,44715803			

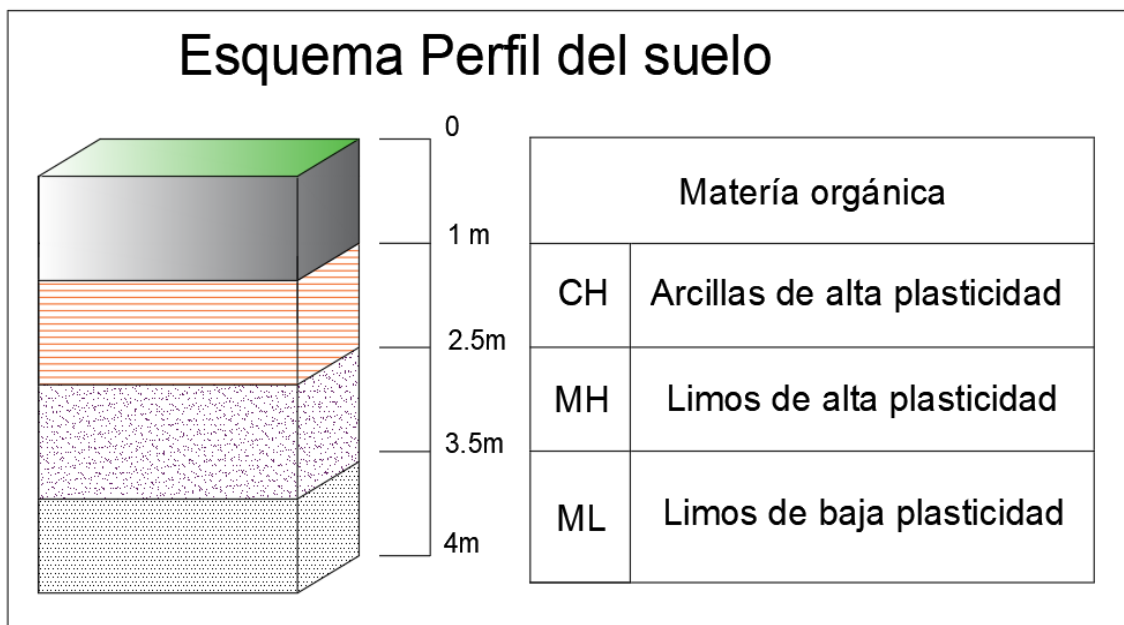
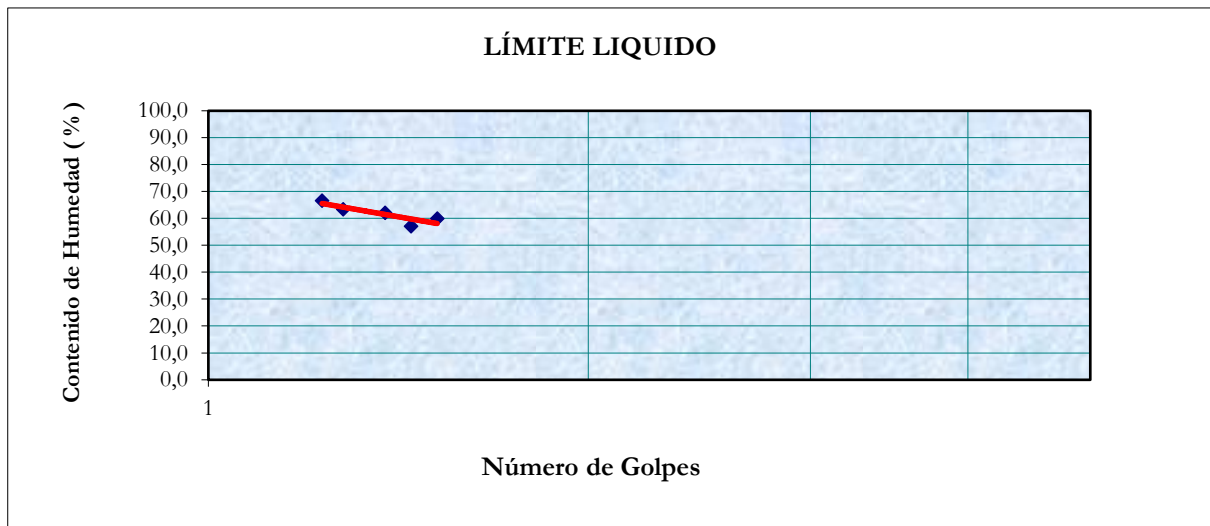


Ilustración 15. Esquema perfil del suelo del recinto Guabito de arriba del Cantón Colimes

Diseño de Viga Longitudinal

Datos conocidos:

#Carriles:	2	
Carga Especificada	HS-20	
f'c =	280	kg/cm ²
fy =	4200	kg/cm ²
Longitud de Tramo	25	m
Espesor de Losa	20	cm
# de Vigas	4	U
ASUMIR VIGA	I 850 x 329,21	mm*Kg/m

Geometría de la sección (m):

TFw= 0.55 Ancho del ala superior

TFt= 0.030 Espesor del ala superior

Wh= 0.794 Altura de alma

Wt= 0.020 Espesor de alma

BFw= 0.55 Ancho del ala inferior

BFt= 0.030 Espesor del ala inferior

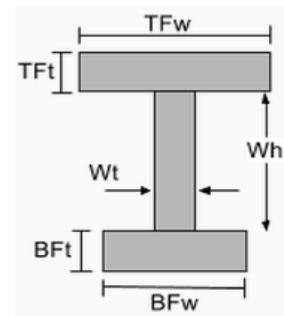


Figura 3.1 Sección de la viga principal

Cálculo de Viga: Carga Muerta

Ancho de ala efectivo

El ancho no debe de exceder y se escoge el menor valor:

Cálculo de ancho de ala efectiva: b

Criterio 1: $\frac{1}{4} * L$ ec. 3.1	6,25	m	
Criterio 2:	2,1	m	centro-centro entre vigas
Criterio 3: $12 * e$ ec3.2	2,4	m	
Ancho de Ala Efec.	2,1	m	AASHTO 10.38.3.1

Donde:

L: Luz del puente = 25m

E: espesor de losa= 0.20 m

Carga Muerta sobre la viga

DC losa= $b \cdot e \cdot \gamma$ ec 3.3

DC acero= Peso de viga+5%de diafragma ec 3.4

Cálculo de carga muerta sobre la viga:DC

DC losa:	1008	kg/m
Espesor de losa(e):	0,2	m
Ancho efec. Losa (b):	2,1	m
Peso Propio Losa (γ):	480	kg/m ²
DC acero:	345,6705	kg/m
Peso Propio Viga (γ):	329,21	kg/m
Acero misc:	16,4605	kg/m
DC losa+ DC acero	1353,67	Kg/m

Carga Muerta Superpuesta sobre la viga

$DC\ c.\ a. = \frac{\text{carpeta asfáltica} \cdot \text{ancho de calzada}}{\text{Número de vigas}}$ ec 3.4

Cálculo de carga muerta superpuesta en la viga

CM sobreimpuesta:		
DC c.a.:	207	kg/m
Ancho de Calzada:	7,2	m
Carpeta Asfáltica:	115	kg/m ²
Número de viga	4	U
DC barrera:	15,8	kg/m
Peso Propio Barrera Peatonal:	31,6	kg/m
DCc.a. + DCbarrera:	222,8	kg/m

Cálculo de momento y cortante por carga: Muerta y Superpuesta

Momento: $M_{DC} = \frac{W \cdot L^2}{8}$ ec 3.5

Cortante: $V_{DC} = \frac{W \cdot L}{2}$ ec 3.6

Carga Muerta (DC):	1353,6705	kg/m
MDC:	105755,5078	Kg-m
VDC:	16920,88125	Kg
C.M.S. (DW ac.+bar):	222,8	kg/m
M DC+DW:	17406,25	Kg-m
V DC+DW:	2785	Kg

Cálculo de Viga: Carga Viva

Cálculo de momento por carga viva máxima

Datos del Camión:	HS20-44	
Longitud de Viga:	25,00	m
Carga1:	3,6	t
Carga2:	14,8	t
Carga3:	14,8	t
	Distancia Eje 1:	4,3 m
	Distancia Eje 2:	4,3 m
F. R. Equivalente:	33,2	T
Posición de F.R.E. en camión	5,75	m
RAy:	9,77	T
MLL:	99,59	T-m

Donde:

Ray: reacción vertical Ay en el punto inicial donde comienza el puente.

MLL: Momento máximo bajo la carga 2.

Reducción de Carga Viva debido al número de carriles

#Carriles	2	u	AASHTO 3.12
Factor de Distribución C.V.	1,172		AASHTO 3.23.2
Long. Tramo. Efectivo. S:	1,9655	m	
Impacto por Carga Viva:	0,2415	Menor a 0,30	
	0,3000		
M LL+I:	72,49	T-m	
M DC:	105,7555078	T-m	
M Dc+Dw:	17,40625	T-m	

$$\text{Factor de distribución} = \frac{\text{longitud del tramo efectiva}}{1.6764} \quad \text{ec 3.7}$$

$$\text{Impacto por carga viva} = \frac{15.24}{L+38.10} \quad \text{ec 3.8}$$

Momento carga viva de diseño máximo por viga es: M LL + I

$$M_{ll} + I = M_{ll} * \frac{\text{factor de distribución}}{2} * \text{factor de impacto} \quad \text{ec 3.9}$$

Cortante por carga muerta máximo en los extremos:

V DC:	16,92088125	T
V Dc+Dw:	2,785	T

Donde:

$$V_{ll} + I = V_l * \frac{\text{factor de distribución}}{2} * \text{factor de impacto} \quad \text{ec 3.10}$$

Camión HS-20, el cortante por carga viva máxima en el apoyo

Reacción en el apoyo:	25,56	T
P1=	3,6	T
P2=	14,8	T
P3=	14,8	T
L1=	4,3	m
L2=	4,3	m
L=	25	m
Vu=	25,56	T
Factor de distribución=	1,172	
Factor de Impacto=	1,3000	
V LL+I=	19,48	T

Cortante por carga viva máxima en el centro del claro

V LL=	-10,59	T
Factor de Distribución=	1,172	
Factor de Impacto=	1,300	
V LL+I=	-8,07	T

Desarrollo del diseño por factor de carga

Grupo:

Factor de carga (Y):	1,3
Flexión y Tensión (βD):	1
Carga viva e impacto (βL):	1,67

M DC:	105,7555078	T-m
M Dw+Dc:	17,40625	T-m
M LL+I:	72,49	T-m
Mu:	317	T-m

Donde :

$$Mu = Y*(M DC + M Dw+Dc) + \beta L * M LL+I \quad \text{ec 3.11}$$

Cortante factorado en el apoyo:

Grupo:

Factor de carga (Y):	1,3
Flexión y Tensión (βD):	1
Carga viva e impacto (βL):	1,67

V DC:	16,92088125	T-m
V Dw+Dc:	2,785	T-m
V LL+I:	19,48	T-m
Vu:	67,9	T-m

Donde :

$$Vu = Y*(V DC + V Dw+Dc) + \beta L * V LL+I \quad \text{ec 3.12}$$

Verificaciones

Tabla 3.1 Propiedades de la sección de la viga

	Viga I	cantidad	Unidad
	d	854	mm
	b=bf	550	mm
	t=tf	30	mm
	tw	20	mm
	Fy	350	MPA
	Sx	15077,9953	cm ³
	Zx	9702,68	cm ³
	ry	130,497312	mm
	Peso de Viga	383,708	Kg/m

Criterio de pandeo local – ALA AASHTO 10.48.1.1(a)

b/t: ec 3.13 18,33333333

343,87/SQRT(Fy): ec 3.14 18,38062465

Criterio: Cumple

Criterio de pandeo local – ALMA AASHTO 10.48.1.1(b)

D/tw: ec 3.15 39,7

1608,9/SQRT(Fy): ec 3.16 85,99932242

Criterio: Cumple

Criterio de arriostamiento local para ala en compresión AASHTO 10.48.1.1(c)

Lb longitud no arriostada (Losa compuesta) 0

Tabla 3.2 Verificación de momento y cortante de la viga:

Verificación de la capacidad de momento de la viga:	Desde que:	Muviga:	339,5938	T-m
	Es menor que:	Mu:	317,5	T-m
	Viga es adecuada			
Verificar el cortante en el centro de la viga:	K:		5	
	Vp:		322,36	Ton
	Coeficiente de pandeo de alma		1	
	Vu:		322,36	Ton
	Desde que:		322,36	Ton
	es mayor que Vu en el centro:		0	Ton
		Viga es adecuada		

Verificar el cortante en el apoyo de la viga:	Vu:		322,36	Ton
	Vu apoyo:		67,91	Ton
	Viga es adecuada			

Donde:

$$M_{\text{viga}} = F_y \cdot Z_x \quad \text{ec 3.17}$$

$$V_u \text{ centro} = 0.58 \cdot F_y \cdot D \cdot t_w \quad \text{ec 3.18}$$

V_u apoyo valor de la ecuación ec 3.12

Diseño de Losa

DATOS LOSA

f'_c	280	kg/cm ²
F_y	4200	kg/cm ²
ρ hormigón	2400	kg/m ³
ρ asfalto	2300	kg/m ³
vano(paralelo tráfico)	25	m
vano(perpendicular tráfico)	2,1	m

PREDIMENSIONAMIENTO

$$\text{Longitud efectiva : } S = \text{vano(perpendicular tráfico)} - \frac{b_f}{2} \quad \text{ec 3.19}$$

S=

Espesor de losa : t

$$\text{del capítulo 2 ilustración 2.1 se obtuvo el } t = \frac{1.2 \cdot (S+3000)}{30}$$

$$- t = 193 \text{ mm}$$

$$- t \text{ mín } 175 \text{ mm}$$

Se escogió un espesor de 200 mm

CARGAS

Carga muerta

Carpeta asfáltica CW: 115Kg/m

Losa CM: 480 Kg/m

MOMENTO NEGATIVO DE DISEÑO

Se usó el programa Sap 2000 para los diagramas

Ilustración 3.2 Diagrama de momento losa

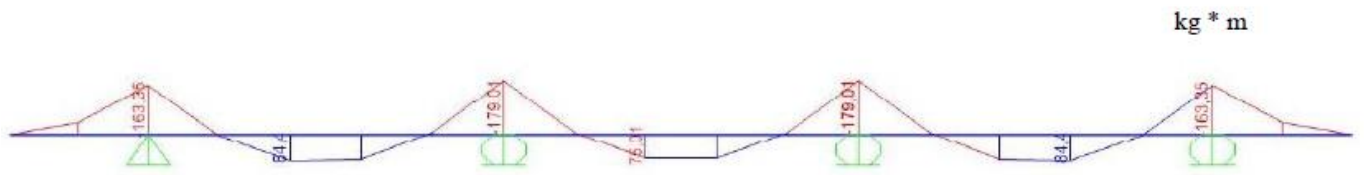
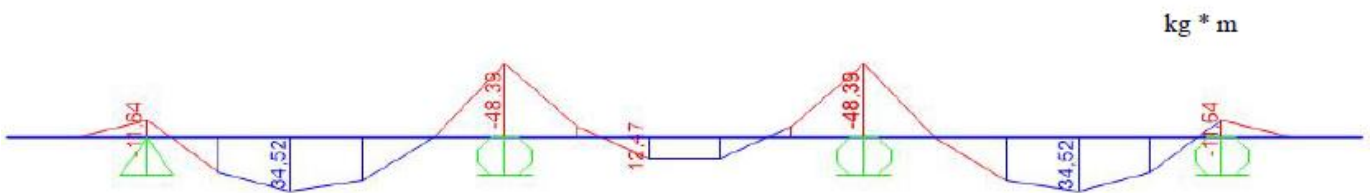


Ilustración 3.3 Diagrama de momento carpeta asfáltica



Carga Viva y efecto de Carga Dinámica (LL+IM):

Método Aproximado de Análisis.

Números de carriles : Ancho de calzada / 3,6 m Art. 3.6.1.1.1

Ancho de calzada, m 7,20 m

Números de carriles : 2

Factor de presencia múltiple : Cap 2 ilustración 2.3

Ancho de Franja Transversal Equivalente: Cap 2 ilustración 2.4

(-)M: 1220 + 0,25 S

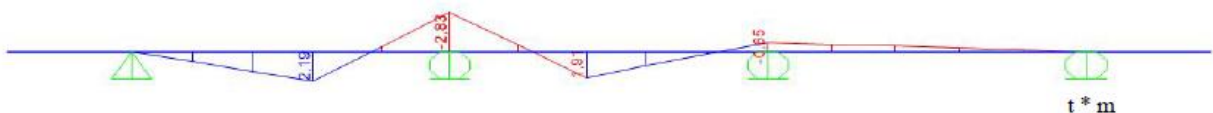
S, mm 1973 mm

(-)M: 1713,25 mm

1,71325 m

Se encontró el momento de carga viva máximo negativo

Ilustración 3.4 Diagrama de momento negativo



M -2,83 T m

m= 1,2 1 carril cargado

$M' = m * M / (-)M$

$$M' = -1,98 \text{ Tm}$$

$$M(-) \text{ LL+IM} = M' * 1,33$$

$$\mathbf{M(-) \text{ LL+IM} = -2,64 \text{ T m}}$$

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$ (Tabla 3.4.1-1)

$$M_u = n[(1.25 \text{ ó } 0.9)MDC + (1.50 \text{ ó } 0.65)MDW + 1.75M(\text{LL+IM})] \text{ (Tabla 3.4.1-2)}$$

$$\mathbf{M_u(-) = -4,91 \text{ T m}}$$

MOMENTO POSITIVO DE DISEÑO

Ilustración 3.5 Diagrama de losa

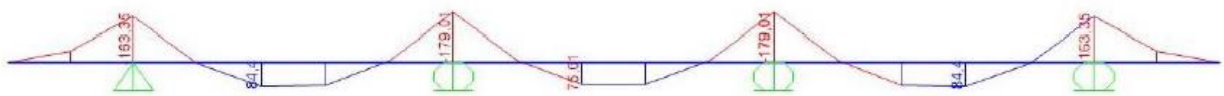


Ilustración 3.6 Diagrama de carpeta asfáltica

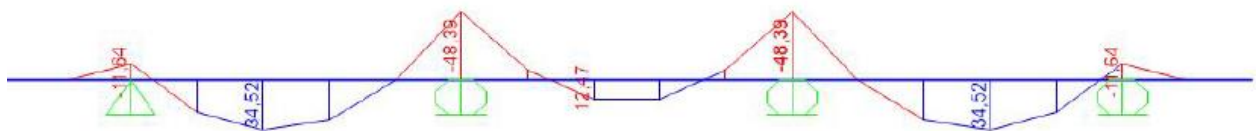
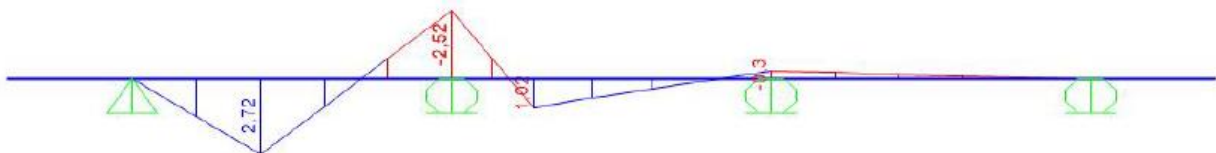


Ilustración 3.7 momento de carga viva máximo positivo



Son los mismos cálculos que se realizaron para momento negativo

$$\mathbf{M_u (+) = 4,51 \text{ T m}}$$

CÁLCULO DEL ACERO

ACERO NEGATIVO (PERPENDICULAR AL TRÁFICO)

$$M_u -4,91 \text{ t} * \text{ m}$$

Emplear

Ø hierro 1,4 cm

recubrimiento 5 cm ASSHTO T. 5.12.3-1

Peralte $d = 14,3 \text{ cm}$

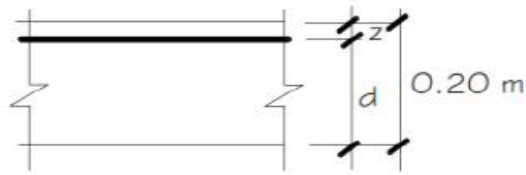


Ilustración 3.8 sección de peralte y peralte para acero negativo

Cuantía de acero.

As cm²/m 10,09

Prof. bloque, a cm 1,69

Emplear

Ø hierro 1,4 cm

Área hierro 1,54 cm²

Separación, s = 0,15 m

Emplear 1Ø14 mm @ 15 cm

ACERO POSITIVO (PERPENDICULAR AL TRÁFICO)

Mu 4,51 T m

Empleando

Ø hierro 1,4 cm

recubrimiento 2,5 cm T. 5.12.3-1

Peralte d = 16,80 cm

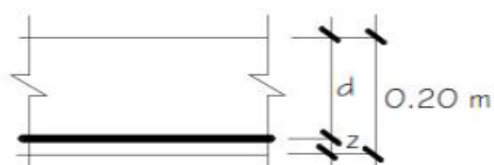


Ilustración 3.9 sección de peralte y peralte para acero positivo.

As cm²/m 7,15

a cm 1,26

Emplear

Ø hierro 1,4 cm

Área hierro 1,54 cm²

Separación, s = 0,17 m

Emplear 1Ø14 mm @ 17 cm

ACERO DE TEMPERATURA

ϕ 10 mm
A 0,78539816 cm²
s 45 cm
As min

Emplear 1Ø14 mm @ 30 cm

ACERO DE DISTRIBUCIÓN

% 67
As distrib 6,21127843 cm²/m
 ϕ 1,4 cm
A 1,5393804 cm²
s 25 cm

Emplear 1Ø14 mm @ 25 cm

CALCULO PESO DE VARILLAS

Para marca 100 Tipo C se tiene. Ver tabla 1

Longitud parcial = suma de las dimensiones

Longitud parcial = $7,15 + 0,8 * 2 = 7,310$ m

Longitud total = No * longitud parcial

Longitud total = $164 * 7,310 = 1198,84$ m

Peso = Kg/m * longitud total

Peso = $1,208 * 1198,84$

Peso = 1448,198 Kg

Se calculó igual para los demás tipos de hierros

CÁLCULO DE ACERO LOSA (SUPERESTRUCTURA)

Tabla 3.1. Detalle de planilla de acero de la losa de superestructura de puente.

PLANILLA DE ACEROS LOSA											Observación
Marca	Tipo	Ø (mm)	Kg/m	No	DIMENSIONES (m)			LONGITUD		PESO (Kg)	
					a	b	c	PARCIAL(m)	TOTAL (m)		
100	C	14	1,208	164	7,150	0,080		7,310	1198,84	1448,1987	Malla superior Ø14@15
101	C	14	1,208	145	7,122	0,08		7,282	1055,89	1275,5151	Malla inferior Ø14@17
102	L	14	1,208	46	11,920	0,080		12,000	552	666,816	Malla Superior Ø14@30
103	I	14	1,208	23	3,210			3,210	73,83	89,18664	
104	L	14	1,208	54	11,920	0,080		12,000	648	782,784	Malla inferior Ø14@25
105	I	14	1,208	27	3,082			3,082	83,214	100,52251	
106	G	12	0,888	935	0,100	0,083	0,050	0,366	342,21	303,88248	Refuerzo "burro"

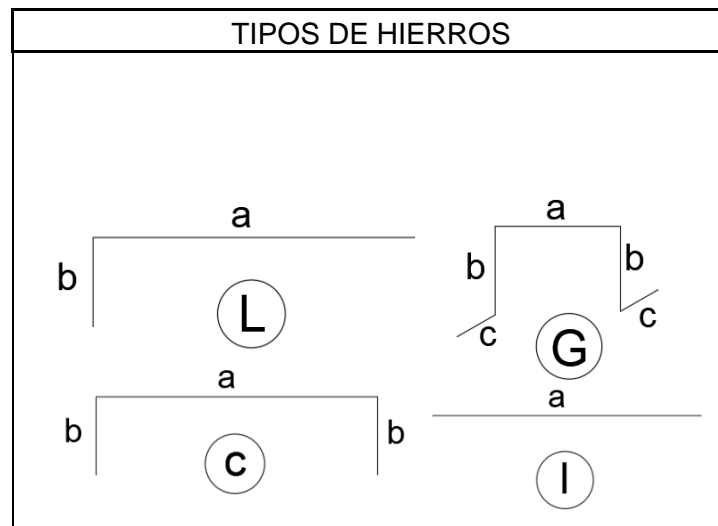


Figura 3.2. Detalles de los tipos de acero de la losa

Tabla 3.2. Resumen de acero de la losa de superestructura de puente.

RESUMEN DE MATERIALES		
Ø (mm)	12	14
L (m)	342	2555,884
Peso (Kg)	304	3087,508

Tabla 3.3 Cantidad de acero de la losa de superestructura de puente.

CANTIDAD DE ACERO					
Marca	Tipo	No	Varillas de 9m	Varillas de 12 m	Varillas de 12 m
100	C	164	164		
101	C	145	145		
102	L	46		46	46
103	I	23		7,666666667	8
104	L	54		54	54
105	I	27		9	9
106	G	935		29,21875	30
TOTAL VARILLAS 14 mm			309		117
TOTAL VARILLAS 12 mm					30

CANTIDAD DE ACERO

Marca Mc 100 Tipo C y Mc 101 Tipo C . Ver tabla 3

Longitud de 1 varilla = 9m

Longitud parcial = 7,310 m

Por lo que se concluye que en una varilla de 9 m, se escoge para 7,310 m

Cantidad en plano Mc 100=164

Cantidad en plano Mc 101=145

Finalmente

Para Mc 100 y 101 se usaron 309 varillas de 14mm 9m

Marca Mc 103 Tipo I

Longitud de 1 varilla = 12m

Longitud parcial = 3,21 m

Por lo que se concluye que, en una varilla de 12 m, se escoge 3 secciones de 3, 21m

Cantidad en plano Mc 103 = 23

Finalmente

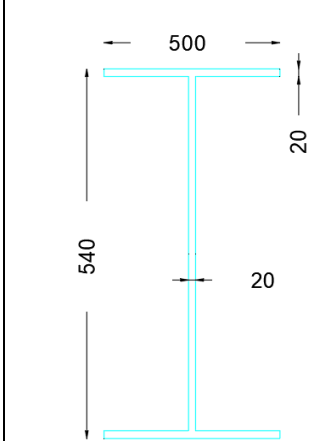
Varilla de 12m = 23/3

Varilla de 12m = 8 varillas

Para Mc 103 se usaron 8 varillas de 14mm 12m

3.3 DISEÑO DE DIAFRAGMA EXTERIOR E INTERIOR

Tabla 3.3 Propiedades de la sección de la viga diafragma

	Viga I	cantidad	Unidad
	d	540	mm
	b=bf	500	mm
	t=tf	20	mm
	tw	20	mm
	Fy	350	MPA
	Sx	5781,48148	cm ³
	Zx	3750	cm ³
	ry	117,898261	mm
	Peso de Viga	235,5	Kg/m

La sección asumida $W = 235,5 \text{ kg/m}$

Separación entre vigas longitudinal: $S = 2,10 \text{ m}$

$$M_{pp} = wL^2/8 = 129,82 \text{ kg-m}$$

Se calculó el momento máximo por carga puntual:

$$M_{s/c} = P * L/4 = 3,89 \text{ T-m}$$

Del Cap 2 ecuación ec 2.12 : $M_{LL+I} = 5050,5 \text{ Kg-m}$

Calculó por Resistencia I

Del Cap 2 ecuación ec 2.13 : $M_t = 9000,65 \text{ Kg-m}$

Usando acero A-36

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1265 \text{ kg/cm}^3$$

$$f_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$$

Del Cap 2 ecuación ec 2.13 : Modulo de sección: $711,51 \text{ cm}^3$ **requerido**

Modulo de sección debe ser mayor al módulo de sección requerido

$$5781,5 \text{ cm}^3 > 711,51 \text{ cm}^3$$

Para diafragmas interiores serán ubicados cada 8,3 m a lo largo de la luz de 25m

Conectores de corte

Resistencia al corte

Utilizando pernos de 3/4", la resistencia de 1 perno será:

ϕ_{sc}	0,85	
F_y	3515	Kg/cm ²
A_{sc}	2,84	cm ²
E_c	250000	Kg/cm ²
f'_c	280	Kg/cm ²
F_u	4200	Kg/cm ²
Q_n	11880,5724	Kg
$A_{sc} * F_u$	11928	Kg

$$Q_n \leq A_{sc} F_u \quad \text{OK}$$

Del Cap 2 ecuación ec 2.15

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n = 10098,4865 \text{ Kg}$$

Se calculó de Fuerza cortante Del Cap 2 ecuación ec 2.18 y ec 2.19

$$A_s (\text{Viga}) = 48880 \text{ mm}^2$$

$$P1P = 116334,4 \text{ Kg}$$

$$P2P = 1718132 \text{ Kg}$$

Se selecciona $P = 1718132 \text{ Kg}$

Se calculó el número de pernos de corte: $n = \frac{P}{Q_r} * 2$ Del cap. 2 ec. 2.20

$N = 340$ pernos

Donde se distribuirán 170 filas y cada fila con 2 pernos de 3/4 " cada 15 cm

Para una viga longitudinal serán 340 pernos
 En total para las 4 vigas : 1360 pernos

RIGIDIZADORES

Asumimos

D= 1,7m
 tw= 0,02m
 E= 2038902kg/cm²
 K= 5
 Fyw= 3515kg/cm²

Del capítulo 2 ecuación ec 2.21

$$\frac{D}{t_w} \leq 2.5 * \left(\frac{E}{F_{yw}} \right)^{0.5} \text{ ec. 2.21}$$

85,00 > 60,21 Necesita rigidizadores transversales

Restricción basada en el ancho del patín:

16t_p ≥ bt ≥ bt/4 ec 3.20

28,8 ≥ 26,5 ≥ 13,75 Ok.

Chequeo de las especificaciones es para el momento de inercia del rigidizador

I_t ≥ do*tw³*J ec 3.21

Donde J= porción requerida de rigidez de un rigidizador transversal a esa platina del alma

J=2.5(D/do)²-2.0 ≥ 0.5 ec 3.22

I_t=Momento de inercia del rigidizador transversal tomando sobre el borde en el alma para rigidizadores unicos y sobre el espesor medio del alma para parejas de rigidizadores

do=espaciamiento del rigidizador transversal

do= 150 cm. 1.5 m

El espaciamiento de rigidizadores transversales, do, debe satisfacer lo siguiente:

do ≤ D(260/(D/tw))² ec 3.23

150 ≤ 1590,59 Ok.

Max. do < 3D

150 < 510 Ok.

Se probará con un par de rigidizadores: (uno cada lado del alma)

I_t = t_p(2b_t+tw)³/12 ec 3.24

I_t = 24956,25 cm⁴ > do*tw³*J = 1068 cm⁴

Chequeo de las especificaciones es para el area del rigidizador transversal

A_s ≥ {0.15*B*D/tw(1-C)(Vu/(φVn))-18}*Fyw*tw²/Fcr ec 3.25

Fcr=esfuerzo de la comba local elástica para rigidizador.

$$F_{cr} = 0.31 * E / (b/t)^2 \leq F_{ys} \quad \text{ec 3.26}$$

$$F_{cr} = 2916,16 \leq 3515 \quad \text{kg/cm}^2$$

ϕ_v = Factor de resistencia para cortante especificado en el LRFD

As= área de rigidizador; área total de ambos rigidizadores por pares en mm.

B=1.0 para parejas de rigidizadores = 1

1.8 para rigidizadores de angulo unico

2.4 para rigidizadores de platina unica

C=proporción de la resistencia al corte para el esfuerzo de fluencia del corte

Fys=esfuerzo de fluencia mínimo especificado del rigidizador

Vn=resistencia nominal al corte determinado para almas no rigidizadas y rigidizadas respectivamente.

$$A_s = 2915 \text{ cm}^2 \geq -86,8029464 \text{ cm}^2 \quad \text{OK.}$$

El alma proporciona la resistencia adecuada, por consiguiente, el área requerida de los rigidizadores es negativa

APOYO ELASTÓMÉRICO

Se diseñarán los apoyos elastoméricos con el Método B descrito en el artículo 14.7.5. de las especificaciones de la AASHTO.

GEOMETRÍA DEL APOYO

Factor de forma: Si		AASHTO 14.7.5.1-1	
longitud del apoyo	L	30	cm
ancho del apoyo	w	25	cm
grosor de la capa	hri	1	cm
	hrt	5	cm
Factor de forma de una capa	Si	6,818	
Número de placa de acero	Nst	4	

DATOS DE MATERIALES A EMPLEAR

La AASHTO establece que se debe usar el módulo de corte del elastómero a (23°C) como base

Dureza del elastómero	D	60	Sh a 70	Art.
Módulo en cortante del elastómero	G	10	Kg/cm ²	14.7.5.2.)
Deformación por flujo plástico en 25 años	Cd	0,35		Art. 14.7.6.2-1)
Alargamiento de rotura		325	%	
Deformación remanente		25	%	
resistencia a la rotura		175	Kg/cm ²	

para el diseño. Debe usarse un módulo de corte 5.62 y 12.3 kg/cm², debiéndose tomar el que produzca los resultados más desfavorables. Art. 14.7.5.2.

Las características de las placas metálicas dependerán principalmente de:

Serán de acero dulce con las siguientes características:

Límite elástico 22 kg/cm

Deformaciones de corte

$$hrt \geq 2\Delta S \quad \text{ec 3.27}$$

Consideramos los siguientes coeficientes térmicos:

Coeficiente térmico del concreto: $\alpha_c = 1.0 \times 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$

$$\text{Deformación } : \Delta S = 2500 * 0,000011 * 18$$

$$\Delta S = 0,495 \text{ cm}$$

$$hrt = 0,99 \text{ cm}$$

$$2\Delta S < hrt$$

$$0,99 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad \text{Si cumple}$$

REVISIÓN DEL ESFUERZO DE COMPRESIÓN

Estado límite de servicio cumplir:

$$\sigma_s \leq 1.25 G S_i \quad \text{ec 3.27}$$

$$\sigma_s = 1.25 * 10 * 6,818$$

$$\sigma_s = 85,23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s \leq 89,9 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Deflexión por compresión

Deformación instantánea de compresión	σ_s	1,2089805 KSI
	ξ_i	0,048

La deflexión instantanea es entonces: (Art. 14.7.5.3.3)

$$\delta_i = 2 * \varepsilon_i * h_{ri} + \# \text{ de placas internas} * \varepsilon_i * h_{ri} \text{ ec 3.28}$$

0,288 cm

Se evaluó la deflexión por flujo plástico

$$\delta_{\text{flujo plástico}} = C_d \cdot \delta_{\text{inst}} \text{ ec 3.29}$$

0,1008 cm

la deflexión total fue:

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{\text{inst}} + \delta_{\text{flujo plástico}} \text{ ec 3.30}$$

0,3888 cm

(Art. 14.7.6.3.3) La deflexión inicial

$$\text{no debe de exceder } 0.07 * h_i \text{ ec 3.31}$$

0,07 cm

Se revisa primero el requerimiento del Art. 14.7.6.3.3

$$\delta_{\text{int1 capa}} = (\varepsilon_{\text{int}})(h_{\text{interna}}) \text{ ec 3.32}$$

0,048 OK

No es necesario calcular la deflexión sin considerar la asignación de cargas dinámicas

La deformación unitaria de corte causada por la rotación para un apoyo rectangular :

$$\gamma_r = D_r \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 * \frac{\theta_s}{n} \text{ ec 3.32}$$

Donde:

D_r = Factor adimensional. Para apoyos rectangulares deberá tomarse como = 0,5

h_{ri} = Espesor de la i-ésima capa de elastómero. = 1cm

L = Dimensión del apoyo perpendicular al eje de rotación considerado (paralelo al eje del puente). = 30 cm

n = Número de capas interiores de elastómero= 3

$$\gamma_r = 0,75$$

θ_s = Máximo ángulo de rotación debido a cargas estáticas o cíclicas= 0,005rad

La deformación unitaria de corte causada por la deformación de corte

$$\gamma_s = \frac{\Delta s}{h_{rt}} \text{ ec 3.33}$$

$$\gamma_s = 0,099$$

Elegimos el espesor mínimo especificado de 1.5mm

En resumen, se elige un apoyo elastomérico de dureza 60, de L=30 cm, W=25 cm, con un espesor total de 56 mm conformado por: 5 capas de elastómero de neopreno de 10 mm y 4 planchas de refuerzo de 1.5 mm G50.

SELECCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS ESTRIBOS Y MUROS DE ALA PARA EL DISEÑO

El estribo izquierdo contiene el aparato de apoyo móvil, mientras que el estribo derecho aloja el aparato de apoyo fijo. Las características de los estribos y muros de ala son las descritas en el numeral.

Las especificaciones de la asociación americana de oficiales de carreteras y transporte para el cálculo de estructuras de puentes de carretera (AASHTO LRFD - Load and Resistance Factors Design) [11] utiliza el método de los estados límites (últimos y de servicio) que considera factores para cada carga y para cada resistencia nominal que tratan de representar las posibles variaciones en las cargas para el diseño de puentes y la resistencia de los componente

PREDIMENSIONADO ESTRIBOS Y MURO DE ALA

$$n = (200 \cdot 0.0017 \cdot L + 0.0067 \cdot H) \cdot (1 + 0.000125 \cdot S^2) \text{ ec. 1}$$

L = 25 m Luz del Puente
H = 0 m Altura de apoyos intermedios (pilas)
S = 0° Angulo de esviaje del puente

$$n = 367.5 \text{ mm}$$

Se escoge una asiento mínimo de 0.4 m

Altura del Cabezal

La altura del cabezal se determina con la expresión

$$H1 = Hs$$

H1 = 1.40 m Altura del cabezal del estribo en m

Hs = 1.40 m Altura estructural (losa + viga + aparatos de apoyo) dato tomado de la referencia

Altura de Zapata

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

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

Donde:

Hz = Altura de la zapata del estribo en m;

H = 6 m = Altura del estribo

Hz = 0.6 en el cual adoptamos un valor de 0.70 m

Altura de Pantalla

La altura de la pantalla se determina

$$H2 = H - Hz - H1$$

H2 = Altura de la pantalla del estribo en m

$$H_2 = 3.90 \text{ m}$$

Constituida entre la ménsula y la viga de asiento

Ancho de la superficie de asiento

El ancho de la superficie de asiento se determina

$$b = N + j$$

b = Ancho superficie de asiento en m

$N = 0.367 \text{ m}$ = por consideraciones sísmicas

$j = 0.10 \text{ m}$ = Ancho de la junta de dilatación AASHTO 5.5.6.5

$b = 0.4 \text{ m}$ el cual para nuestro diseño se opta de un $b = 0.7 \text{ m}$

Ancho del cabezal

El ancho del cabezal se determina

$$tbw = 0.20 \text{ o } 0.30 \text{ m}$$

Se adopta de 0.30 m

Ancho de la zapata

El ancho de la zapata se selecciona entre los valores de:

$$B = 0.40H \text{ y } 0.7H$$

$$B = 0.7 * 6.00$$

$$B = 4.55 \text{ m}$$

Se adopta para nuestro diseño 6 m por motivos de volcamiento de la estructura.

Ancho del Dedo

El ancho del dedo se determina con

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

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

$$td = 2 \text{ m}$$

Ancho del talón

El ancho del talón se determina

$$tt = B - td - tbw - b$$

Donde

tt = Ancho del talón en m

td = 2 m Ancho del dedo del estribo;

B = 6,00 m Ancho de la zapata del estribo

tbw = 0,30 Ancho del cabezal del estribo

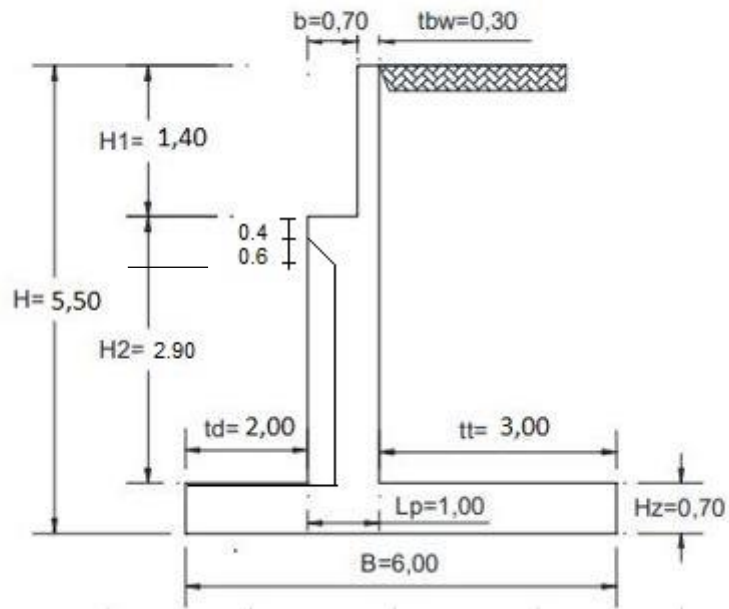
b = 0,70 m = Ancho de la superficie de asiento

Por lo tanto

$$tt = 3$$

Los valores se resumen en el siguiente grafico

Dimensiones del Estribo



<

Ilustración 3.9 Dimensiones del Estribo

Tabla 3.4 Dimensiones del Estribo

Altura del Estribo H:	6,00	m
Altura del cabezal H1:	1,40	m
Espesor del cabezal tbw:	0,30	m
Longitud mínima de asiento N:	0,40	m
Desplazamiento mínimo por temperatura j:	0,10	m
Ancho superficie de asiento b:	0,70	m

Arranque de la pantalla (empotramiento) Lp:	0,50	m
Altura de la pantalla H2:	3,90	m
Altura de la zapata Hz:	0,70	m
Ancho del dedo td:	2,50	m
Ancho del talón tt:	3,00	m
Ancho total de la zapata B:	6,00	m
Ancho de diseño b´:	1,00	m
Altura de cimentación Df:	2,00	m

Propiedades del Estribo

Norma de Diseño AASHTO 2002

Resistencia Hormigón 28 días $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ Replanteo

Resistencia Hormigón 28 días $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ Subestructura

Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Recubrimiento Mínimo = 0.075m

Normas de Soldadura : AWS

Estribo con Puente

Cargas Verticales

Se considera un ancho de 1 metro de longitud de estribo

Cargas DC , estableciendo la siguiente tabla con resultados

Tabla 3.5 Peso propio del estribo de concreto armado

	Dimensiones del estribo			γ material t/m3	Peso t/ml	BPx m	Momento t*m/ml
	altura	ancho	espesor				
	m	m	m				
pa	0,4	1	1	2,08	0,832	3,5	2,912
pb	1,4	1	0,3	2,16	0,9072	3,35	3,03912
pc	3,5	1	0,5	2,16	3,78	2,75	10,395
pd	0,6	1	0,5	2,16	0,648	0,25	0,162
pe	0,7	1	6	2,16	9,072	3	27,216
				Peso	15,2392	Me	43,72412

DC = 15.23292 ton/m

$$XA = \frac{\sum Mx}{DC} \quad \text{ec. (3.34)}$$

XA = 2,86 m

$$YA = \frac{\sum Mx}{DC} \quad \text{ec. (3.35)}$$

YA = 1,56 m

Cargas DW

Peso Asfalto en superestructura

Pdw= 12 ton/m

Xa= 2,35m

Cargas LS

Sobrecarga por carga viva del terreno

La altura es equivalente al suelo por S/C (norma Tabla 3.11.6.4-1)

En nuestro caso las cargas vehiculares se agrega un H=6m y un h'=0.6m.

Terreno extendido del talón del estribo en 3 m.

$$LSy = H * h' * \gamma_1 \quad \text{ec. (3.36)}$$

LSy = 3,744 ton/m

Xa = 4,5 m

Cargas EV

Cargas del terreno

Tabla 3.6 Peso del terreno

	Dimensiones del estribo			Y material	Peso	BP	Momento	BP _y	Momento
--	-------------------------	--	--	------------	------	----	---------	-----------------	---------

	altura	ancho	espesor						
	m	m	m	t/m3	t/ml	m	t*m/ml	m	
pa	5,30	1	3,00	2,08	33,072	4,5	148,824	3,35	110,7912

$$EV = 33,072 \text{ ton/m}$$

$$Xa = 4,5 \text{ m}$$

Cargas DW

Cargas del asfalto en la superestructura

La carga permanente es la que incluye el peso propio de todos los elementos de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobre capas y ensanchamientos previstos

$$P_{dw} = 1,8 \text{ ton/m}$$

$$Xa = 2,35 \text{ m}$$

Cargas LL+IM

Carga viva e impacto desde la superestructura

$$P(LL+IM) = 9,9494 \text{ ton/m}$$

$$Xa = 2,35 \text{ m}$$

$$\gamma_1 = 2,08 \text{ ton/m}^3$$

Tabla 3.7 Cargas Verticales

Resumen de Cargas Verticales				
Carga	Tipo	V(ton/m)	Xa(m)	Mv(Ton*m/m)
DC	DC	15,2392	2,86918736	43,72412
PDC	DC	12	2,35	28,2
PDW	DW	1,8	2,35	4,23
EV	EV	33,072	4,5	148,824
PLL	LL+IM	9,9494	2,35	23,38109
LSy	LS	3,744	4,5	16,848
Total		75,8046		265,20721

Cargas Horizontales

Calculo del coeficiente de empuje activo (K_a) (AASHTO 3.11.5.3-1)

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ ec. (3.37)}$$

Donde:

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

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.32$$

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva (LSx):

$$p'' = K_a * h' * \gamma_1 \quad \text{ec. (3.38)}$$

$$p'' = 0.32 * 0.6 * 2.08$$

$$p'' = 0,3998 \text{ ton/m}^2$$

$$Y_a = 3 \text{ m}$$

Cargas EH (art. 3.11)

Presión lateral del terreno

$$p = K_a * H * \gamma_1 \quad \text{ec. (3.39)}$$

$$p = 0.32 * 6 * 2.08 =$$

$$p = 3,99 \text{ ton/m}^2$$

$$p = K_a * H * \gamma_1$$

$$EH = \frac{1}{2} * H * p \quad \text{ec. (3.40)}$$

$$EH = 11,98 \text{ ton/m}$$

$$Y_a = 2 \text{ m}$$

Cargas EQ

Efecto Combinado de PAE Y PIR

$$K_{as} = \frac{\cos 2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos 2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad \text{ec. (3.40) 11.6.5.3-2}$$

$$\Theta = 4,22^\circ$$

$$K_{as} = 0,38$$

Presión Estática del terreno

$$PAE = \frac{1}{2} * K_{as} * \gamma t * H^2 \quad \text{ec.(3.41)}$$

$$PAE = \frac{1}{2} * 0,38 * 2,08 * 6^2 =$$

$$PAE = 14,2272 \text{ ton/m}$$

Acción sísmica

$$EQ = PAE - EH \quad \text{ec. (3.42)}$$

$$EQ = 14,22 - 11,98 =$$

$$EQ = 2,24 \text{ ton/m}$$

$$Y_a = 3 \text{ m}$$

Fuerza inercia del estribo

$W_w + W_s =$ peso del estribo + terreno (Ver tabla 3.5)

$$PIR = K_h * (W_w + W_s) \quad \text{ec. (3.43)}$$

$$K_h = 0,18 \quad (\text{Art. 11.6.5.2.2})$$

$$PIR = 0,18 * (48,31) =$$

$$PIR = 8,69 \text{ ton/m}$$

$$Y_a = 2,78 \text{ m}$$

Efecto combinado de PAE y PIR

$$PAE+0,5PIR = 18.57 \text{ ton/m}$$

$$(0,5PAE>EH)+PIR = 15.80 \text{ ton/m}$$

Se considera la primera expresión por ser la más crítica, al PAE se le descuenta la presión del terreno (EH).

$$EQ_{terr} = 2.24 \text{ ton/}$$

$$0,5PIR = 4.34 \text{ ton/m}$$

Carga por superestructura

Art. 3.1.10.9.1 establece que independiente de la zona sísmica, este debe tener una sollicitación mínima de diseño en una unión restringida entre superestructura y subestructura no menor al producto del coeficiente de aceleración A_s .

$$A_s = F_{pga} * PGA = K_{ho} \quad \text{ec. (3.44) Art. 3.10.4.2-2}$$

$$A_s = 0.48$$

$$Y_a = 5.3 \text{ m}$$

$$PEQ = P_{DC+DW} * A_s \quad \text{ec. (3.45)}$$

$$PEQ = 6.624 \text{ ton/m}$$

Carga de Frenado

Por Art. 3.6.4 se asume que esta fuerza actúan horizontales a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada.

$$B_r = 1.99 \text{ ton/m}$$

$$Y_a = 7,8 \text{ m}$$

Tabla 3.8 Cargas Horizontales

Resumen Cargas Horizontales				
Carga	Tipo	H(ton/m)	Ya(m)	Mu(ton*m/m)
LSx	LS	2,40	3,00	7,19
EH	EH	11,98	2,00	23,97
EQterr	EQ	2,24	3,00	6,73

0,5PIR	EQ	4,35	2,79	12,12
PEQ	EQ	6,62	5,30	35,11
BR	BR	1,99	7,80	15,52
total		29,58		100,64

Estados Límites y Combinaciones de Carga

Se toman en cuenta los estados límites de Resistencia I y Evento Extremo I con valor de $n=nD \ nR \ nI = 1$.

En el chequeo de estabilidad al volcamiento y deslizamiento se utiliza las cargas actuantes, utilizando factores γ máximos para las cargas horizontales, que son las que generan el volcamiento en el punto A y deslizamiento en la base de fundación (EH, LSx, EQ y BR) y con respecto a los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que van a generar estabilidad (DW, DC, LL+IM, EV Y LSy) para así optimizar las condiciones críticas de volcamiento y deslizamiento en la subestructura.

Para el chequeo de las presiones en la base se emplean los factores de carga verticales y horizontales (Véase tabla 2.2) para así maximizar los efectos.

Tabla 3.9 Cargas Verticales Caso I

Cargas Verticales							
Tipo	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Total
Carga	DC	PDC	PDW	EV	PLL+IM	LSY	Vu(ton)
V(ton)	15,24	12,00	1,80	33,07	9,95	3,74	75,80
Resistencia Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	
	13,72	10,80	1,17	33,07	0,00	0,00	58,76
Resistencia Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	
	19,05	15,00	2,70	44,65	17,41	6,55	105,36
Evento extremo Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	
	13,72	10,80	1,17	33,07	0,00	0,00	58,76

Evento extremo Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50	
	19,05	15,00	2,70	44,65	4,97	1,87	88,24
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
	15,24	12,00	1,80	33,07	9,95	3,74	75,80

Tabla 3.10 Momento Estabilizador Caso I

Momento estabilizador							
Tipo	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Total
Carga	DC	PDC	PDW	EV	PLL+IM	LSY	MVu(ton)
Mv ton*m	43,72	28,20	4,23	148,82	23,38	16,85	265,21
Resistencia Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	
	39,35	25,38	2,75	148,82	0,00	0,00	216,31
Resistencia Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	
	54,66	35,25	6,35	200,91	40,92	29,48	367,56
Evento extremo Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	
	39,35	25,38	2,75	148,82	0,00	0,00	216,31
Evento extremo Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50	
	54,66	35,25	6,35	200,91	11,69	8,42	317,28
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
	43,72	28,20	4,23	148,82	23,38	16,85	265,21

Tabla 3.11 Cargas Horizontales Caso I

Cargas Horizontales							
Tipo	LS	EH	EQ			BR	Total
Carga	LS	EH	Eqterr	0,5PIR	PEQ	BR	Hu(ton)
V(ton)	2,40	11,98	2,24	4,35	6,62	1,99	29,59
Resistencia Ia	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	
	4,19	17,98	0,00	0,00	0,00	3,48	25,65

Resistencia lb	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	
	4,19	17,98	0,00	0,00	0,00	3,48	25,65
Evento extremo la	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	
	1,20	17,98	2,24	4,35	6,62	1,00	33,38
Evento extremo lb	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	
	1,20	17,98	2,24	4,35	6,62	1,00	33,38
Servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	
	2,40	11,98	0,00	0,00	0,00	1,99	16,37

Tabla 3.12 Momento Horizontal Caso I

Momento de Vuelco por Cargas Horizontales							
Tipo	LS	EH	EQ			BR	Total
Carga	LS	EH	Eqterr	0,5PIR	PEQ	BR	MHu(ton)
MV(ton)	7,19	23,97	6,73	12,12	35,11	15,52	100,64
Resistencia la	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	
	12,58	35,95	0,00	0,00	0,00	27,16	75,70
Resistencia lb	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	
	12,58	35,95	0,00	0,00	0,00	27,16	75,70
Evento extremo la	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	
	3,60	35,95	6,73	12,12	35,11	7,76	101,27
Evento extremo lb	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	
	3,60	35,95	6,73	12,12	35,11	7,76	101,27
Servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	
	7,19	23,97	0,00	0,00	0,00	15,52	46,68

Chequeo de Estabilidades y esfuerzos

Vuelco alrededor del Punto A

Estado Limite de Resistencia (AASTHO art. 11.6.3.3)

Se mantiene una resultante de la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e < B/3$), excepto para el caso de suelos rocosos.

$$e = 2 \text{ m}$$

Estado Límite de Evento Extremo (AASHTO art. 11.6.5.1)

Cuando $\gamma_{eq} = 0$ se debe mantener la resultante en la base del B/3 cimiento
 Cuando $\gamma_{eq} = 0$ se debe mantener la resultante en la base del 2/5B cimiento
 Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1,0, se debera tener una media de 0,36B

$$e = 2 \text{ m}$$

Tabla 3.13 Resultados y Comprobación al Volcamiento

Estado	Vu	MVu	Mhu	XO	e	emax
Resistencia la	58,76	216,31	75,70	2,39	0,61	2,00
Resistencia lb	105,36	367,56	75,70	2,77	0,23	2,00
Evento extremo la	58,76	216,31	101,05	1,96	1,04	2,16
Evento extremo lb	88,24	317,28	101,05	2,45	0,55	2,16

Deslizamiento en base del estribo (AASHTO art. 10.6.3.3)

$$u = tg\theta \quad \text{ec. (3.45)}$$

$\theta = 1$ Estado Límite de Resistencia (AASHTO 11.5.7-1)

$\theta = 1$ Estado Límite de Evento Extremo (AASHTO 11.5.7-1)

Tabla 3.14 Resultados y Comprobación al Deslizamiento

Estado	Vu	Resistente	Actuante	Comprobación
Resistencia la	58,76	33,92	25,65	OK
Resistencia lb	105,36	60,83	25,65	OK
Evento extremo la	58,76	33,92	33,38	OK

Evento extremo lb	88,24	50,95	33,38	OK
-------------------	-------	-------	-------	----

El estado límite de Evento Extremo es satisfactorios sin considerar problemas de socavación del terreno.

Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada (q_r)

- Estado Límite de Resistencia con $\Theta_b = 0,55$ (art. 11.5.7-1)

$$q_r = \Theta_b * q_n \quad \text{ec. (3.46)}$$

$$q_r = 3.05 \text{ kg/cm}^2$$

- Estado Límite de Evento Extremo AASHTO $\Theta_b = 1$ (art. 11.5.8)

$$q_r = \Theta_b * q_n \quad \text{ec. (3.47)}$$

$$q_r = 5.45 \text{ kg/cm}^2$$

- Estado límite de Servicio

$$q_{adm} = 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 3.15 Resultados y Comprobación presiones actuantes

Estado	Vu	MVu	Mhu	XO	e	$q = Vu/(B-2e)$	
Resistencia Ia	58,76	216,31	75,70	2,39	0,61	0,86	OK
Resistencia Ib	105,36	367,56	75,70	2,77	0,23	1,71	OK
Evento extremo Ia	58,76	216,31	101,05	1,96	1,04	0,77	OK
Evento extremo Ib	88,24	317,28	101,05	2,45	0,55	1,36	OK

Servicio I	75,80	265,21	46,68	2,88	0,12	1,24	OK
------------	-------	--------	-------	------	------	------	----

Los estados límite de presiones actuantes son satisfactorios como se muestra en la tabla 3.15

Caso II

Estribo Sin Puente

Tabla 3.16 Cargas Verticales Caso II

Cargas Verticales				
Tipo	DC	EV	LS	Total
Carga	DC	EV	LSY	Vu (ton)
V(ton)	15,24	33,07	3,74	52,06
Resistencia Ia	0,90	1,00	0,00	
	13,72	33,07	0,00	46,79
Resistencia Ib	1,25	1,35	1,75	
	19,05	44,65	6,55	70,25
Evento extremo Ia	0,90	1,00	0,00	
	13,72	33,07	0,00	46,79
Evento extremo Ib	1,25	1,35	0,50	
	19,05	44,65	1,87	65,57
Servicio I	1,00	1,00	1,00	
	15,24	33,07	3,74	52,06

Tabla 3.17 Momento Vertical Caso II

Momento estabilizador				
Tipo	DC	EV	LS	Total
Carga	DC	EV	LSY	MVu(ton)
Mv ton*m	43,72	148,82	16,85	265,21
Resistencia Ia	0,90	1,00	0,00	
	39,35	148,82	0,00	234,96
Resistencia Ib	1,25	1,35	1,75	
	54,66	200,91	29,48	355,30
Evento extremo Ia	0,90	1,00	0,00	
	39,35	148,82	0,00	234,96
Evento extremo Ib	1,25	1,35	0,50	
	54,66	200,91	8,42	329,56
Servicio I	1,00	1,00	1,00	
	43,72	148,82	16,85	261,45

Tabla 3.18 Cargas Horizontales Caso II

Cargas Horizontales					
Tipo	LS	EH	EQ		Total
Carga	LS	EH	Eqterr	0,5PIR	Hu(ton)
H(ton)	2,40	11,98	2,24	4,35	29,59
Resistencia Ia	1,75	1,50	0,00	0,00	
	4,19	17,98	0,00	0,00	22,17
Resistencia Ib	1,75	1,50	0,00	0,00	
	4,19	17,98	0,00	0,00	22,17
Evento extremo Ia	0,50	1,50	1,00	1,00	
	1,20	17,98	2,24	4,35	25,77
Evento extremo Ib	0,50	1,50	1,00	1,00	
	1,20	17,98	2,24	4,35	25,77
Servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	
	2,40	11,98	0,00	0,00	14,38

Tabla 3.19 Momento Horizontal Caso II

Momento de Vuelco por Cargas Horizontales					
Tipo	LS	EH	EQ		Total
Carga	LS	EH	Eqterr	0,5PIR	MHu(ton)
MH(ton)	7,19	23,97	6,73	12,12	100,64
Resistencia Ia	1,75	1,50	0,00	0,00	
	12,58	35,95	0,00	0,00	48,54
Resistencia Ib	1,75	1,50	0,00	0,00	

	12,58	35,95	0,00	0,00	48,54
Evento extremo Ia	0,50	1,50	1,00	1,00	
	3,60	35,95	6,73	12,12	58,40
Evento extremo Ib	0,50	1,50	1,00	1,00	
	3,60	35,95	6,73	12,12	58,40
Servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	
	7,19	23,97	0,00	0,00	31,16

Chequeo de Estabilidades y esfuerzos Caso II

Volcamiento alrededor del Punto A

Estado Limite de Resistencia (AASHTO art. 11.6.3.3)

Se mantiene una resultante de la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e < B/3$).

Estado Límite de Evento Extremo (AASHTO art. 11.6.5.1)

Cuando $\gamma_{eq} = 0$ resultante en la base del B/3 cimiento

Cuando $\gamma_{eq} = 0$ resultante en la base del 2/5B cimiento

Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1,0, se deberá tener una media de 0,36B

$$e = 2 \text{ m}$$

Tabla 3.20 Resultados y Comprobación al Volcamiento Caso II

Estado	Vu	MVu	Mhu	XO	e	emax
Resistencia Ia	46,79	234,96	48,54	3,98	0,98	2,00
Resistencia Ib	70,25	355,30	48,54	4,37	1,37	2,00
Evento extremo Ia	46,79	234,96	58,40	3,77	0,77	2,16

Evento extremo lb	65,57	329,56	58,40	4,14	1,14	2,16

Deslizamiento en base del estribo (AASHTO art. 10.6.3.3)

$$u = tg\theta \quad \text{ec. (3.45)}$$

$$\Theta = 1 \quad (\text{AASHTO 11.5.7-1})$$

$$\Theta = (\text{AASHTO 11.5.7-1})$$

Tabla 3.21 Resultados y Comprobación al Deslizamiento Caso II

Estado	Vu	Resistente	Actuante	Comprobación
Resistencia Ia	46,79	27,01	22,17	OK
Resistencia Ib	70,25	40,56	22,17	OK
Evento extremo Ia	46,79	27,01	25,77	OK
Evento extremo Ib	65,57	37,86	25,77	OK

Presiones actuantes en la base del estribo

Se utilizan las mismas características obtenidas en las presiones actuantes del Caso I para Capacidad de carga factorada (q_r) en los Estados Limites de Resistencia, Estados Limites de Evento Extremo y Servicio.

Tabla 3.22 Resultados y Comprobación de presiones actuantes Caso II

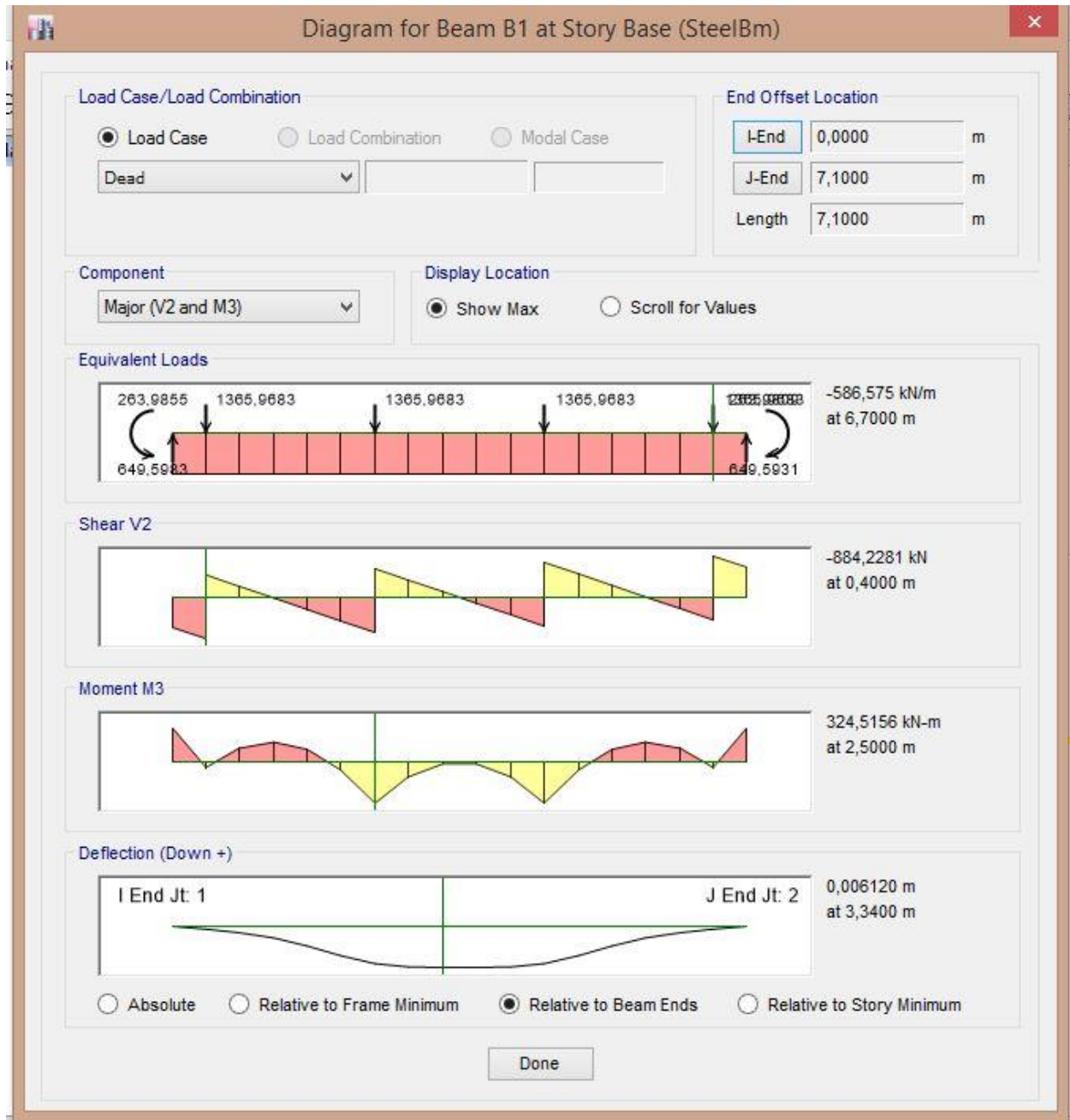
Estado	Vu	MVu	Mhu	XO	e	$q = Vu/(B-2e)$	
Resistencia Ia	46,79	234,96	48,54	3,98	0,98	0,58	OK
Resistencia Ib	70,25	355,30	48,54	4,37	1,37	0,90	

							OK
Evento extremo la	46,79	234,96	58,40	3,77	0,77	0,63	
							OK
Evento extremo lb	65,57	329,56	58,40	4,14	1,14	0,87	
							OK
Servicio I	52,06	261,45	31,16	4,42	1,42	0,58	
							OK

Viga de Asiento

La viga se diseñara como una viga rectangular simplemente armada colocando el acero de refuerzo en la parte inferior.

Ilustración 3.10 Diagrama de corte y momento que actúan en la viga



El índice de refuerzo

$$\rho = w \frac{f'c}{f_y} \text{ ec. (3.45)}$$

$$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$w=0.31$$

Cuantía de acero de refuerzo

$$P = 0.018$$

Calculo del área de acero de refuerzo

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

$$A_s = 62,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

10φ 28 parte inferior de la viga

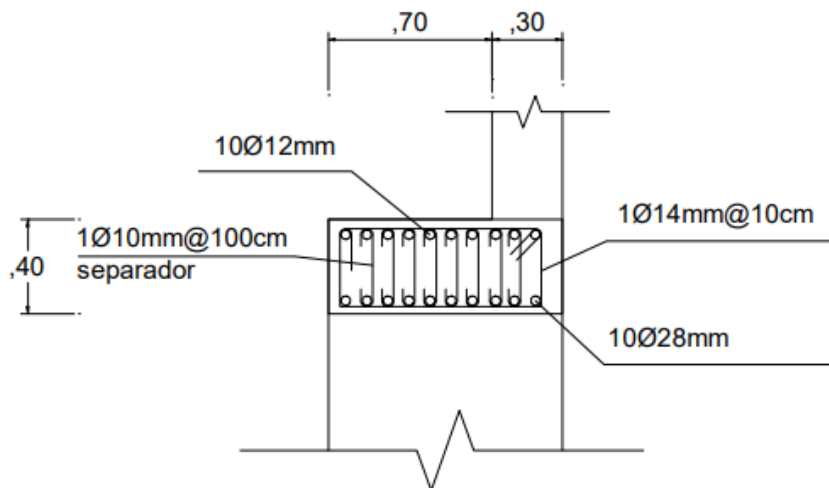
Acero por temperatura

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

$$A_s' = 6.91 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

10φ 12mm en la parte superior de la viga

Ilustración 3.11 Viga de Asiento Acero de Refuerzo



Tablas del Acero Muros de Ala y Estribos

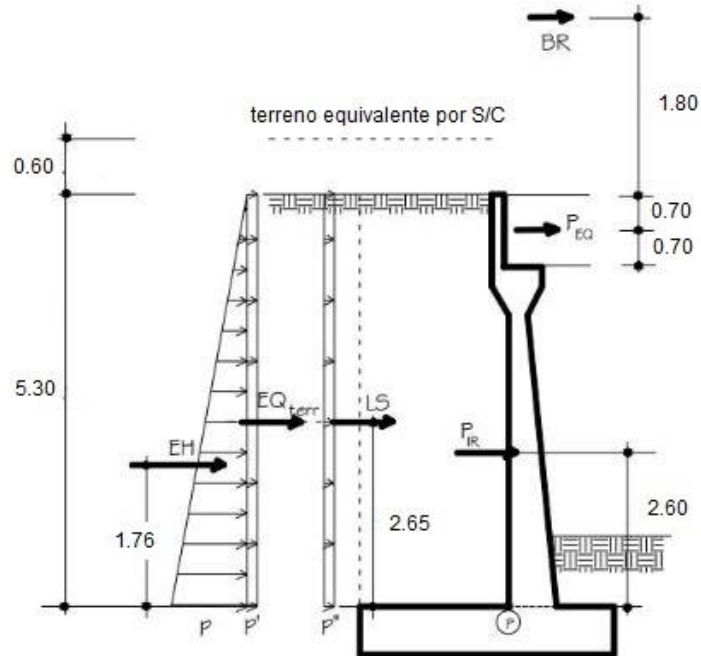


Ilustración 16 Cargas Distribuidas del estribo

Tabla 3.23 Cargas en la Base de la Pantalla

Carga	Carga Distribuida	Carga (ton)	Yp(m)	M(ton*m)
LS	0,399483348	2,11726174	2,65	5,61074362
EH	3,528769574	9,35123937	1,76666667	16,5205229
EQterr	0,330175213	1,74992863	2,65	4,63731087
0,5PIR		0,76811209	2,6	1,99709143
PEQ		4,97	4,55	22,6135
BR		1,99	7,10	14,129

Se calcula PIR sin incluir la masa de suelo sobre el talón (C 11.6.5.1)

$W_{estr} = 6,16 \text{ ton/m}$ Peso de la pantalla

$K_h = 0.18$

$$PIR = W_{estr} * K_h = \text{ec.}(3.46)$$

$$PIR = 1.11 \text{ ton/m}$$

$$Y_p = 2.6 \text{ m}$$

Carga del terreno

$$PAE = EH + EQ_{terr} = \text{ec.}(3.47)$$

$$PAE = 11,10 \text{ ton/m}$$

Al valor de PAE le descontamos la presión estática del terreno (EH)

$$EQ_{terr} = PAE - EH = \text{ec.}(3.48)$$

$$0.5PIR = 1.74 \text{ ton/m}$$

Acero por flexión

Momento de diseño en la base de la pantalla
Estado Limite de Resistencia I (Tabla 3,4,1-1)

$$Mu = 1[1.75 * MLS + 1.50 * MEH + 1.75 MBR] \text{ ec.}(3.49)$$

$$Mu = 59,3253357 \text{ ton*m}$$

Estado Límite de Evento Extremo I (Tabla 3,4,1-1)

$$Mu = 63,8985584 \text{ ton*m}$$

Estado Límite de Evento Extremo I (Tabla 3,4,1-1)

$$Mu = 1[1.75 * MLS + 1.50 * MEH + 1.75 MBR]$$

$$Mu = 63,8985584 \text{ ton*m}$$

Tenemos un recubrimiento de 7.5 cm (Tabla 5..12.3-1)

$$As = \frac{Mu}{\phi f * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

$$As = 16.90 \text{ cm}^2$$

1φ 18 @ 0,15 m verticalmente en la cara interior del cabezal

Acero por temperatura

$\frac{1}{3} As^o$	Cara interior	6,16666667 cm ² /m	1φ14@0,25 m
	Cara exterior	12,33333333 cm ² /m	1φ18@0,20 m

Diseño del Cabezal

Empuje Activo

$$Ea = \frac{1}{2}ka * \gamma * Y^2$$

ka	0,320098837		
γ	2,16	t/m2	
Ea	0,345706743	Y2	

Momento del empuje activo

$$Mvol = Ea * \frac{Y}{3}$$

Ma	0,115235581	Y3	t*m
----	-------------	----	-----

Por efecto del sismo

$$\Delta DEa = \left(\frac{1}{2} \gamma * Y^2 \right) * (Kas - Ka) * (1 - Csv)$$

ka	0,320098837		
γ1	2,16		
Kas	0,32		
Csv	0,09		
ΔDEa	-9,74034E-05	Y2	

Momento por el incremento dinámico del empuje activo del suelo

$$Msis = \Delta DEa * z$$

Msis	-6,49356E-05	Y3	t*m
------	--------------	----	-----

Fuerza sísmica del peso propio del cabezal

$$Fsp = tbw * Y * \gamma * Csh$$

Csh	0,13		
tbw	0,30	m	
Yh	2,4	t/m3	
Fspp	0,09	Y	

Momento sísmico por el peso propio del cabezal

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

M _{spp}	0,045	Y2	t*m
------------------	-------	----	-----

Por efecto de la sobrecarga

$$M_{LS} = LS * Br$$

Es	2,281664507	t	
M _{ls}	1,140832253	Y	t*m

Por efecto de la fuerza de frenado

$$M_{LF} = LF * Br$$

LF	0,340478723	t/ml	
Br	1,83	Y	
M _{lf}	0,623076064	1,83	Y

Diseño del refuerzo a flexión

f'c	240	kg/cm2	23,54	Mpa
f _y	4200	kg/cm2	411,88	Mpa

Sección 1

Y	1,40
---	------

$$Grupo(I) = 1.30 [1.00 * M_D + 1.67 * M_{(L+I)} + 1.30 * M_E]$$

M _d	0	t*m/ml	Momento por carga muerta
M _{l+i}	0	t*m/ml	Momento por carga viva más Impacto
Me			
Ma	0,115235581	Y3	
Y	1,40		
M _{ls}	1,140832253	Y	

Mu 3,233597986 t*m/ml

Momento para el grupo de carga II

$$\text{Grupo(II)} = 1.30[1.00 * M_D + 1.30 * M_E]$$

Md 0
MIs 1,140832253
Ma 0,115235581
Y 1,40

Mu 3,110277477 t*m/ml

Momento para el grupo de carga III

$$\text{Grupo(III)} = 1.30[1.00 * M_D + 1.00 * M_{(L+I)} + 1.30 * M_E + 1.00 * M_{IF}]$$

Md 0
MI+i 0
MIs 1,140832253
Ma 0,115235581
Y 1,40

Mu 4,663268146 t*m/m

Momento para el grupo de carga VII

$$\text{Grupo(IV)} = 1.00[1.00 * M_D + 1.00 * M_E + 1.00 * M_{EQ}]$$

Md 0
MIs 1,140832253
Ma 0,115235581
Msis -6,49356E-05 Y3
Msp 0,045 Y2
Y 1,40

Mu 2,001393406 t*m/ml

Momento de mayor magnitud

Mu 4,663268146 t*m/ml

Altura efectiva

rec 0,075

$$d = tbw - rec =$$

d 0,23 m

Momento último crítico

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

Mu 466326,8146
b 100,00 cm
φ 0,9
f'c 240 kg/cm2
d 22,5 cm
k 0,042645342

Índice de refuerzo

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$$

w 1,651139274 0,04377598

Cuantía mínima de acero de refuerzo

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy}$$

p min 0,003333333

pmin 0,002950844

Cuantía de acero de refuerzo

$$\rho = w \frac{f'c}{fy}$$

w 0,04377598

p 0,002501485

Calculo del área de acero de refuerzo

p 0,002501485
 b 100,00 cm
 d 22,5 cm

As 5,62834035 cm²/m

1φ 14 @ 0,15 m verticalmente en la cara interior del cabezal

Acero por temp.

$$As = \rho * b * d$$

p^o 0,002
 b 100,00
 As^o 4,5 cm²/m

$\frac{1}{3} As^o$	Cara interior	1,5	cm ² /m	1φ14@0,15 m
	Cara exterior	3	cm ² /m	1φ18@0,15 m

Diseño del Dedo

Presiones sobre el dedo:

q2	-	tn/m
	4,40958663	
q4	11,8028437	tn/m
q1	20,3737464	tn/m
q3	10,0473576	tn/m

Momento generado por las presiones del suelo

$$Mcm = \frac{La^2}{6} * (2q1 + qd)$$

La 2,50
 q1 20,3737464
 q3 10,0473576

$$Mcm = \frac{1,70^2}{6} * (2 * 17,72 + 15,51)$$

Momento generado por peso propio

Mcm 52,9113024 t*m/ml

Momento generado por peso propio del dedo

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

td	2,50	
Hz	0,70	
L	1,00	
γ	2,4	
Bp	1,25	
rec	0,075	
Mcm	5,25	t

Momento ultimo

$$M_{upo}(l) = 1.30 [1.00 * D + 1.67 * (L + l) + 1.30 * E]$$

Mu 61,9596931 t*m/ml

Altura efectiva

d 0,63 m

Momento ultimo critico

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

Mu	6195969,313	
b	100,00	cm
φ	0,9	
f'c	240	kg/cm2
d	62,5	cm
k	0,07343371	

Índice de refuerzo

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$$

w 1,617990244 0,07692501

Cuantía mínima de acero de refuerzo

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

p min 0,003333333

pmin 0,002950844

Cuantía de acero de refuerzo

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

w 0,07692501

p 0,004395715

Calculo del área de acero de refuerzo

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

p 0,004395715

b 100,00 cm

d 62,5 cm

As 27,4732179 cm2/m

1φ 14@ 0,20m parte inferior del dedo

Reacción generada por las presiones del suelo

La 2,50
q1 20,3737464
q4 11,8028437
d 0,63

$$R_s = \frac{(q1 + qd)}{2} * (La - d)$$

	Rs	30,1655532	t/ml
Wpp	4,2		t/ml
Rs	30,1655532		
Vu	33,7552191		t/ml

Diseño de corte

$$Grupo(I) = 1.30 [1.00 * D + 1.67 * (L + I) + 1.30 * E]$$

D	0	t/ml
L+I	0	t/ml
Ea	0,33290279	Y^2
Y	1,40	
LS	2,396900088	
Vu	5,15346835	t

Corte de mayor magnitud

Vu	33,75521912	t/ml
----	-------------	------

Resistencia nominal

$$\phi V_n = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

b	1,00	
d	0,625	
φ	0,85	
f'c	240	
φVn	43,61947494	t/ml

no es necesario colocar estribos en el dedo

Diseño del Talón
Presiones sobre el Talón

q2	4,40958663	tn/m
q5	7,98207986	tn/m
q1	20,3737464	tn/m
q6	5,40048267	tn/m

Momento generado por las presiones del suelo

$$M_{cm} = \frac{La^2}{6} * (2q1 + qd)$$

La 3,00
q2 -4,40958663
q5 7,98207986

Momento generado por presiones del suelo

Mcm -1,25564011 t*m/ml

Momento generado por peso propio del dedo

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

tt 3,00
 Hz 0,70
 L 1,00
 y 2,4
 Bp 1,5
 rec 0,075
 Mcm 7,56 t

Momento ultimo

$$G_{upo}(I) = 1.30 [1.00 * D + 1.67 * (L + I) + 1.30 * E]$$

Mu -20,3835321 t*m/ml

Altura efectiva

d 0,63 m

Reaccion generada por las presiones del suelo

La 3,00
 q2 -4,40958663
 q6 7,98207986
 d 0,63

$$R_s = \frac{(q_1 + q_d)}{2} * (L_a - d)$$

Rs 4,24233571 t/ml

Wpp 5,04 t/ml

Rs 4,24233571

Vu -13,2361636 t/ml

Diseño de corte

$$G_{upo}(I) = 1.30 [1.00 * D + 1.67 * (L + I) + 1.30 * E]$$

D 0 t/ml
 L+I 0 t/ml
 Ea 0,33290279 Y^2
 Y 1,40
 LS 2,396900088
 Vu 5,15346835 t

Corte de mayor
magnitud

Vu 13,23616358 t/ml

Resistencia nominal

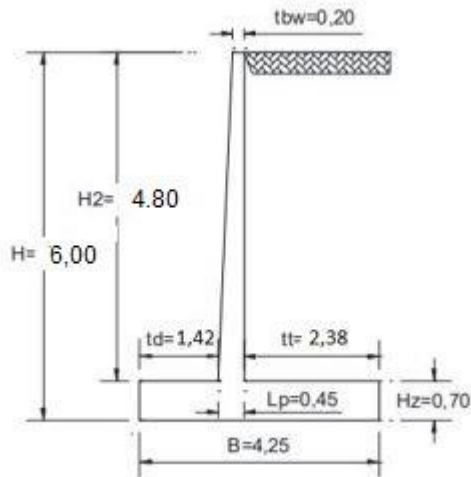
$$\phi V_n = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

b 1,00
d 0,625
 ϕ 0,85
f'c 240

ϕV_n 43,61947494 t/ml

no es necesario colocar
estribos en el Talón

Cimentación Ala lado derecho



Dimensiones cimentación ala lado derecho del puente.

DATOS DE LA GEOMETRIA DEL MURO DE ALA		
Altura del Muro de ala (H):	6,00	m
Espesor de la pantalla tbw:	0,20	m
Arranque de la pantalla (empotramiento) Lp:	0,45	m
Altura de la pantalla H2	4,80	m
Altura de la zapata Hz:	0,70	m
Ancho del dedo td:	1,42	m
Ancho del talón tt:	2,38	m
ancho total de la zapata B:	4,25	m
Ancho de diseño b´:	1,00	m
Altura de cimentación (Df)	2,00	m
Ancho del estribo frontal	9,4	m

Verificación

Calculo de la estabilidad del estribo al volcamiento, deslizamiento, presiones admisibles

$$FSv = \frac{\sum Me}{\sum Mv} \geq 1,5 \text{ ó } 2,0$$

FSv 6,766406531

OK

Estabilidad al deslizamiento

$$FSd = \frac{\sum Fe}{\sum Fv} \geq 1,5 \text{ ó } 2,0$$

U 0,6

u = coeficiente de rozamiento entre hormigón y suelo

Fe	21,3516	t/ml
Fv Ea	10,45762899	t/ml

FSd	2,041724756	OK
-----	-------------	----

Momento remanente

Mrem	110,5553902	t*m/ml	$Mrem = Me - Mv$
------	-------------	--------	------------------

Ubicación de fuerza resultante

x	3,106710228	m	$x = \frac{Mrem}{Pe}$
---	-------------	---	-----------------------

Excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría

e	0,106710228	m	$e = \left \frac{B}{2} - x \right $
---	-------------	---	--------------------------------------

Presiones admisibles del suelo de cimentación

qult	18,56	t/m2	$q_{1,2} = \frac{Pe}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$
------	-------	------	---

q1	9,63459328	OK
q2	5,298101636	OK

Se repite el proceso de las Etapas

Diseño del Ala
Sección 1

Empuje Activo

$$Ea = \frac{1}{2}ka * \gamma * Y^2$$

ka	0,320098837		
γ	2,16	t/m ²	
Ea	0,345706743	Y ²	

Momento del empuje activo

$$Mvol = Ea * \frac{Y}{3}$$

Ma	0,115235581	Y ³	t*m
----	-------------	----------------	-----

Por efecto del sismo

$$\Delta DEa = \left(\frac{1}{2} \gamma * Y^2 \right) * (Kas - Ka) * (1 - Csv)$$

ka	0,320098837		
γ ₁	2,16		
Kas	0,32		
Csv	0,09		
ΔDEa	-9,74034E-05	Y ²	

Momento por el incremento dinámico del empuje activo del suelo

$$Msis = \Delta DEa * z$$

Msis	-6,49356E-05	Y ³	t*m
------	--------------	----------------	-----

Fuerza sísmica del peso propio de la pantalla parte triangular

$$Fspp = \frac{(Lp - tbw)}{H^2} * \frac{Y^2}{2} * \gamma * Csh$$

Csh	0,13		H2	4,95
tbw	0,20	m		
Yh	2,4	t/m3		
Lp	0,45	m		
Fspp	0,007575758	Y2		

Momento sísmico del peso propio de la pantalla parte triangular

$$Mspp = Fspp * Bspp$$

Mspp	0,002525253	Y3	t*m
------	-------------	----	-----

Momento para el grupo de carga VII

$$Grupo(III) = 1.00 [1.00 * M_D + 1.00 * M_E + 1.00 * M_{EQ}]$$

Md	0		
Mls	1,140832253		
Ma	0,115235581		
Msis	-6,49356E-05	Y3	
Msp			
p	0,03	Y2	
Y	2,00		
Mu	1,041365164	t*m/ml	

Momento de mayor magnitud

Mu	1,198450044	t*m/ml
----	-------------	--------

Altura efectiva

			rec	0,075
d	0,13	m		

Momento ultimo critico

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

Mu	119845,0044	
b	100,00	cm
φ	0,9	

f'c	240	kg/cm2
d	20,58080808	cm
k	0,013099096	

Índice de refuerzo

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$$

w	1,681713326	0,01320193
---	-------------	------------

Cuantía mínima de acero de refuerzo

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

p	
min	0,003333333

pmin	0,002950844
------	-------------

Cuantía de acero de refuerzo

$$\rho = w \frac{f'c}{f_y}$$

w	0,013201928
---	-------------

p	0,000754396
---	-------------

Calculo del área de acero de refuerzo

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

p	0,000754396
---	-------------

b	100,00	cm
---	--------	----

d	20,58080808	cm
---	-------------	----

As	1,5526077	cm2/m
----	-----------	-------

1φ 14@ 0,20 m verticalmente en la cara interior del cabezal

Acero por temperatura

$$As = \rho * b * d$$

ρ^0	0,002	
b	100,00	
As^0	4,116161616	cm2/m

$\frac{1}{3} As^0$	Cara interior	1,3720538 7	cm2/m	1φ8@0,20 m
	Cara exterior	2,7441077 4	cm2/m	1φ12@0,25 m

Diseño del Ala Sección
2

Empuje Activo

$$Ea = \frac{1}{2} ka * \gamma * Y^2$$

ka	0,32009883 7	
γ	2,16	t/m2
Ea	0,34570674 3	Y2

Momento del empuje activo

$$Mvol = Ea * \frac{Y}{3}$$

Ma	0,11523558 1	Y3	t*m
----	-----------------	----	-----

Por efecto del sismo

$$\Delta DEa = \left(\frac{1}{2} \gamma * Y^2 \right) * (Kas - Ka) * (1 - Csv)$$

ka	0,32009883 7
----	-----------------

Y1	2,16		
Kas	0,32		
Csv	0,09		
ΔDEa	-9,74034E-05	Y2	

Momento por el incremento dinámico del empuje activo del suelo

$$M_{sis} = \Delta DEa * z$$

Msis	-6,49356E-05	Y3	t*m
------	--------------	----	-----

Fuerza sísmica del peso propio de la pantalla parte triangular

$$F_{spp} = \frac{(Lp - tbw)}{H^2} * \frac{Y^2}{2} * \gamma * Csh$$

Csh	0,13		H2	4,95
tbw	0,20	m		
Yh	2,4	t/m3		
Lp	0,45	m		
Fspp	0,00757575	8	Y2	

Momento sísmico del peso propio de la pantalla parte triangular

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

Mspp	0,00252525	3	Y3	t*m
------	------------	---	----	-----

Momento para el grupo de carga VII

$$G_{upo}(VII) = 1,00 [1,00 * M_D + 1,00 * M_E + 1,00 * M_{EQ}]$$

Md	0		
Mls	1,140832253		
Ma	0,115235581		
Msis	-6,49356E-05	Y3	
Mspp	0,03	Y2	
Y	3,10		
Mu	3,719348702		t*m/ml

Momento de mayor magnitud

Mu 4,462878158 t*m/ml

Altura efectiva

$d = tbw - rec =$
d 0,13 m rec 0,075

Momento ultimo critico

$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$
Mu 446287,8158
b 100,00 cm
 ϕ 0,9
f'c 240 kg/cm2
d 25,02525253 cm
k 0,032991673

Índice de refuerzo

$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$
w 1,661255108 0,03366015

Cuantía mínima de acero de refuerzo

$\rho_{min} = \frac{14}{fy}$
p min 0,003333333
pmin 0,002950844

Cuantía de acero de refuerzo

$$\rho = w \frac{f'c}{fy}$$

w 0,033660146

p 0,001923437

Calculo del área de acero de refuerzo

$$As = \rho * b * d$$

p 0,001923437

b 100,00 cm

d 25,02525253 cm

As 4,813449512 cm²/m

1φ 16 @ 0,20 m verticalmente en la cara interior del cabezal

Diseño del Ala Sección 3

Empuje Activo

$$Ea = \frac{1}{2} ka * \gamma * Y^2$$

ka 0,320098837

γ 2,16 t/m²

Ea 0,345706743 Y²

Momento del empuje activo

$$Mvol = Ea * \frac{Y}{3}$$

Ma 0,115235581 Y³ t*m

Por efecto del sismo

$$\Delta DEa = \left(\frac{1}{2} \gamma * Y^2 \right) * (Kas - Ka) * (1 - Csv)$$

ka	0,320098837		
Y1	2,16		
Kas	0,32		
Csv	0,09		
ΔDEa	-9,74034E-05	Y2	

Momento por el incremento dinámico del empuje activo del suelo

$$Msis = \Delta DEa * z$$

Msis	-6,49356E-05	Y3	t*m
------	--------------	----	-----

Fuerza sísmica del peso propio de la pantalla parte triangular

$$Fspp = \frac{(Lp - tbw)}{H2} * \frac{Y^2}{2} * \gamma * Csh$$

Csh	0,13		H2	4,95
tbw	0,20	m		
Yh	2,4	t/m3		
Lp	0,45	m		
Fspp	0,007575758	Y2		

Momento sísmico del peso propio de la pantalla parte triangular

$$Mspp = Fspp * Bspp$$

Mspp	0,002525253	Y3	t*m
------	-------------	----	-----

Momento para el grupo de carga VII

$$Grpo(III) = 1,00 [1,00 * Md + 1,00 * Me + 1,00 * MeQ]$$

Md	0		
MIs	1,140832253		
Ma	0,115235581		
Msis	-6,49356E-05	Y3	
Mspp	0,03	Y2	

Y	4,80	
Mu	13,42815203	t*m/ml

Momento de mayor magnitud

Mu	16,56737341	t*m/ml
----	-------------	--------

Altura efectiva

	$d = tbw - rec =$		rec	0,075
d	0,13	m		

Momento ultimo critico

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

Mu	1656737,341	
b	100,00	cm
φ	0,9	
f'c	240	kg/cm2
d	31,89393939	cm
k	0,075402124	

Índice de refuerzo

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$$

w	1,615822267	0,07909299
---	-------------	------------

Cuantía mínima de acero de refuerzo

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy}$$

p min	0,003333333
pmin	0,002950844

Cuantía de acero de refuerzo

$$\rho = w \frac{f'c}{fy}$$

w 0,079092988

p 0,004519599

Cálculo del área de acero de refuerzo

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

p 0,004519599

b 100,00 cm

d 31,89393939 cm

As 14,41478258 cm²/m

Diseño del Dedo

El diseño se lo realizara para un ancho de 1m

Características de los materiales

Hormigón Armado: $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

q2	4,40830178	tn/m
q4	15,8423647	tn/m
q1	18,3381246	tn/m
q3	13,6948503	tn/m

Momento generado por las presiones del suelo

$$M_{cm} = \frac{La^2}{6} * (2q1 + qd)$$

La	1,42
q1	18,3381246
q3	13,6948503

$$M_{cm} = \frac{1,70^2}{6} * (2 * 17,72 + 15,51)$$

Momento generado por peso propio

Mcm 16,8486664 t*m/ml

Momento generado por peso propio del dedo

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

td	1,42
Hz	0,70
L	1,00
γ	2,4
Bp	0,70833333
rec	0,075
Mcm	1,68583333 t

Momento ultimo

$$G_{upo}(l) = 1.30 [1.00 * D + 1.67 * (L + l) + 1.30 * E]$$

Mu 19,711683 t*m/ml

Altura efectiva

d 0,63 m

Momento ultimo critico

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

Mu	1971168,299	
b	100,00	cm
φ	0,9	
f'c	240	kg/cm2
d	62,5	cm
k	0,023361995	

Indice de refuerzo

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$$

w	1,671222053	0,0236932
---	-------------	-----------

Cuántia mínima de acero de refuerzo

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy}$$

p min	0,003333333
pmin	0,002950844

Cuántia de acero de refuerzo

$$\rho = w \frac{f'c}{fy}$$

w	0,023693202
p	0,001353897

Calculo del área de acero de refuerzo

$$As = \rho * b * d$$

p	0,001353897	
b	100,00	cm
d	62,5	cm
As	8,461857735	cm ² /m

1φ 20@ 0,15m parte inferior del dedo

Reacción generada por las presiones del suelo

La	1,42	
q1	18,3381246	
q4	15,8423647	
d	0,63	
		$Rs = \frac{(q1 + qd)}{2} * (La - d)$
Rs	13,529777	t/ml
Wpp	2,38	t/ml
Rs	13,529777	
Vu	14,4947101	t/ml

Diseño de corte

$$Grupo(I) = 1.30 [1.00 * D + 1.67 * (L + I) + 1.30 * E]$$

D	0	t/ml
L+I	0	t/ml
Ea	0,345706743	Y ²
Y	2,10	
LS	2,281664507	
Vu	6,432530805	t

Corte de mayor magnitud

Vu 14,49471012 t/ml

Resistencia nominal

$$\phi V_n = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

b 1,00

d 0,625

ϕ 0,85

f'c 240

ϕV_n 43,61947494 t/ml

no es necesario colocar estribos
en el dedo

FORMULARIO DE REGISTRO AMBIENTAL

TRAMITE(suia)	REGISTRO AMBIENTAL
FECHA	20/01/2020
PROPONENTE	
ENTE RESPONSABLE	Municipalidad de Colimes

Registro Ambiental 1. <u>Información del proyecto</u> 2. <u>Datos generales</u> 3. <u>Marco legal referencial</u> 4. <u>Descripción del proceso</u> 5. <u>Descripción del área de implantación</u> 6. <u>Principales impactos ambientales</u> 7. <u>Plan de manejo ambiental (PMA)</u> 8. <u>Inventario forestal</u> 9. <u>Finalización</u>	1. INFORMACION DEL PROYECTO	
	1.1 PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD (Fases y nombre proyecto)	
	Estudio y diseño para la construcción de un puente en el recinto "Guabito de arriba" en el cantón Colimes.	
	1.2 ACTIVIDAD ECONOMICA (Según Catalogo de proyecto, obra o actividad)	
	Código de catalogo	CONSTRUCCIÓN DE PUENTES, TUNELES, ACUEDUCTOS
	23.4.1.2	
1.3 RESUMEN DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD (Según Catalogo de proyecto, obra o actividad)		
El estudio corresponde a la construcción de un puente simplemente apoyado de 25 m ubicado en el Recinto Guabito de arriba, para mejorar las condiciones de transitabilidad segura y eficaz		

Registro Ambiental 1. <u>Información del proyecto</u> 2. <u>Datos generales</u> 3. <u>Marco legal referencial</u> 4. <u>Descripción del proceso</u> 5. <u>Descripción del área de implantación</u> 6. <u>Principales impactos ambientales</u> 7. <u>Plan de manejo ambiental (PMA)</u> 8. <u>Inventario forestal</u> 9. <u>finalización</u>	2. DATOS GENERALES		
	SISTEMA DE COORDENADAS (WGS-84)		
	ESTE (X)	NORTE (Y)	ALTITUD (msnm)
	592318,5	9828211,3	46
	592330,8	9828210,4	
	592320,0	9828201,5	
	592331,1	9828201,2	
	ESTADO DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD (FASE)		
<input checked="" type="checkbox"/>	Construcción		
<input type="checkbox"/>	Rehabilitación y/o Ampliación		
<input type="checkbox"/>	Operación y mantenimiento		
<input type="checkbox"/>	Cierre y Abandono		

DIRECCION DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD		
PROVINCIA	CANTON	PARROQUIA
Guayas	Colimes	San Jacinto
TIPO DE ZONA		
Urbana	<input type="checkbox"/>	
Rural	<input checked="" type="checkbox"/>	

Registro Ambiental 1. Información del proyecto 2. <u>Datos generales</u> 3. Marco legal referencial 4. Descripción del proceso 5. Descripción del área de implantación 6. Principales impactos ambientales 7. Plan de manejo ambiental (PMA) 8. Inventario forestal 9. Finalización	DATOS DEL PROMOTOR						
	NOMBRE						
	Municipio de Colimes - Alcaldesa Jackeline Ordoñez						
	CORREO ELECTRONICO DEL PROMOTOR		TELEFONO/CELULAR				
	municipiodecolimes@gmail.com		042956107				
	DOMICILIO DEL PROMOTOR						
	Av. Honorio Santistevan (Malecón) y Vicente Sánchez.						
	CARACTERISTICAS DE LA ZONA						
	Infraestructura:						
	<input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Otros: Saneamiento (Desechos sólidos)						
DESCRIPCION DE LA ZONA							
ESPACIO FISICO DEL PROYECTO							
Área del proyecto (m ²)		113		Área de implantación (m ²)		113	
Agua potable	<input type="checkbox"/>	SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO	Consumo de agua por mes (m ³)		
Energía eléctrica	<input checked="" type="checkbox"/>	SI		NO	Consumo energía eléctrica por mes (Kw/h)		---
Acceso vehicular	<input checked="" type="checkbox"/>	SI		NO	Tipo de vías:	Vías Principales	
Alcantarillado		SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO		Vías Secundarias	<input checked="" type="checkbox"/>
SITUACION DEL PREDIO							
<input type="checkbox"/> Alquiler <input type="checkbox"/> Concesionadas <input checked="" type="checkbox"/> Propia							

Registro Ambiental 1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. <u>Marco legal referencial</u> 4. Descripción del proceso 5. Descripción del área de implantación 6. Principales impactos ambientales 7. Plan de manejo ambiental (PMA) 8. Inventario forestal 9. Finalización	3. MARCO LEGAL REFERENCIAL Usted deberá ajustarse al siguiente marco legal
	NORMATIVAS
	Constitución de la República del Ecuador
	Art. 14.- Se reconoce el derecho de la población a vivir en un ambiente sano y ecológicamente equilibrado, que garantice la sostenibilidad y el buen vivir, <i>sumak kawsay</i> . Se declara de interés público la preservación del ambiente, la conservación de los ecosistemas, la biodiversidad y la integridad del patrimonio genético del país, la prevención del daño ambiental y la recuperación de los espacios naturales degradados.
	Art. 66.- Se reconoce y garantizará a las personas: 27. El derecho a vivir en un ambiente sano, ecológicamente equilibrado, libre de contaminación y en armonía con la naturaleza.
	Art. 276.- El régimen de desarrollo tendrá los siguientes objetivos: 4. Recuperar y conservar la naturaleza y mantener un ambiente sano y sustentable que garantice a las personas y colectividades el acceso equitativo, permanente y de calidad al agua, aire y suelo, y a los beneficios de los recursos del subsuelo y del patrimonio natural
	Ley de Gestión Ambiental
	Art. 19.- Las obras públicas, privadas o mixtas, y los proyectos de inversión públicos o privados que puedan causar impactos ambientales, serán calificados previamente a su ejecución, por los organismos descentralizados de control, conforme el Sistema Único de Manejo Ambiental, cuyo principio rector será el precautelatorio. Art. 20.- Para el inicio de toda actividad que suponga riesgo ambiental se deberá contar con la licencia respectiva, otorgada por el Ministerio del ramo
Ley de Fomento y Desarrollo Agropecuario	
Art. ...- Los centros agrícolas, cámaras de agricultura y organizaciones campesinas sujetas de crédito del Banco Nacional de Fomento y las empresas importadoras de maquinaria, equipos, herramientas e implementos de uso agropecuario, nuevos de fábrica, podrán también importar dichos bienes reconstruidos o repotenciados, que no se fabriquen en el país, dotados de los elementos necesarios para prevenir la contaminación del medio ambiente, previa autorización del Ministerio de Agricultura y Ganadería, con la obligación de mantener una adecuada provisión y existencia de repuestos para estos equipos, así como del suministro de servicios técnicos de mantenimiento y reparación durante todo el período de vida útil de estos bienes, reconociéndose como máximo para el efecto, el período de diez años desde la fecha de la importación. El Ministerio de Agricultura y Ganadería sancionará a las empresas importadoras de equipos reconstruidos o repotenciados, que no suministren inmediatamente los repuestos o servicios, con una multa de mil a cinco mil dólares de los Estados Unidos de Norteamérica y, dichas empresas quedarán obligadas a indemnizar al comprador tanto por daño emergente como por lucro cesante, por todo el tiempo que la maquinaria o equipos estuvieren paralizados por falta de repuestos o servicios de reparación	
Acuerdo Ministerial 134	
Mediante Acuerdo Ministerial 134 publicado en el Suplemento del Registro Oficial No. 812 de 18 de octubre de 2012, se reforma el Acuerdo Ministerial No. 076, publicado en Registro Oficial Segundo Suplemento No. 766 de 14 de agosto de 2012, se expidió la Reforma al artículo 96 del Libro III y artículo 17 del Libro VI del Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente, expedido mediante Decreto Ejecutivo No. 3516 de Registro Oficial Edición Especial No. 2 de 31 de marzo de 2003; Acuerdo Ministerial No. 041, publicado en el Registro Oficial No. 401 de 18 de agosto de 2004; Acuerdo	

	Ministerial No. 139, publicado en el Registro Oficial Suplemento No. 164 de 5 de abril de 2010, con el cual se agrega el Inventario de Recursos Forestales como un capítulo del Estudio de Impacto Ambiental
	Reglamento de Seguridad para la Construcción y Obras Públicas
	Art. 150.- Los constructores y contratistas respetarán las ordenanzas municipales y la legislación ambiental del país, adoptarán como principio la minimización de residuos en la ejecución de la obra. Entran dentro del alcance de este apartado todos los residuos (en estado líquido, sólido o gaseoso) que genere la propia actividad de la obra y que en algún momento de su existencia pueden representar un riesgo para la seguridad y salud de los trabajadores o del medio ambiente. Art. 151.- Los constructores y contratistas son los responsables de la disposición e implantación de un plan de gestión de los residuos generados en la obra o centro de trabajo que garantice el cumplimiento legislativo y normativo vigente
	Acuerdo Ministerial No. 061
	Art. 262 "De los Informes Ambientales de Cumplimiento.- Las actividades regularizadas mediante un Registro Ambiental serán controladas mediante un Informe Ambiental de Cumplimiento, inspecciones, monitoreos y demás establecidos por la Autoridad Ambiental Competente. Estos Informes, deberán evaluar el cumplimiento de lo establecido en la normativa ambiental, plan de manejo ambiental, condicionantes establecidas en el permiso ambiental respectivo y otros que la autoridad ambiental lo establezca. De ser el caso el informe ambiental contendrá un Plan de Acción que contemple medidas correctivas y/o de rehabilitación. Art. 263 De la periodicidad y revisión.- Sin perjuicio que la Autoridad Ambiental Competente pueda disponer que se presente un Informe Ambiental de Cumplimiento en cualquier momento en función del nivel de impacto y riesgo de la actividad, una vez cumplido el año de otorgado el registro ambiental a las actividades, se deberá presentar el primer informe ambiental de cumplimiento; y en lo posterior cada dos (2) años contados a partir de la presentación del primer informe de Cumplimiento.
	Reglamento para Funcionamiento de Aeropuertos en Ecuador
	Ordenanza que Regula la Aplicación del Subsistema de Manejo Ambiental, Control y Seguimiento Ambiental en el cantón Guayaquil
	He leído y comprendo las Normativas <input checked="" type="checkbox"/>

4. DESCRIPCION DE PROCESOS – FASES			
	MATERIALES, INSUMOS, EQUIPOS	ACTIVIDAD	IMPACTOS POTENCIALES
Registro Ambiental 1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. Marco legal referencial 4. <u>Descripción del proceso</u> 5. Descripción del área de implantación 6. Principales impactos ambientales 7. Plan de manejo ambiental (PMA) 8. Inventario forestal 9. Finalización	Maquinaria: retroexcavadora, pala cargadora, volqueta, herramientas menores Insumo: combustible (se abastece en gasolineras)	<ul style="list-style-type: none"> • Retiro y limpieza • Excavación y Movimiento de tierras. • Relleno y Compactación 	Alteración del suelo. Contaminación del aire por material particulado y gases de combustión de vehículo pesado Contaminación del aire por ruido.

			Alteración del Paisaje. Riesgos de accidentes por falta de IPP del personal. Riesgos de accidentes por falta de señalización.
	<p>Maquinaria: Concreteira, tanquero de agua.</p> <p>Insumo: agregados finos y gruesos, cemento, agua, aditivos, hierro,</p> <p>Equipos: Herramientas menores, Vibrador</p>	<p>Construcción de Muros y alas de estribo, Losa para puente</p>	<p>Contaminación del aire por ruido y particulado suspendido.</p> <p>Contaminación del suelo por desechos sólidos (restos de encofrado, fundas de cemento)</p> <p>Contaminación del suelo por material de desalojo.</p>
	<p>Maquinaria: Rodillo tándem, rodillo neumático.</p> <p>Insumo: mezcla asfáltica</p>	<p>Colocación de carpeta asfáltica</p>	<p>Contaminación del aire por ruido y micro climáticos</p>
	<p>Insumo: madera, clavos, techo de zinc.</p> <p>Equipos: Herramientas menores.</p>	<p>Adecuación de campamento</p>	<p>Quejas de la comunidad</p>

5. DESCRIPCION DEL AREA DE IMPLANTACION	
Registro Ambiental 10. Información del proyecto 11. Datos generales 12. Marco legal referencial 13. Descripción del proceso 14. <u>Descripción del área de implantación</u> 15. Principales impactos ambientales 16. Plan de manejo ambiental (PMA) 17. Inventario forestal 18. Finalización	CLIMA
	Clima <input checked="" type="checkbox"/> Cálido - húmedo <input type="checkbox"/> Cálido - seco
	Tipo de Suelo
	Tipo de suelo <input checked="" type="checkbox"/> Arcilloso <input type="checkbox"/> Arenosos <input type="checkbox"/> Francos <input type="checkbox"/> Rocosos <input type="checkbox"/> Saturados <input type="checkbox"/> Otros
	Pendiente del Suelo
Pendiente del suelo <input checked="" type="checkbox"/> Llano (pendiente menor al 30%) <input type="checkbox"/> Montañoso (terreno quebrado) <input type="checkbox"/> Ondulado (pendiente mayor al 30%)	
Demografía (población mas cercana)	
Demografía <input checked="" type="checkbox"/> Entre 0 y 1.000 hbts. <input type="checkbox"/> Entre 1.001 y 10.000 hbts. <input type="checkbox"/> Entre 10.001 y 100.000 hbts. <input type="checkbox"/> Más de 100.000 hbts.	
Registro Ambiental 1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. Marco legal referencial 4. Descripción del proceso 5. <u>Descripción del área de implantación</u>	Abastecimiento de agua población
	<input type="checkbox"/> Agua lluvia <input type="checkbox"/> Agua potable <input type="checkbox"/> Conexión domiciliaria <input type="checkbox"/> Cuerpo de aguas superficiales

- 6. Principales impactos ambientales
- 7. Plan de manejo ambiental (PMA)
- 8. Inventario forestal
- 9. Finalización

Abastecimiento de agua población Grifo publico Pozo profundo

Tanquero

Evacuación de aguas servidas población

Evacuación de aguas servidas población Alcantarillado Cuerpos de aguas superficiales

Fosa séptica Letrina

Ninguno

Electrificación

Electrificación Planta eléctrica Red publica

Otra

Vialidad y acceso a la población

Vialidad y acceso a la población Caminos vecinales Vías principales

Vías secundarias Otras

Organización social

Organización social Primer grado (comunal, barrial, urbanización) Segundo grado (Cooperativa, Pre-cooperativa)

Tercer grado (Asociaciones, recintos)

Componente fauna

Tropical Noroccidental (0-800 msnm)

	Piso zoo geográfico donde se encuentra el proyecto <input type="checkbox"/> Tropical Oriental (0-800 msnm)	
	Grupos faunísticos <input type="checkbox"/> Anfibios <input checked="" type="checkbox"/> Insectos <input type="checkbox"/> Peces <input type="checkbox"/> Ninguna	<input checked="" type="checkbox"/> Aves <input type="checkbox"/> Mamíferos <input type="checkbox"/> Reptiles

6. PRINCIPALES IMPACTOS AMBIENTALES			
MATERIALES E INSUMOS			
Registro Ambiental	ACTIVIDAD	FACTOR	IMPACTO
1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. Marco legal referencial 4. Descripción del proceso 5. Descripción del área de implantación 6. <u>Principales impactos ambientales</u> 7. Plan de manejo ambiental (PMA) 8. Inventario forestal 9. Finalización	<ul style="list-style-type: none"> Adecuación de campamento 	HUMANO	Quejas de la comunidad
	<ul style="list-style-type: none"> Transporte de materiales de construcción Movimiento de Maquinaria y Equipo Excavación, relleno y compactación de material granular 	AGUA SUELO AIRE HUMANO	Cambios en los patrones de drenaje Emisiones de material particulado, gases, ruido Cambios en la calidad del suelo Salud y seguridad de los trabajadores. Generación de empleo.
	<ul style="list-style-type: none"> Colocación de carpeta asfáltica 	RUIDO AIRE	Contaminación del aire por ruido. Cambios de clima al liberar calor durante la noche genera un aumento en la temperatura local.

ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

	7. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL (ingresar los planes que apliquen a su proyecto, obra o actividad)
	Plan de prevención y mitigación de impactos (PPM)

Registro Ambiental 1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. Marco legal referencial 4. Descripción del proceso 5. Descripción del área de implantación 6. Principales impactos ambientales 7. <u>Plan de manejo ambiental (PMA)</u> 8. Inventario forestal 9. Finalización	Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto
	Operación y mantenimiento de maquinaria y equipo Todo vehículo para transporte de materiales debe contar con lona debidamente ajustada y en buen estado	Constructor	Día 1	Día 60	Indirectos
	Control de materiales de construcción Las excavaciones y rellenos, así como los materiales de construcción deberán sujetarse a las especificaciones técnicas de los diseños	Fiscalizador	Día 1	Día 60	Indirectos
	Plan de manejo de desechos (PMD)				
	Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto
	Baterías sanitarias móviles: 1 batería por mes cada una a \$300	Constructor	Día1	Día 60	\$600
	Plan de relaciones comunitarias (PRC)				
	Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto
	Información y participación ciudadana: Dos reuniones a \$100 cada una.	Proponente	Día1	Día 2	\$200
	Plan de contingencias (PC)				
Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto	
Plan de Contingencias: Contra alguna eventualidad	Constructor	Día 1	Día 60	\$1200	
Plan de capacitación (PCC)					
Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto	
Capacitación y entrenamiento ambiental: 2 capacitaciones a \$250 cada una.	Constructor	Día 1	Día 30	\$500	
Plan de seguridad y salud ocupacional (PSSO)					
Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto	

Equipo de protección personal (EPP): 25 personas a \$50	Constructor	Día 1	Día 60	\$1250					
Plan de Señalización: señalética, conos y letreros informativo de obra	Constructor	Día 1	Día 60	\$2590					
Sub Total				\$3840					
Plan de monitoreo y seguimiento (PMS)									
Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto					
Seguimiento al Plan de Manejo Ambiental: 1 profesional a medio tiempo	Constructor	Día 1	Día 60	\$750					
Plan de cierre, abandono y entrega del área (PCA)									
Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto					
Plan de abandono Retiro y cierre de campamento, limpieza	Constructor	Día 50	Día 60	\$1000					
Cronograma del Plan de Manejo Ambiental									
PMA	Semanas								Costo \$
	1	2	3	4	5	6	7	8	
<i>Plan de Prevención y Mitigación de Impactos.</i>	x	x	x	x	x	x	x	x	
<i>Plan de manejo de desechos</i>	x	x	x	x	x	x	x	x	\$600
<i>Plan de Relaciones Comunitarias</i>	x								\$200
<i>Plan de Contingencias.</i>	x	x	x	x	x	x	x	x	\$1200
<i>Plan de Capacitación</i>	x				x				\$500
<i>Plan de Seguridad y Salud Ocupacional.</i>	x	x	x	x	x	x	x	x	\$3840
<i>Plan de Monitoreo y Seguimiento.</i>	x	x	x	x	x	x	x	x	\$750
<i>Plan de Cierre, abandono y entrega del área.</i>								x	\$1000
<i>Total</i>									\$8090

Registro Ambiental 1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. Marco legal referencial 4. Descripción del proceso	8. INVENTARIO FORESTAL
	Su proyecto tiene remoción de cobertura vegetal nativa? <input type="checkbox"/> SI <input checked="" type="checkbox"/> NO

5. Descripción del área de implantación
6. Principales impactos ambientales
7. Plan de manejo ambiental (PMA)
8. Inventario forestal
9. Finalización