

# UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**CARRERA: INGENIERÍA CIVIL**

**TRABAJO ESTRUCTURADO DE MANERA INDEPENDIENTE PREVIO A  
LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA:**

---

***ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RÍO PITA PARA  
MEJORAR LAS CONDICIONES SOCIO-ECONÓMICAS Y DE TRÁFICO EN  
LA AV. ILALÓ, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS, PROVINCIA DE  
PICHINCHA.***

---

**AUTORA:** Verónica del Rocío Yanchatuña Aguayo

**TUTOR:** Ing. M.Sc. Miguel Mora

**Ambato - Ecuador**

**2014**

## **CERTIFICACIÓN**

Yo, Ing. M.Sc. Miguel Mora certifié que la presente tesis de grado realizada por la srta. Verónica del Rocío Yanchatuña Aguayo egresada de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, se desarrolló bajo mi supervisión y tutoría, siendo un trabajo elaborado de manera personal e inédito, bajo el tema “ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RÍO PITA PARA MEJORAR LAS CONDICIONES SOCIO-ECONÓMICAS Y DE TRÁFICO EN LA AV. ILALÓ, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS, PROVINCIA DE PICHINCHA”

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

---

Ing. M.Sc. Miguel Mora

## **AUTORÍA**

Yo, Verónica del Rocío Yanchatuña Aguayo, C.I. 180426513-8 egresada de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, certifico por medio de la presente que el presente trabajo de graduación elaborada bajo el tema: “ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RÍO PITA PARA MEJORAR LAS CONDICIONES SOCIO-ECONÓMICAS Y DE TRÁFICO EN LA AV. ILALÓ, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS, PROVINCIA DE PICHINCHA”, es de mi completa autoría y responsabilidad y fue realizado en el período Marzo 2013 – Febrero 2014

---

Egda. Verónica del Rocío Yanchatuña Aguayo

## DEDICATORIA

*Este trabajo con mucho cariño lo dedico a Dios, el propietario de cada uno de mis anhelos, a mis padres Luis y Mariana y mis hermanos Luis Oscar y Jeff, mi motivación y apoyo fundamental que en algo recompense todo el cariño y apoyo recibido.*



## **AGRADECIMIENTO**

A la Universidad Técnica de Ambato, a la Facultad de Ingeniería Civil, a sus autoridades y mi más sincero agradecimiento a mis profesores, por abrirme generosamente sus conocimientos durante mi carrera académica, al Ing. Msc. Miguel Mora en calidad de tutor por su gentil e invaluable ayuda.

A la Empresa Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas de Quito, a sus profesionales por su colaboración en la ejecución presente trabajo, en especial un agradecimiento al departamento de obras públicas y al Ing. Msc. Marco Sánchez por su guía en la elaboración de este trabajo.

A mi familia y seres queridos por su incondicional apoyo en la consecución de cada una de mis metas planteadas. Gracias

## **INDICE GENERAL**

PORTADA.....	I
CERTIFICACIÓN.....	II
AUTORÍA.....	III
DEDICATORIA.....	IV
AGRADECIMIENTO.....	V
ÍNDICE GENERAL.....	VI
ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS.....	XIII
RESUMEN EJECUTIVO.....	XIX

## **B. TEXTO**

Introducción.....	1
-------------------	---

## **CAPÍTULO I. EL PROBLEMA**

1.1 Tema de Investigación .....	2
1.2 Planteamiento del Problema.....	2
1.2.1 Contextualización.....	2
1.2.2 Análisis Crítico.....	4
1.2.3 Prognosis .....	4
1.2.4 Formulación del Problema .....	4
1.2.5 Preguntas Directrices.....	4
1.2.6 Delimitación del problema .....	5
1.2.6.2 Delimitación espacial.....	5
1.2.6.3 Delimitación temporal .....	5

1.3	Justificación.....	6
1.4	Objetivos .....	7
1.4.1	Objetivo general .....	7
1.4.2	Objetivos específicos.....	7

## **CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO**

2.1	Antecedentes Investigativos.....	8
2.2	Fundamentación Filosófica .....	9
2.3	Fundamentación Legal .....	9
2.4	Categorías Fundamentales .....	10
2.4.1	Supra ordenación de variables .....	10
2.4.2	Definiciones.....	11
2.4.2.1	Variable Independiente .....	11
2.4.2.2	Variable Dependiente .....	39
2.5	Hipótesis.....	40
2.6	Señalamiento de las variables de la hipótesis. ....	40

## **CAPÍTULO III. METODOLOGÍA**

3.1	Modalidad básica de la investigación .....	41
3.2	Nivel o tipo de investigación.....	41
3.3	Población y muestra .....	42
3.4	Operacionalización de variables .....	42

## **CAPÍTULO IV ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

4.1	Análisis e interpretación de resultados.....	44
4.2	Interpretación de datos .....	45

4.3	Verificación de la hipótesis .....	46
-----	------------------------------------	----

## **CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

5.1	Conclusiones .....	47
-----	--------------------	----

5.2	Recomendaciones.....	49
-----	----------------------	----

## **CAPÍTULO IV. PROPUESTA**

6.1	Datos Informativos .....	50
-----	--------------------------	----

6.2	Ubicación Geográfica del Proyecto.....	71
-----	--	----

6.3	Justificación.....	52
-----	--------------------	----

6.4	Objetivos .....	52
-----	-----------------	----

6.5	Análisis de la Factibilidad .....	53
-----	-----------------------------------	----

6.6	Fundamentación .....	53
-----	----------------------	----

6.6.1	Especificaciones AASTHO-LRFD para el Diseño de Puentes.....	53
-------	---	----

6.6.1.1	Cargas de Diseño.....	53
---------	-----------------------	----

6.6.1.2	Cargas Permanentes .....	54
---------	--------------------------	----

6.6.1.3	Cargas Transitorias.....	55
---------	--------------------------	----

6.6.1.4	Sobrecargas Vivas .....	56
---------	-------------------------	----

6.6.1.5	Camión de Diseño .....	57
---------	------------------------	----

6.6.1.6	Cargas Peatonales.....	59
---------	------------------------	----

6.6.1.7	Cargas por Fatiga .....	59
---------	-------------------------	----

6.6.1.8	Incremento por Carga Dinámica .....	59
---------	-------------------------------------	----

6.6.1.9	Fuerza de Frenado .....	60
---------	-------------------------	----

6.6.1.10	Fuerza Sísmica .....	60
----------	----------------------	----

6.6.1.11	Estados Límites de Resistencia .....	61
----------	--------------------------------------	----

6.6.1.12	Factores de Carga y Combinaciones de Cargas .....	62
6.6.1.13	Factores de Resistencia .....	63
6.6.1.14	Dimensionamiento de Elementos Estructurales.....	64
6.6.1.15	Losas de Tablero de Hormigón .....	65
6.6.1.16	Parámetros de Diseño.....	65
6.6.2	Diseño Sismorresistente .....	68
6.6.2.1	Método de Mononobe-Okabe (M-O).....	69
6.6.2.2	Consideraciones de Diseño .....	71
6.7	Metodología .....	72
6.7.1	Estudio Hidrológico .....	72
6.7.2	Estudio de Suelos .....	74
6.7.3	Estudio Topográfico.....	76
6.7.4	Estudio de Impacto Ambiental.....	77
6.7.5	Diseño de la Superestructura Mixta: Tablero de Hormigón Armado y Vigas Metálicas.....	81
6.7.5.2	Diseño de Postes .....	172
6.7.5.3	Diseño de los Pasamanos .....	90
6.7.5.4	Diseño del Tablero.....	92
6.7.5.4.1	Cargas de Diseño .....	92
6.7.5.4.2	Momentos de Diseño .....	96
6.7.5.4.3	Cálculo del Acero de Refuerzo.....	97
6.7.5.4.4	Armado del Tablero .....	100
6.7.5.5	Cálculo y Diseño de Vigas Metálicas .....	101

6.7.5.5.1	Cargas .....	102
6.7.5.5.2	Cálculo de Momentos .....	104
6.7.5.5.3	Momentos por Contracción y Temperatura .....	111
6.7.5.5.4	Cálculo de Cortes .....	112
6.7.5.5.5	Tensiones en las Secciones .....	115
6.7.5.5.6	Chequeo de los Esfuerzos .....	129
6.7.5.5.7	Capacidad del Momento Plástico .....	131
6.7.5.5.8	Momento Resistente .....	133
6.7.5.5.9	Factor de Seguridad .....	134
6.7.5.6	Diseño de Elementos Secundarios .....	134
6.7.5.6.1	Rigidizadores .....	134
6.7.5.6.2	Arriostramiento Inferior .....	145
6.7.5.6.3	Diafragmas .....	150
6.7.5.6.4	Conectores de Corte .....	154
6.7.5.6.5	Deflexiones .....	160
6.7.5.6.6	Camber o Contraflecha .....	162
6.7.6	Diseño de la Infraestructura .....	163
6.7.6.1	Prámetros de Diseño .....	163
6.7.6.2	Cargas Aplicadas sobre el Estribo .....	165
6.7.6.3	Reacción por Carga viva .....	168
6.7.6.4	Fuerza de Frenado .....	168
6.7.6.5	Empuje del Suelo .....	170
6.7.6.6	Empuje Sísmico .....	171

6.7.6.7	Diseño del estribo .....	172
6.7.6.8	Momento de Volcamiento Sismico.....	177
6.7.6.9	Empuje Sísmico del Suelo .....	179
6.7.6.10	Estabilidad y Esfuerzos en el Suelo.....	181
6.7.6.11	Diseño de la Cimentación .....	184
6.7.6.12	Diseño del Cuerpo .....	195
6.7.6.13	Diseño de la Viga de Asiento .....	204
6.7.6.14	Diseño del Cabezal Superior.....	205
6.7.6.15	Diseño del Muro de Ala.....	209
6.7.6.16	Diseño de la Trba Sísmica .....	212
6.7.6.17	Diseño del Aparato de Apoyo de Neopreno .....	217
6.7.7	Diseño de la Segunda Alternativa: Tablero de Hormigón Armado y Vigas de Hormigón Postensado .....	220
6.7.7.1	Diseño de Elementos Principales.....	221
6.7.7.2	Límites para la Tensión en el hormigón.....	227
6.7.7.3	Número de Cables requeridos por viga.....	230
6.7.7.4	Momento último de la Viga .....	232
6.7.7.5	Momento Resistente de la Viga .....	232
6.7.7.6	Factor de Seguridad .....	234
6.7.7.7	Cálculo del Ángulo para la trayectoria del Cable.....	235
6.7.7.8	Pérdidas de Preesfuerzo .....	236
6.7.7.9	Fuerza Efectiva de Preesfuerzo.....	239
6.7.7.10	Diseño de la Armadura Pasiva de la Viga .....	240

6.7.7.11	Diseño del Diafragma .....	244
6.7.8	Análisis para la Definición de la Alternativa Óptima .....	248
6.7.9	Modelación - Estructura Mixta.....	250
6.7.10	Evaluación económica y programación.....	264
6.7.10.1	Presupuesto Referencial del Proyecto.....	265
6.7.10.2	Análisis de Precios Unitarios.....	265
6.7.10.3	Cronograma Valorado de Trabajo .....	306
6.8	Administración.....	307
6.8.1	Recursos Económicos .....	307
6.8.2	Recursos Técnicos .....	307
6.8.3	Recursos Administrativos .....	307
6.9	Previsión de la Evaluación.....	307

## **C. MATERIALES DE REFERENCIA**

### **1 Bibliografía**

1.1	Bibliografía .....	309
1.2	Linkografía.....	310

### **2 Anexos**

ANEXO A.	Árbol del Problema .....	311
ANEXO B.	Ubicación del Proyecto.....	313
ANEXO C.	Fotografías .....	315
ANEXO D.	Diagrama de Socavación.....	317
ANEXO E.	Recubrimiento para las Armaduras Principales.....	319
ANEXO F.	Coeficientes de Fricción .....	321



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Categorías Fundamentales.....	20
Figura 2: Puente atirantado de Sao Paulo Octavio Farías.....	20
Figura 3: Esquema de un puente.....	202
Figura 4: Anclaje Pasivo Tipo U. ....	207
Figura 5: Anclaje Activo Tipo E.....	207
Figura 6: Típica curva tensión-deformación para aceros de pretensado.....	23
Figura 7: Componentes del Cable de Acero.. ....	24
Figura 8: Curva Esfuerzo Deformación de Diferentes Tipos de Acero.....	29
Figura 9: Puentes esviajados. ....	33
Figura 10: Puente Basculante.....	34
Figura 11: Ubicación del puente sobre el río Pita.....	50
Figura 12: Coordenadas Geográficas de la Ubicación.....	51
Figura 13: Características del camión de diseño.....	57
Figura 14: Posición de máxima excentricidad accidental de la carga de rueda... ..	58
Figura 15: Posición Normal de la carga de rueda.. ....	59
Figura 16: Fuerzas actuantes Análisis de Mononobe-Okabe.....	69
Figura 17: Zonificación Sísmicas en Ecuador.. ....	75
Figura 18: Perfil estratigráfico del suelo.....	76
Figura 19: Esquema de la viga metálica.. ....	82
Figura 20: Detalle de la sección transversal típica.....	86
Figura 21: Esquema del Poste y Pasamanos.. ....	87
Figura 22: Armado del poste.....	89

Figura 23: Configuración de postes y pasamanos.....	90
Figura 24: Armado de pasamano... ..	91
Figura 25: Esquema de la estructura del volado... ..	92
Figura 26: Momento por carga viva en el volado.. ..	95
Figura 27: Posición de máxima excentricidad accidental de la carga de rueda... ..	95
Figura 28: Armado del tablero... ..	100
Figura 29: Cargas actuantes sobre la viga.....	105
Figura 30: Diagrama de posiciones de los ejes del Camión... ..	106
Figura 31: Esquema de ubicación de rigidizadores transversales intermedios... ..	108
Figura 32: Equilibrio de las fuerzas de los ejes del camión.....	109
Figura 33: Posición de los ejes del camión para Mcv por Teorema de Barré.....	110
Figura 34: Fuerzas para Mcv Máximo.....	110
Figura 35: Posición de los ejes para del camión para cálculo de Mcv por Líneas de Influencia.....	111
Figura 36: Corte por cargas permanentes.....	113
Figura 37: Corte por carga equivalente.....	113
Figura 38: Corte por ejes del camión... ..	114
Figura 39: Sección resistente de la viga de acero... ..	116
Figura 40: Sección de la viga en la primera etapa... ..	117
Figura 41: Distancia del eje neutro de la viga hasta.....	118
Figura 42: Sección resistente para la segunda etapa... ..	121
Figura 43: Sección Resistente (Puente en servicio)... ..	124
Figura 44: Diagrama de esfuerzos finales (puente en servicio).....	127

Figura 45: Diagrama de esfuerzos eje neutro plástico...	132
Figura 46: Ubicación rigidizador longitudinal.....	139
Figura 47: Ubicación del rigidizador transversales.....	141
Figura 48: Esquema de Arriostamiento Inferior .....	147
Figura 49: Arriostamiento Vertical.....	153
Figura 50: Detalle de la sección transversal típica.....	165
Figura 51: Cargas que actúan en el Estribo.....	166
Figura 52: Dimensiones del Estribo.....	173
Figura 53: Esquema de puntos de aplicación de Empuje Estático y Dinámico del Suelo.....	177
Figura 54: Componentes para Momento de Volcamiento Sísmico.. .....	180
Figura 55: Esfuerzos del suelo en la Base del Estribo. ....	184
Figura 56: Esfuerzos del suelo en el talón. ....	185
Figura 57: Esfuerzos Críticos del Suelo para Diseño del Dedo.....	190
Figura 58: Esfuerzos actuantes sobre el dedo de la cimentación.....	191
Figura 59: Esfuerzos del suelo sobre el dedo de la cimentación.....	194
Figura 60: Diagrama de Presiones sobre el Cuerpo del Estribo.. .....	196
Figura 61: Ubicación de Empuje Estático y Dinámico.....	199
Figura 62: Cuerpo del Estribo.....	203
Figura 63: Armado del cuerpo del Estribo.....	203
Figura 64: Armado de la viga de asiento.. .....	205
Figura 65: Fuerzas actuantes en la viga cabezal... .....	206
Figura 66: Armado del cabezal superior... .....	208

Figura 67: Diseño del muro de ala.....	209
Figura 68: Vista Frontal de la Traba sísmica..	213
Figura 69: Armado de la Traba sísmica..	216
Figura 70: Dimensionamiento de la placa de neopreno..	218
Figura 71: Sección de la viga postensada..	221
Figura 72: Modelo Matemático de Cargas del Diafragma.....	224
Figura 73: Esquema de vigas y diafragma.....	227
Figura 74: Trayectoria del cable..	235
Figura 75: Esquema de colocación de una cuña..	238
Figura 76: Geometría de la viga.....	241
Figura 77: Esquema de ubicación de los Ejes del vehículo de diseño sobre la viga.....	243
Figura 78: Sección del diafragma..	244
Figura 79: Armadura del Diafragma.....	247

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Tabla de las principales unidades de pretensado Freyssinet.....	20
Tabla 2: Propiedades de los cables y barras de pretensado .....	22
Tabla 3: Módulo de rotura del hormigón. ....	27
Tabla 4: Tipos de acero estructura según la ASTM.....	29
Tabla 5: Requerimientos mecánicos del Acero A588-50W .....	31
Tabla 6: Composición química del Acero ASTM A 588, Según AWS D1.5.....	31

Tabla 7: Características Químicas del Acero A 588 para Cálculo del Carbono Equivalente.....	32
Tabla 8: Variable Independiente.....	42
Tabla 9: Variable Dependiente.....	43
Tabla 10: Coordenadas UTM de la ubicación.....	47
Tabla 11: Factor de presencia múltiple.....	57
Tabla 12: Incremento por Carga Dinámica, I.....	60
Tabla 13: Zonas Sísmicas.....	61
Tabla 14: Combinaciones de cargas y factores de carga.....	63
Tabla 15: Factores de carga para cargas permanentes,.....	63
Tabla 16: Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.....	64
Tabla 17: Matriz de Impacto Ambiental.....	80
Tabla 18: Resumen de momentos de cargar muerta en volado.....	93
Tabla 19: Evaluación de momentos.....	108
Tabla 20: Resumen de cortes.....	114
Tabla 21: Propiedades geométricas de la viga para la PRIMERA ETAPA.....	116
Tabla 22: Propiedades de la sección compuesta.....	122
Tabla 23: Propiedades de la sección resistente (PUENTE EN SERVICIO). ....	125
Tabla 24: Chequeo de esfuerzos en el patín de compresión.....	130
Tabla 25: Separación del rigidizador.....	136
Tabla 26: Chequeo de corte.....	136
Tabla 27: Chequeo de área del rigidizador.....	138

Tabla 28: Inercia mínima del rigidizador.....	138
Tabla 29: Número de ciclos. ....	154
Tabla 30: Propiedades geométricas.....	155
Tabla 31: Chequeo de corte y espaciamiento de conectores.....	156
Tabla 32: Resumen de inercias y momento de contracción y temperatura.....	160
Tabla 33: Reacción por carga muerta.....	167
Tabla 34: Cargar muerta aplicada sobre el estribo.....	167
Tabla 35: Resumen de cargas considerando (CARGA SÍSMICA). ....	176
Tabla 36: Peso de la infraestructura. ....	181
Tabla 37: Momento Último.....	187
Tabla 38: Resumen de momentos para el diseño de la pantalla del estribo.....	196
Tabla 39: Fuerza sísmica sobre la infraestructura.....	197
Tabla 40: Propiedades de la viga en el centro de la luz. ....	222
Tabla 41: Resumen de pérdidas de presfuerzo.....	240

## **LISTA DE PLANOS**

PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA: “Tablero de hormigón armado y vigas longitudinales de acero”

1. IMPLANTACIÓN DEL PUENTE

2. TABLERO, POSTES Y PASAMANOS

2. ESTRUCTURA METÁLICA 1: Detalle de dovelas de viga metálica, Rigidizadores, Diafragmas, Conectores y Diagrama de Camber.

3. ESTRUCTURA METÁLICA 2: Arriostramiento horizontal, Arriostramiento vertical y Placas de Apoyo.

5. INFRAESTRUCTURA: Detalle de Estribo, Muro de Ala, Traba sísmica.

## **RESUMEN EJECUTIVO**

### **ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RÍO PITA PARA MEJORAR LAS CONDICIONES SOCIO-ECONÓMICAS Y DE TRÁFICO EN LA AV. ILALÓ, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS, PROVINCIA DE PICHINCHA.**

Actualmente en Ecuador se lleva a cabo el mejoramiento de la infraestructura vial y modernización de puentes, de tal manera que las entidades encargadas de ejecutar dichos trabajos contemplen la planificación de varios proyectos. Como es el caso de la Empresa Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas de Quito que tiene prevista la ejecución de una nueva infraestructura para el Puente sobre el río Pita ubicado en la Avenida Ilaló, cuya nueva infraestructura se prevé sea de cuatro carriles de circulación vehicular en referencia a la estructura existente que es de dos.

Por lo cual en el presente estudio se plantea el análisis de dos alternativas para el proyecto del Puente sobre el río Pita de 26 m de luz, la primera alternativa consiste una Estructura Mixta; tablero de hormigón armado y vigas metálicas. La segunda alternativa en un puente tablero de hormigón armado y vigas de hormigón preesforzado, alternativa de la cual se realiza un análisis independiente de las vigas. La infraestructura consiste en muros en volado de hormigón armado.

El diseño estructural se fundamenta en las ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES por el MÉTODO LRFD, en el cual se obtiene un alto nivel de seguridad sometido a condiciones severas y presencia de cargas dinámicas.

La selección de la alternativa eficiente se enmarca en la comparación de los factores económicos, técnicos y constructivos, tomando en cuenta un factor muy importante que es el esviamiento de la estructura debido a la configuración del terreno. En base a estos factores se determina que la alternativa eficiente para el Puente sobre el río Pita en la Av. Ilaló es la alternativa conformada por una Estructura Mixta.

## **INTRODUCCIÓN**

Como una necesidad básica a través del tiempo, en el hombre surgió la necesidad de crear un medio que permita facilitar el transporte a través de un accidente geográfico. En la actualidad, la técnica ha pasado desde una simple losa hasta grandes puentes colgantes que miden varios kilómetros y cruzan grandes bahías o venzan profundos encañonados. Los puentes se han convertido a lo largo de la historia no solo en un elemento básico para una sociedad, sino en un ícono mismo.

Los puentes constituyen estructuras cuya finalidad es brindar la continuidad de una vía, ante un accidente geográfico natural como un río, quebrada, una depresión profunda o a su vez siendo pasos sobre autopistas, facilitando así la continuidad de una vía.

Por lo expuesto anteriormente con la finalidad de brindar una solución técnica, a uno de los requerimientos indispensables de la población, se realiza el presente estudio de diseño de una estructura que permita reemplazar a la existente, de tal manera de mejorar las condiciones de tráfico de la zona, lo cual incidirá favorablemente en la población.

La metodología de diseño está fundamentada de acuerdo a las normas y especificaciones técnicas, con la finalidad de garantizar parámetros de calidad y seguridad a la estructura planteada.



# **CAPÍTULO I**

## **EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

### **1.1 TEMA DE INVESTIGACIÓN**

ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RÍO PITA PARA MEJORAR LAS CONDICIONES SOCIO-ECONÓMICAS Y DE TRÁFICO EN LA AV. ILALÓ, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS, PROVINCIA DE PICHINCHA.

### **1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

#### **1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN**

La construcción de un puente tiene la finalidad de brindar la continuidad a una vía, un canal o conducto, por lo cual es una estructura requerida para el desarrollo de las civilizaciones. El puente existente permite la comunicación entre las poblaciones de dos cantones principales de la provincia de Pichincha los cuales son el cantón Rumiñahui y el cantón Quito cuyo límite corresponde el río Pita, el puente sobre el río Pita en la Av. Ilaló, se encuentra ubicado en el Barrio San Gabriel – Sector El Triángulo a 300 metros de la Autopista General Rumiñahui.

La ubicación perteneciente al Valle de los Chillos, zona de gran progreso social y proyección urbanística, debido a los proyectos habitacionales existentes y a los que se construyen en los terrenos del sector, ante tales circunstancias la congestión vehicular en esta zona se ha ido agravando hasta transformarse en un evidente problema para los moradores, administración municipal, así como para los

usuarios de la avenida que según versiones les ha retrasado hasta una hora salir del trancón que se produce a la altura del puente hasta El Triángulo.

“La avenida Ilaló, a la altura del Puente El Tingo, es una de las arterias que conectan importantes parroquias como La Merced, Píntag, Alangasí y Guangopolo. Por ella circulan miles de personas diariamente tanto en vehículos como a pie. El flujo de circulación se triplica cuando llega el fin de semana o los feriados debido a la concurrencia de turistas hacia los distintos balnearios del sector.”<sup>1</sup>

La vía en la cual se desarrolla el mencionado puente (Av. Ilaló) tiene un ancho variable entre 11.00 y 12.50 m, mientras que el ancho del puente actual es aproximadamente 8m con una longitud de 17m, con un ángulo de esviajamiento de 116 grados. La estructura del actual puente está constituida por tablero de hormigón armado sobre cuatro vigas, apoyado sobre dos estribos del mismo material, cuya construcción se debió en la década de 1960 por el Consejo Provincial de Pichincha.

Las transiciones entre el puente sobre el río Pita, la entrada y salida se deben a la existencia de locales comerciales, bodegas, talleres, etc. Por tal razón en cuanto a las mencionadas medidas de la vía respecto al puente existente es evidente la presencia de un ahorcamiento en la continuidad de la vía (ver Anexo 4, Fotografía 1), lo cual imposibilita la fluidez vehicular especialmente en horas pico y fines de semana.

De acuerdo a lo mencionado y en base a los estudios técnicos realizados se determina que el nuevo puente deberá poseer las dimensiones de **24m de ancho y 26m de largo**, esto implica la ampliación de la vía para ello se sugiere la “remoción” de casas y locales existentes aledaños, situación legal contemplada por la Empresa Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas.

---

<sup>1</sup>Diario el Telégrafo, Quito, Lunes 12 de Noviembre del 2012

### **1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO**

La situación actual del puente sector de la Av. Ilaló produce gran inconformidad en la población en especial a los usuarios que transitan diariamente, debido a su excepcional ubicación en la zona del Valle de los Chillos, además sirve de conexión entre dos importantes cantones que son el cantón Rumiñahui y el cantón Quito, la infraestructura existente es deficiente ante las solicitudes actuales de tráfico vehicular.

Debido a la deficiente capacidad en cuanto a carriles que presenta la infraestructura existente, obstaculización en la circulación vehicular, que afecta además a los usuarios de las frecuencias del transporte público como a los usuarios que utilizan transporte particular, produciendo retraso en las frecuencias de transporte.

### **1.2.3 PROGNOSIS**

De no proceder con una inmediata solución a la demanda de una nueva infraestructura se producirán conflictos sociales, así como afectaciones económicas tanto a los usuarios como a los moradores del sector y zonas aledañas debido al potencial urbanístico. En efecto ante tales circunstancias de cumplimiento de la vida útil de la infraestructura existente puede llegar a un colapso mientras el tiempo avance y su deterioro también ante su continuo uso.

### **1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

¿Cuál es la alternativa estructural eficiente de diseño del puente vehicular sobre al río Pita en la Av. Ilaló sector del Valle de los Chillos, provincia de Pichincha?

### **1.2.5 PREGUNTAS DIRECTRICES**

¿Cuáles son los estudios requeridos para el Diseño del Puente?

¿Cómo realizar el Diseño del Puente?

¿Qué tipo de estructura será la idónea?

## **1.2.6 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA**

### **1.2.6.1 Delimitación de Contenido**

Ingeniería Civil.- La Ingeniería Civil es una disciplina profesional de la ingeniería que se ocupa del diseño, construcción y mantenimiento del medio físico natural y construido, con obras como: Puentes, Carreteras, Canales, Presas, Edificios.

Ingeniería de Transporte e Infraestructura Vial.- Comprende el desarrollo de estudios, trabajos topográficos relacionados con la ejecución de proyectos, dirección, construcción y gerencia de obras viales urbanas y rurales, obras de arte y puentes, pistas de aeropuertos. Proyectos de evaluación de estado y rehabilitación de las vías de comunicación.

Ingeniería Estructural.- Especialidad de la ingeniería civil que permite el planeamiento y el diseño de las partes que forman el esqueleto resistente de la infraestructura como edificios urbanos, construcciones industriales, puentes, proyectos hidráulicos y otras. Para lo cual se puede disponer de programas computarizados con capacidades gráficas que generan dibujos de las fuerzas internas y deformaciones para los diferentes estados de carga.

### **1.2.6.2 DELIMITACIÓN ESPACIAL**

Los estudios de campo para el desarrollo del presente proyecto se realizaron en la provincia de Pichincha, cantón Rumiñahui, Av. Ilaló vía la Merced, mientras que el desarrollo del proyecto se efectuaron en la Unidad de Estudios de la Empresa Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas.

### **1.2.6.3 DELIMITACIÓN TEMPORAL**

El presente estudio de diseño del puente se lo ejecutará en el periodo de seis meses, comprendido entre Marzo a Agosto del 2013.

### 1.3 JUSTIFICACIÓN

Con el continuo crecimiento de la población así como el tráfico vehicular, las instituciones encargadas de la infraestructura se ven obligadas a tomar decisiones que satisfagan a los ciudadanos particularmente en el Distrito Metropolitano de Quito en la zona del Valle de los Chillos para la cual se contempla un plan vial. “El programa, que fue concebido hace 4 años, tiende a descongestionar el pesado tráfico vehicular y agilizar la movilidad en el vértice donde confluyen la avenida Ilaló con la avenida General Rumiñahui”<sup>2</sup> siendo éste estudio una alternativa que prevea aportar a la solución a los problemas latentes los cuales abarcan tanto lo social y económico.

“El Plan Vial Integral se halla concebido como un Plan de carácter Regional, que involucra a la población de dos Municipios: 70.000 habitantes del cantón Rumiñahui y 160.000 de 6 parroquias del cantón Quito que por encontrarse en el área de influencia”<sup>3</sup> habitantes que seria los beneficiarios del proyecto.

La demanda de una pronta implementación de infraestructura nueva que cumpla las necesidades actuales del tráfico vehicular que hace uso de esta infraestructura, es considerada una obra importante para el descongestionamiento vehicular de “la Av. General Rumiñahui pues es, en el cruce con la Avenida Ilaló, (sector de El Triángulo) donde el problema se agudiza, pues se opera bajo condiciones de saturación en las horas pico de la mañana, tarde, fines de semana y feriados, produciendo contaminación de aire y ruido, así como demoras importantes a los miles de usuarios encareciendo sus desplazamientos por el mayor consumo de combustibles y la pérdida de tiempo.”<sup>4</sup>

---

<sup>2</sup> Revista El Valle, abril – mayo 2011

<sup>3</sup> <http://www.ruminahui.gob.ec/> INF=MUNICIPALIDAD

<sup>4</sup> <http://www.ruminahui.gob.ec/> INF=MUNICIPALIDAD

## **1.4 OBJETIVOS**

### **1.4.1 OBJETIVO GENERAL**

Diseñar un puente vehicular sobre el río Pita para mejorar las condiciones socio-económicas y de tráfico en la Av. Ilaló, sector del Valle de los Chillos, provincia de Pichincha.

### **1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Desarrollar dos alternativas de diseño del puente sobre el río Pita de conformidad con las actuales especificaciones AASHTO-LRFD.
  - Alternativa 1: Puente de estructura Mixta (tablero de hormigón armado y vigas longitudinales de acero).
  - Alternativa 2: Puente de vigas longitudinales de hormigón postensado y tablero de hormigón armado
- Analizar los parámetros de diseño del puente.
- Realizar un análisis comparativo entre las dos alternativas de diseño, para definir la alternativa técnica eficientemente estructural y económica más apropiada para el proyecto.
- Definir las ventajas y desventajas de la alternativa estructural adoptada.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS**

Los proyectos contemplados para la facilidad de tránsito vehicular en el sector del Valle de los Chillos, se encuentra en la ejecución de diversas obras de infraestructura vial incluyendo la ejecución de los puentes de la autopista general Rumiñahui, mientras que los proyectos de puentes sobre el río Pita de la Avenida Ilaló vía la Merced y puente sobre el río Ushimana, sector El Tingo se encuentra en la etapa de estudios.

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

La tesis de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Central del Ecuador publicada en la ciudad de Quito en el año 2012, cuyos autores son Huaca Nataly, Juiña Katty, Suntaxi Luisa y Yunga José, investigación titulada “Alternativas de diseño de un puente en dos vanos (85m de longitud total) sobre la quebrada grande en la ciudad de Ibarra. Provincia de Imbabura”.

El proyecto plantea el objetivo: Diseñar un puente sobre la Quebrada Grande perteneciente al paso lateral de la ciudad de Ibarra (Provincia de Imbabura) aplicando los conocimientos adquiridos durante los estudios de la carrera de ingeniería civil, con este propósito el diseño se plantea en base a dos alternativas para posteriormente realizar un análisis y determinar la mejor opción técnica y económica. El proyecto concluye “Considerando los puntos de vista: estructural

(confiabilidad del diseño), constructivo (rapidez de la construcción) y económico determina que la alternativa 2 “Puente de vigas de acero de sección constante simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado” es la más apropiada por su menor costo, tiempo de construcción y montaje”, además que “El incremento constante en el uso del acero como alternativa para las estructuras de puentes, es notable en nuestro país y en este trabajo de graduación se lo demuestra, justificándose la construcción de la alternativa 2 para el puente sobre la Quebrada Grande de la ciudad de Ibarra.”

## **2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA**

El estudio del presente proyecto estará fundamentado principalmente en el Paradigma Neopositivista y su desarrollo se contemplará con la ayuda del Paradigma Crítico Propositivo. En la investigación predominan las características cuantitativas puesto que su desarrollo se enfoca en métodos objetivos, los procedimientos de análisis y diseño poseen un esquema previo en el cual se rige el proceso es decir que, además está orientado a la verificación, confirmación, y análisis de resultados. Es importante citar que en el campo de la Ingeniería Estructural está estrechamente ligado a la comparación sistemática de los resultados de los modelos analíticos con los experimentales.

Dentro de este marco el análisis que conllevará el estudio del proyecto es de vital importancia la calidad de la alternativa a plantearse como solución ante las demás que puedan adoptarse.

## **2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL**

El desarrollo de la presente investigación se fundamenta en la norma norteamericana “AASHTO LRDF Bridge Design Specifications” “Diseño por factores de carga y resistencia” en cuanto al análisis y cálculo estructural. Además se recurrirá al código ACI 318 y en cuanto a las Especificaciones para Materiales regirán las normas ASTM o American Society for Testing and Materials. En el caso de normativa para una estructura mixta se apoyará en las Especificaciones

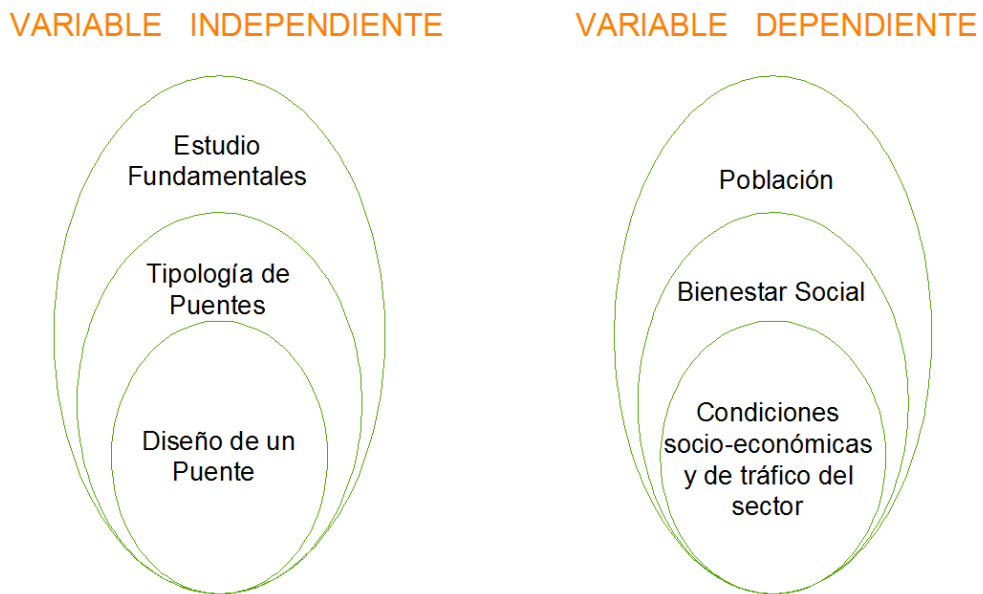


para soldadura de puentes AWS (Bridge Welding Code), conjuntamente con las especificaciones estándar mencionadas.

En cuanto a requerimientos establecidos por normas nacionales se regirá a las Especificaciones Generales para la construcción de caminos y puentes del Ministerio de Transporte y Obras Públicas MOP-001-F-2002. Para la determinación de parámetros de diseño se recurrirá al Código Ecuatoriano de la Construcción.

## 2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES

### 2.4.1 SUPRA ORDINACIÓN DE VARIABLES



**Figura 1:** Categorías fundamentales

## 2.4.2 DEFINICIONES

### 2.4.2.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

#### ❖ DISEÑO DE PUENTE

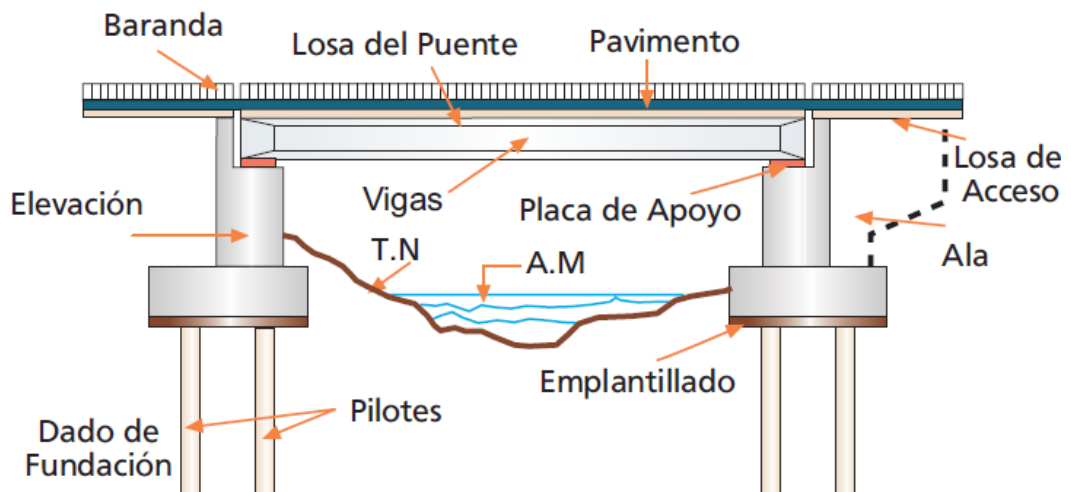
Un puente es una construcción artificial, que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico como un río, cañón, valle, camino, una vía férrea, un cuerpo de agua, o cualquier obstrucción. El **diseño** de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que es construido. Su proyecto y su cálculo pertenecen a la ingeniería estructural, siendo numerosos los tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia, influenciados por la disponibilidad de materiales, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores. Los puentes modernos se caracterizan por los elementos estructurales utilizados como cantiliver o de tirantes, colgantes, de arco de acero, de arco de hormigón, de arco de piedra, de vigas trianguladas o de pontones.



**Figura 2:** Puente atirantado de Sao Paulo Octavio Farías  
Portal: skyscrapercity.

### PARTES CONSTITUTIVAS DE UN PUENTE

Los puentes constan fundamentalmente de dos partes: la superestructura y la infraestructura.



**Figura 3:** Esquema de un puente  
**Fuente:** Fascículo Puentes para Chile 2020 MOP-Chile

**Superestructura:** Es la parte del puente en donde actúa la carga móvil y está constituida por dos tipos de elementos, los principales entre los cuales tenemos la losa, vigas, celosía y arcos; y los secundarios que son los postes, pasamanos, aceras, capa de rodadura, diafragmas o elementos de arriostramiento, entre otros.

- ❖ Tablero
- ❖ Vigas longitudinales y transversales
- ❖ Aceras y pasamanos
- ❖ Capa de Rodadura
- ❖ Otras instalaciones

**Infraestructura o subestructura:** Es la parte del puente que se encarga de transmitir las solicitaciones al suelo de cimentación, y está constituida por los siguientes elementos

- ❖ Estribos
- ❖ Pilas

### ❖ TIPOLOGÍA DE PUENTES

Los puentes se pueden clasificar según:

## SEGÚN LA NATURALEZA DE LA VIA SOPORTADA

- a. Puentes vehiculares
- b. Puentes ferroviarios
- c. Puentes peatonales
- d. Puentes – canal
- e. Puentes – acueductos

## SEGÚN EL MATERIAL CONSTRUCTIVO

### **a. DE MADERA**

La madera es el material que utilizó el hombre para hacer sus primeras construcciones; un tronco de árbol sobre un río fue seguramente el primer puente artificial. Los puentes de madera son más fáciles y más rápidos de construir que los de piedra y han resultado siempre más económicos; por ello, los primeros que construyó el hombre fueron de madera.

Los puentes de madera han planteado siempre problemas de durabilidad y por ello se han considerado siempre de una categoría inferior que los de piedra; generalmente se les ha dado carácter de obra provisional; se aspiraba a sustituirlos por uno de piedra en cuanto hubiera dinero.

### **b. METÁLICOS**

El empleo del hierro significó una transformación radical en la construcción en general, y en los puentes en particular; sus posibilidades eran mucho mayores que las de los materiales conocidos hasta entonces, y por ello se produjo un desarrollo muy rápido de las estructuras metálicas, que pronto superaron en dimensiones a todas las construidas anteriormente. Hoy en día sigue siendo el material de las grandes obras, en especial de los grandes puentes, si bien el hierro que se utiliza ahora no es el mismo que se utilizó en los orígenes, porque el material también ha evolucionado significativamente, ya que existe una diferencia considerable de características y de calidad entre los aceros actuales y el hierro fundido que se utilizó en un principio.

Los materiales derivados del hierro que se han utilizado sucesivamente en la construcción son:

- De fundición
- De hierro forjado
- De acero

A pesar de su mayor precio, el hierro fue sustituyendo progresivamente a la fundición en la construcción de puentes de arco a causa de sus mejores características mecánicas. Los grandes arcos metálicos aportaron una solución relativamente económica y muy espectacular para franquear a gran altura valles profundos y ríos anchos en los que las cimbras resultaban muy difíciles y costosas (160 m. de luz).

Finalmente, la solución metálica es la única a plantearse para los puentes móviles: giratorios y levadizos.

### **c. DE HORMIGÓN**

los puentes de Hormigón que pueden ser de dos tipos:

- Armado
- Preesforzado

### **PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO**

El hormigón armado es una colaboración del acero y el hormigón, adecuado especialmente para resistir esfuerzos de flexión. El hormigón es muy adecuado para resistir compresiones y el acero en barras para resistir tracciones. Por ello las barras de acero se introducen en la pieza de hormigón, en el borde que debe resistir las tracciones, y gracias a la adherencia entre los dos materiales, el acero resiste las tracciones mientras que el hormigón resiste las compresiones.

Durante muchos años las barras de acero eran lisas, pero gracias a una serie de ensayos, se comprobó que la adherencia entre el acero y el hormigón, uno de los mecanismos básicos para que el hormigón armado funcione, mejoraba

significativamente haciendo las barras corrugadas, es decir, con resaltes transversales, y así son las barras actuales.

Se imponen dos soluciones clásicas: los de vigas de alma llena, que podían ser vigas en T unidas por la losa superior, o vigas de cajón para las luces mayores; y los arcos, solución idónea para el hormigón, que es un material adecuado para resistir compresiones.

## **PUNTES DE HORMIGÓN PREESFORZADO**

El concreto presforzado ha demostrado ser técnicamente ventajoso y económicamente competitivo tanto para puentes de claros medios (20 m) donde se emplean elementos pretensados estándar producidos en serie, como para puentes de grandes claros (50 m) como los atirantados.

### **Elementos comunes en una estructura de concreto presforzado**

Los elementos que comúnmente deben ser usados en la construcción de estructuras de concreto presforzado son:

- Armadura activa
- Armadura pasiva
- Conductos longitudinales
- Anclajes
- Inyección

### **Armadura activa**

Las armaduras activas son las que soportan la aplicación del presfuerzo y están hechas de acero de alta resistencia. El código del ACI, para efectos de diseño, generaliza el nombre de estas armaduras bajo el concepto de cable que es un elemento de acero en forma de alambre, barra o torón, o paquetes de dichos elementos (ubicados en su centro de gravedad), usados para introducir efectos de presfuerzo al concreto. Tipológicamente, se pueden distinguir los siguientes tipos de armadura activa:

## **Armadura pasiva**

Se denomina así a las armaduras no sometidas a presfuerzo. Las armaduras pasivas equivalen a las utilizadas en el diseño de elementos reforzados y no son de acero de alta resistencia, por lo que no serán extensamente tratadas.

## **Conductos longitudinales**

Los conductos longitudinales o vainas, son tuberías que envuelven a los cables y son utilizados solamente en las estructuras de concreto postensado.

Estos conductos permiten la libre circulación del cable, de manera que no se quede trabado durante la aplicación del presfuerzo, o adherido durante la fundición.

Los conductos se colocan antes de la fundición del elemento y deben ser sujetos a la armadura pasiva para evitar que deformen la ubicación diseñada del cable. Debe tenerse especial cuidado en la selección de los mismos, puesto que varían en diámetro, flexibilidad, adaptabilidad y resistencia. Es aconsejable además verificar que los conductos posean corrugación pues ésta permite que la inyección envuelva por completo al cable, y da origen a la adherencia por cizallamiento entre la vaina y el concreto.

## **Anclajes**

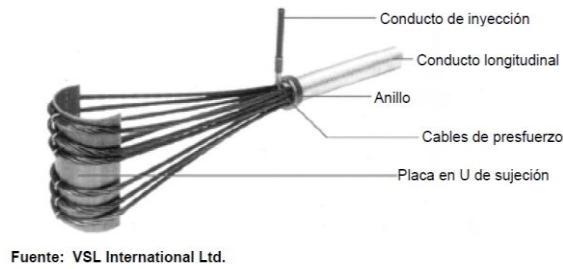
Los anclajes son los elementos que transfieren al concreto la fuerza de presfuerzo y conservan el estado de tensión en la armadura activa. Los anclajes pueden ser pasivos o activos.

## **Anclajes pasivos**

Son los que se ubican en el extremo del cable por donde no se aplica el presfuerzo. Estos pueden ser clasificados en tres grupos:

- Anclajes pasivos por adherencia
- Anclajes pasivos semiadherentes

- Anclajes pasivos no adherentes

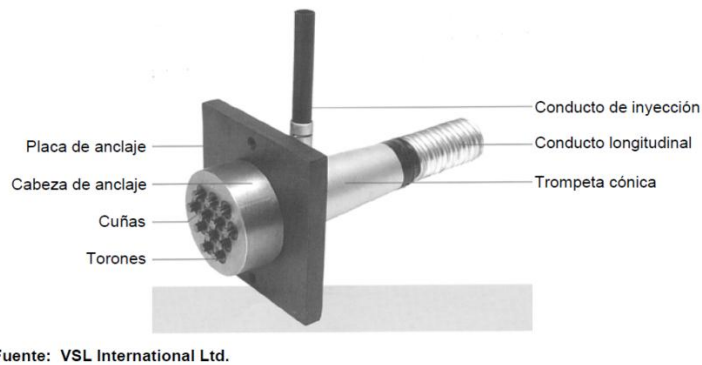


**Figura 4:** Anclaje Pasivo Tipo U.

### Anclajes activos

Son los que se ubican en el extremo del cable por donde se aplica el presfuerzo. Por esta función tan importante, son sistemas que deben poseer una mecánica definida de acción, pues deben cumplir con las demandas de los diseños y a la vez tener una manejabilidad de aplicación para poder ser eficazmente utilizables.

Los tipos de anclajes activos más utilizados en la actualidad son los de cuñas, cabezas recalcadas, rosca, etcétera. Estos pueden estar unidos o no a los cables y pueden ser utilizados en su mayoría como anclajes pasivos.



**Figura 5:** Anclaje Activo Tipo E.

**Inyección:** La inyección es la operación que consiste en rellenar los conductos longitudinales con un producto adecuado (lechada) para proteger las armaduras activas contra la corrosión. La inyección puede ser de dos tipos:



- Inyección adherente
- Inyección no adherente

La inyección se lleva a cabo a través de un bombeo a una presión aproximada de 0.60 MPa, la cual debe iniciarse con una limpieza de la vaina y el cable, aplicando abundante agua y aire comprimido. El material que se inyecte, debe cubrir todos los vacíos interiores del conducto, lo cual se logra hasta que se observa salir suficiente lechada por uno de los respiraderos de inyección.

El hormigón preesforzado que puede ser de dos tipos que se estudian a continuación:

### **PRETENSADO**

El término pretensado se usa para describir cualquier método de presforzado en el cual los tendones se tensan antes de colocar el concreto. Los tendones, que generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se tensan entre apoyos que forman parte permanente de las instalaciones de la planta.

El hormigón pretensado se puede considerar un nuevo material; su diferencia con el hormigón armado es que en éste la armadura es pasiva, es decir entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura; en el pretensado, en cambio, la armadura es activa, es decir se tensa previamente a la actuación de las cargas que va a recibir la estructura (peso propio, carga muerta y cargas de tráfico), comprimiendo el hormigón, de forma que nunca tenga tracciones o que éstas tengan un valor reducido.

La estructura se pone en tensión previamente a la actuación de las cargas que van a gravitar sobre ella, y de ahí su nombre de hormigón pretensado. En definitiva, es adelantarse a las acciones que van a actuar sobre la estructura con unas contracciones que es el momento en que se tesan las armaduras; se pueden tesar antes de hormigonar la pieza, es decir, pretensarlas, o se les puede dar carga después de hormigonada la pieza, es decir, postensarlas.

**Características:**

- Pieza prefabricada.
- El presfuerzo se aplica antes que las cargas.
- El anclaje se da por adherencia
- La acción del presfuerzo es interna
- El acero tiene trayectorias rectas.
- Las piezas son generalmente simplemente apoyadas (elementos isostáticos).

**POSTENSADO**

Contrario al pretensado el postensado es un método de presforzado en el cual el tendón que va dentro de unos conductos es tensado después de que el concreto ha fraguado. Así el presfuerzo es casi siempre ejecutado externamente contra el concreto endurecido, y los tendones se anclan contra el concreto inmediatamente después del presforzado. Este método puede aplicarse tanto para elementos prefabricados como construidos en sitio.

Generalmente se colocan en los moldes de la viga conductos huecos que contienen a los tendones no esforzados, y que siguen el trazado deseado, antes de vaciar el concreto.

**Características:**

- Piezas prefabricadas o construidas en sitio.
- Se aplica el presfuerzo después de hormigonar.
- El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.
- La acción del presfuerzo es externa.
- La trayectoria de los cables puede ser recta o curva.

- La pieza permite continuidad en los apoyos (elemento hiperestático).

## **SISTEMAS DE POSTENSADO: EQUIPOS, PROCEDIMIENTO.**

Se tienen los siguientes sistemas

- Pretensado BBR-B.
- Pretensado FREYSSINET.
- Pretensado P.C.B.

NATURALEZA DE LOS ACEROS	CABLES						
	CORDONES			ALAMBRES			
UNIDAD	12φ5	12 φ7	12 φ8	12T13	12T15	19T15	37T15
Sección (mm <sup>2</sup> )	235	462	603	1120	1160	2640	5140
Peso (kg/m)	1,9	3,7	4,8	9,1	13,5	21,4	41,6
Fuerza máx. en anclaje (t)	33	63	80	175	252	400	780
Tensión inicial correspondiente (kg/mm <sup>2</sup> )	140	137	133	156	151	152	152
Fuerza de rotura nominal (t)	37,5	70	92	203	300	494	950

**Tabla 1:** Tabla de las principales unidades de pretensado Freyssinet.

**Colocación en obra.-** Los cables se cortan a medida, se pasan por una vaina metálica y están dotados de anclajes arrollados a sí mismos en taller. Después se colocan en obra en el encofrado por medio de un desenrollador patentado. Después del hormigonado, la puesta en tensión se realiza por etapas. Más adelante, las cabezas de tracción se recuperan y se realizan los rellenos. Por último, el hueco entre la vaina y el cable se inyecta con una pasta de cemento.

### **MATERIALES:**

#### **❖ CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA**

El concreto utilizado en la fabricación de estructuras presforzadas, generalmente debe tener propiedades superiores a las que se requieren para estructuras de concreto reforzado. Las propiedades mecánicas más importantes del concreto

presforzado son la resistencia a compresión simple, módulo de elasticidad y relación de Poisson. Las propiedades físicas más representativas, son la dilatación térmica y la deformación por retracción y por fluencia.

### **Resistencia a compresión simple**

Regularmente se requiere de una resistencia superior en estructuras presforzadas que en estructuras reforzadas, debido a la necesidad de una alta resistencia en el área de anclaje, que evita grietas producidas por la aplicación del presfuerzo. Una razón no menos importante, es que los concretos de altas resistencias, poseen mejores características mecánicas y físicas, tales como una alta resistencia a la tensión, al corte, a la adherencia y al empuje. También poseen un elevado límite elástico, que evita las deformaciones excesivas en el momento de la aplicación del presfuerzo.

### **Módulo de elasticidad $E_c$**

El ACI, define el módulo de elasticidad en la pendiente de una línea que une el punto de esfuerzo nulo y el punto con un esfuerzo de  $0.45f'_c$  así, determinándose con la misma ecuación que para los Hormigones de Resistencia Normal.

### **❖ ACERO DE ALTA RESISTENCIA**

El acero que se usa en la fabricación de estructuras presforzadas, debe tener diferentes propiedades mecánicas, físicas y químicas, a las que se requiere para estructuras de concreto reforzado. Las propiedades mecánicas más importantes del acero de alta resistencia son la resistencia unitaria máxima a tensión, límite elástico y el módulo de elasticidad. Las propiedades físicas más representativas son la relajación y fluencia, la fatiga y la corrosión bajo tensión.

Los cables de siete alambres no recubiertos, aliviados de tensiones o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas, deberán satisfacer las siguientes normas para materiales, según lo especificado en AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications:

- AASHTO M 203/M 203M (ASTM A 416/A 416M), o bien
- AASHTO M 275/M 275M (ASTM A 722/A 722M).

Para estos aceros la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia se pueden tomar como se especifica en la Tabla

Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la tracción, $f_{pu}$ (MPa)	Tensión de fluencia, $f_{py}$ (MPa)
Cables	1725 MPa (Grado 250)	6,35 a 15,24	1725	85% de $f_{pu}$ , excepto 90% de $f_{pu}$ para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9,53 a 15,24	1860	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 35	1035	85% de $f_{pu}$
	Tipo 2, Conformadas	16 a 35	1035	80% de $f_{pu}$

**Tabla 2:** Propiedades de los cables y barras de pretensado

**Fuente:** AASHTO 5.4.4.4-1

### Módulo de Elasticidad

De acuerdo al ACI 318 establece que el Módulo de Elasticidad ( $E_p$ ) para el acero preesfrozado debe determinarse mediante ensayos o ser informado por el fabricante.

El módulo de elasticidad de los aceros de pretensado (ASSHTO 5.4.4.2), en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar como:

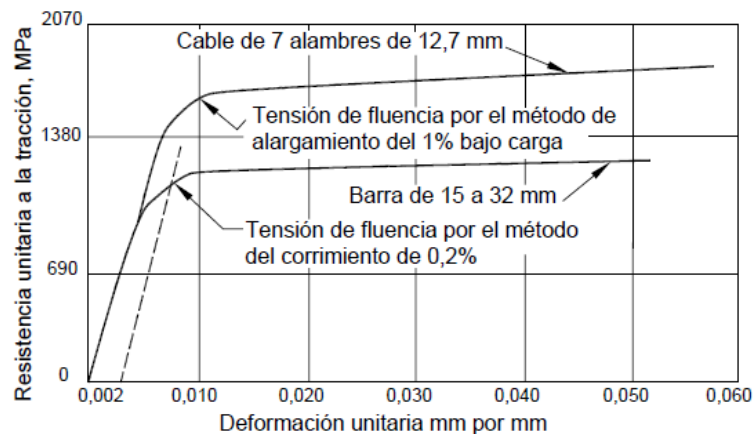
- para cables:  $E_p = 197.000$  MPa, y
- para barras:  $E_p = 207.000$  MPa.

El módulo de elasticidad sugerido para cables, 197.000 MPa, se basa en datos estadísticos recientes. Este valor es mayor que el que se asumía anteriormente; debido al uso casi universal de los cables de baja relajación y a sus características ligeramente diferentes.

### Resistencia unitaria máxima a tensión

Tipológicamente existen alambres, barras y torones, que pueden ser usados en la aplicación de presfuerzo a elementos estructurales. El tipo de sección de acero que

se usa para una u otra estructura, varía dependiendo del tipo de aplicación que se pretenda (losas, vigas, etc) y de las dimensiones geométricas del elemento estructural. De esta forma también varían las secciones en que pueden encontrarse los tipos de aceros en el mercado. Regularmente el diámetro de alambre más usado es el de 7mm, aunque la gama de opciones varía también con las especificaciones del fabricante que provee al constructor.



**Figura 6:** Típica curva tensión-deformación para aceros de pretensado.  
**Fuente:** AASHTO C5.4.4.2-1

Como se ilustra en la figura, no hay un quiebre abrupto en las curvas que indique un límite elástico o punto de fluencia distintivo. Para establecer la tensión de fluencia generalmente se emplean métodos arbitrarios en base a una deformación específica preestablecida o determinada por medición. Los métodos más habituales son el corrimiento paralelo de 0,2 por ciento y el alargamiento del 1 por ciento.

Los alambres y cordones de acero de alta resistencia son utilizados en construcción con el objetivo principal de incrementar la resistencia a tracción de las estructuras de hormigón y crear unos estados de tensión y deformación adecuados, dentro de unos valores previamente determinados.

Es conveniente exponer un resumen de las pérdidas que pueden presentarse por:

- Contracción del concreto.
- Deformación elástica del concreto.

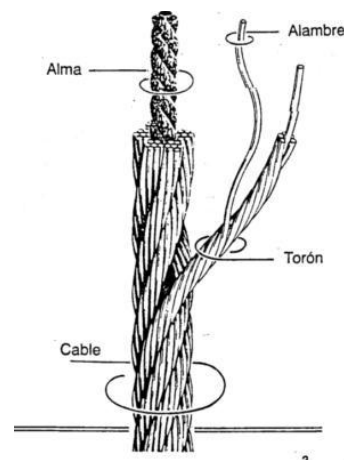
- Fluencia del concreto.
- Relajamiento del acero.
- Curado con vapor.
- Durante el anclaje.
- Fricción en el gato y en el anclaje.
- Fricción en el ducto.

## CABLES

El Cable de Acero es el producto final que está formado por varios torones, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un alma; que transmiten fuerzas, movimientos y energía entre dos puntos, de una manera predeterminada para lograr un fin deseado, se diseñan y fabrican cumpliendo Normas Internacionales.

Para seleccionar el cable más indicado para cada trabajo se debe equilibrar correctamente los siguientes factores principales:

- Resistencia (carga de rotura).
- Fatiga (resistencia a las flexiones y vibraciones).
- Abrasión.
- Aplastamiento.
- Resistencia de reserva.



**Figura 7:** Componentes del Cable de Acero.

### d. MIXTOS

La estructura mixta es una nueva forma de colaboración del acero y el hormigón, en este caso yuxtapuestos, no mezclados como en el hormigón armado y pretensado, pero conectados entre sí para que trabajen conjuntamente.

La materialización de la plataforma de rodadura de las carreteras fue una de las dificultades de los puentes metálicos durante mucho tiempo. Inicialmente la mayoría de los tableros de los puentes metálicos eran de madera; cuando apareció el hormigón armado se utilizaron con frecuencia losas de hormigón; también había puentes con tablero abierto, hecho con una rejilla de pletinas metálicas ortogonales colocadas verticalmente para conseguir rigidez a flexión; este tipo de tablero se usaba mucho en los puentes móviles, pero es incómodo para el tráfico. A pesar de ello se ha utilizado en puentes bastante recientes.

Actualmente en Ecuador el Ministerio de Transporte y Obras Públicas lleva a cabo el mejoramiento de la infraestructura vial y modernización de puentes, en el cual se reemplazan puentes de tubería chatarra y tipo bailey de más de 40 años de vida útil, por puentes mixtos.



**Fotografía 1:** Puente de Estructura mixto  
**Fuente:** EPMMOP-Q

## **TABLEROS DE HORMIGÓN ARMADO**

Para el diseño de tableros de hormigón monolítico, según las especificaciones AASHTO se pueden aplicar varios procedimientos y entre ellos los más simples



son el método de diseño empírico para losas de hormigón y el método de los factores de distribución de carga.

Se distinguen tres tipos de tableros de hormigón armado:

- Tableros con refuerzo principal paralelo al tráfico.
- Tableros con refuerzo principal perpendicular al tráfico.
- Tableros con refuerzo principal en dos direcciones perpendiculares (apoyados en los cuatro lados).

## **PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL HORMIGÓN**

La principal característica estructural del hormigón es que resiste muy bien los esfuerzos de compresión, pero no tiene buen comportamiento frente a otros tipos de esfuerzos (tracción, flexión, cortante, otros.), por este motivo es habitual usarlo asociado al acero, recibiendo el nombre de hormigón armado.

### **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.

El hormigón armado utilizado en la construcción de puentes tiene esfuerzos de compresión con los siguientes valores:

- Hormigón convencional entre: 210 kg/cm<sup>2</sup> y 280 kg/cm<sup>2</sup>
- Hormigón pretensado entre: 350 kg/cm<sup>2</sup> y 420 kg/cm<sup>2</sup>
- Hormigón convencional entre: 420 kg/cm<sup>2</sup> y 770 kg/cm<sup>2</sup>

### **Coefficiente de Expansión Térmica**

El coeficiente de expansión térmica se debería determinar realizando ensayos en laboratorio sobre la mezcla específica a utilizar. En ausencia de datos más

precisos de acuerdo a lo especificado en el Artículo 5.4.2.2 de la AASHTO, el coeficiente de expansión térmica se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal:  $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ , y
- Para hormigón de baja densidad:  $9,0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

### **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  $\text{kg}/\text{m}^3$  se puede tomar como:  $E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$

Dónde:  $\gamma_c$  es la densidad del hormigón en  $\text{kg}/\text{m}^3$  y  $f'_c$  es la resistencia especificada del hormigón en MPa. La densidad del hormigón armado generalmente se toma  $72 \text{ kg}/\text{m}^3$  mayor que la densidad del hormigón simple.

**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:

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	$0.45\sqrt{f'_c}$

**Tabla 3:** Módulo de Rotura del Hormigón.

**Fuente:** AASHTO 5.4.2.6

### ❖ **ACERO DE REFUERZO**

Es un importante material, utilizado para el refuerzo de estructuras y demás obras que requieran de este elemento, de conformidad con los diseños, planos y especificaciones. Por su importancia en las construcciones, debe estar comprobada y estudiada su calidad, debiendo cumplir con ciertas normas que exigen sea verificada su resistencia, ductilidad, dimensiones, y límites físicos o químicos de la materia prima utilizada en su fabricación.

## **Resistencia**

El rango aceptable por las especificaciones AASHTO para el límite de fluencia del acero de refuerzo, para el diseño de un puente es:  $420 \text{ MPa} \leq f_y \leq 520 \text{ MPa}$

## **Módulo de Elasticidad (Es')**

El módulo de elasticidad para el acero de la armadura de refuerzo, no presforzado, se considera constante e igual a:  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ . Según el ACI 318 Art 8.5.2

## **ACERO ESTRUCTURAL PARA PUENTES**

El desarrollo del acero como material estructural procede a finales del siglo xx y los procesos metalúrgicos químicos y físicos desarrollaron importantes avances y mejoras en varias de las propiedades del acero, especialmente de los aceros HSLA que proviene de las siglas del inglés High Strength Low Allow es decir cuya calidad estructural es de alta resistencia y baja aleación.

## **PROPIEDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL**

El tipo de acero a escoger deberá basarse fundamentalmente en las condiciones ambientales y climatológicas a las que estará sometida la estructura. Los puentes de estructura metálica particularmente de Ecuador se encuentran sometidos a agentes externos adversos lo cual permite la corrosión y oxidación.

En la fabricación de las estructuras del puente de uso vial se utilizarán planchas de acero ASTM A 588 Grado A. La norma AASHTO/AWS D1.5M/D1.5:2002 especifica el tipo de material a usarse en construcciones metálicas, entre ellas Puentes de Uso Vial y determina que el tipo de material a utilizarse es el acero ASTM A 588 Grado A es el equivalente al acero Grado 345 W (50W), y puede ser usado en este tipo de construcciones metálicas. Además especifica que el esfuerzo de fluencia de hasta 100 ksi (690 MPa), las planchas de acero ASTM A 588 Grado A tiene un esfuerzo de 50 ksi (345 MPa) por lo cual está dentro del rango. Entre las propiedades del acero están las siguientes:

- Alta resistencia
- Uniformidad
- Elasticidad
- Durabilidad
- Ductilidad
- Entre otras ventajas

## TIPOS DE ACERO ESTRUCTURAS SEGÚN CÓDIGO ASTM

ACEROS ESTRUCTURALES CÓDIGO ASTM							
DESIGNACION ASTM	Fy- Limite de fluencia Mínimo		Fu- Limite Elástico Mínimo		Rangos de Espesor.		Aplicable a Perfiles Laminados
	psi	kg/cm2	psi	kg/cm2	Para planchas y barras (in)	Para planchas y barras (cm)	
A36	36000	2530.8	58000	4077.4	hasta 6	hasta 15.24	Todos
A709, Grado 36	36000	2530.8	58000	4077.4	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A588 (Nota 2) A709, Grado 50W (Nota2)	50000	3515	70000	4921	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A588 (Nota 2)	46000	3233.8	67000	4710.1	desde 4 hasta 5	desde 10.16 hasta 12.70	Ninguno
A588 (Nota 2)	42000	2952.6	63000	4428.9	desde 5 hasta 8	desde 12.70 hasta 20.32	Ninguno
A572, Grado 50 A709, Grado 50	50000	3515	65000	4569.5	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A572, Grado 42	42000	2952.6	60000	4218	hasta 6	hasta 15.24	Todos
A852 (Nota 2)	70000	4921	90000	6327	hasta 4	hasta 10.16	Ninguno
A709, Grado HPS70W ( Nota 2 )	70000	4921	85000	5975.5	hasta 4	hasta 10.16	Ninguno

Nota 1: Estos datos fueron actualizados en Enero 2000

Nota 2: A588 o A709, Grado 50W, A852 y A709, Grado HPS 70 W poseen una resistencia a la corrosión atmosférica en todos los ambientes substancialmente mejor que los aceros de carbón con o sin cobre. En muchas aplicaciones estos aceros pueden mantenerse sin pintar.

Tabla 4: Tipos de Acero Estructura según la ASTM

## CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL

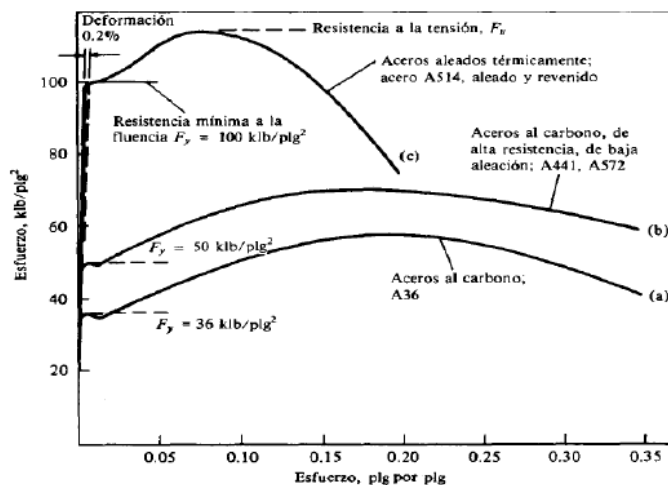


Figura 8: Curva Esfuerzo Deformación de Diferentes Tipos de Acero.  
Fuente: AASHTO

## COMPOSICIÓN QUÍMICA DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES

La composición química de los tipos de acero, se observa en la siguiente tabla:

Compositions of Plate, Tube and Pipe Steels for Which Micrographs Are Shown in This Section	
Steel	Composition
<b>ASTM Plate Steels</b>	
A36	0.25-0.29 C, 0.04 max P, 0.05 max S
A201, grade A (superseded by A515)	0.24-0.35 C(a), 0.80 max Mn
A201, grade B (superseded by A515)	0.24-0.35 C(a), 0.80 max Mn
A285, grade C	0.28 max C, 0.90 max Mn, 0.035 max P, 0.045 max S, 0.20-0.35 Cu
A387, grade D	0.15 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.035 max P, 0.035 max S, 0.50 max Si, 2.00-2.50 Cr, 0.90-1.10 Mo
A433, grade LK-65	0.28-0.33 C(a), 0.90 max Mn, 0.035 max P, 0.04 max S, 0.15-0.30 Si, 0.15-0.35 Pb
A515, grade 70	0.31-0.35 C(a), 0.90 max Mn, 0.035 max P, 0.04 max S, 0.15-0.30 Si
A516, grade 55	0.18-0.26 C(a), 0.60-0.90 Mn(b), 0.035 max P, 0.04 max S, 0.15-0.30 Si
A516, grade 70	0.27-0.31 C(a), 0.85-1.20 Mn, 0.035 max P, 0.04 max S, 0.15-0.30 Si
A517, grade B	0.15-0.21 C, 0.70-1.00 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.20-0.35 Si, 0.40-0.65 Cr, 0.15-0.25 Mo, 0.03-0.08 V, 0.01-0.03 Ti, 0.0005-0.005 B
A517, grade J	0.12-0.21 C, 0.45-0.70 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.20-0.35 Si, 0.50-0.65 Mo, 0.001-0.005 B
A517, grade M	0.12-0.21 C, 0.45-0.70 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.20-0.35 Si, 1.20-1.50 Ni, 0.45-0.80 Mo, 0.001-0.005 B
A533, grade B	0.25 max C, 1.15-1.50 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.15-0.30 Si, 0.40-0.70 Ni, 0.45-0.60 Mo
A537, grades A and B	0.24 max C, 0.70-1.35 Mn(c), 0.035 max P, 0.040 max S, 0.15-0.50 Si
A542, class 2	0.15 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.035 max P, 0.035 max S, 0.50 max Si, 2.00-2.50 Cr, 0.90-1.10 Mo
A553, grade A	0.13 max C, 0.90 max Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.15-0.30 Si, 8.50-9.50 Ni
A562	0.12 max C, 1.20 max Mn, 0.15-0.50 Si, 0.15 max Cu(d) (e)
A572, grade 55	0.25 max C, 1.35 max Mn, 0.30 max Si(d) (f)
A572, grade 65	0.26 max C, 1.35 max Mn, 0.30 max Si(d) (f)
(a) Maximums, depending on plate thickness. (b) 0.60-1.20 Mn for plate 1/2 to 12 in. thick. (c) 1.00-1.60 Mn for plate 1 1/2 to 2 1/2 in. thick. (d) Also contains 0.04 max P, 0.05 max S. (e) Also contains 4xC min Ti. (f) Also contains Cb and/or V (see ASTM A572). (g) Also contains 0.048 max P, 0.058 max S. (h) Cb, V, Ti used at manufacturer's option.	
<b>ASTM and AISI Tube Steels</b>	
A161	0.10-0.20 C, 0.30-0.80 Mn, 0.25 max Si(g)
A200, grade T5	0.15 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.030 max P, 0.030 max S, 0.50 max Si, 4.00-6.00 Cr, 0.45-0.65 Mo
A209, grade T1	0.10-0.20 C, 0.30-0.80 Mn, 0.045 max P, 0.045 max S, 0.10-0.50 Si, 0.44-0.65 Mo
A213, grade T5c	0.12 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.03 max P, 0.03 max S, 0.50 max Si, 4.00-6.00 Cr, 0.45-0.65 Mo, 4xC min Ti (0.70 max)
A254, class I	0.05-0.15 C, 0.27-0.63 Mn, 0.050 max P, 0.060 max S
1015	0.13-0.18 C, 0.30-0.60 Mn, 0.040 max P, 0.050 max S
1018	0.15-0.20 C, 0.60-0.90 Mn, 0.040 max P, 0.050 max S
1025	0.22-0.28 C, 0.30-0.60 Mn, 0.040 max P, 0.050 max S
1215	0.09 max C, 0.75-1.05 Mn, 0.04-0.09 P, 0.26-0.35 S
4140	0.38-0.43 C, 0.75-1.00 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.20-0.35 Si, 0.60-1.10 Cr, 0.15-0.25 Mo
4620	0.17-0.23 C, 0.45-0.65 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.20-0.35 Si, 1.65-2.00 Ni, 0.20-0.30 Mo
5048	0.48 C, 0.30-0.50 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.20-0.35 Si, 0.30-0.50 Cr
8620	0.18-0.23 C, 0.70-0.90 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.20-0.35 Si, 0.40-0.60 Cr, 0.40-0.70 Ni, 0.15-0.25 Mo
<b>ASTM and API Pipe Steels</b>	
A106, grade A	0.25 max C, 0.27-0.93 Mn, 0.10 min Si(g)
A106, grade B	0.30 max C, 0.29-1.06 Mn, 0.10 min Si(g)
A335, grade P2	0.10-0.20 C, 0.30-0.61 Mn, 0.045 max P, 0.045 max S, 0.10-0.30 Si, 0.50-0.81 Cr, 0.44-0.65 Mo
A335, grade P5	0.15 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.030 max P, 0.030 max S, 0.50 max Si, 4.00-6.00 Cr, 0.45-0.65 Mo
A335, grade P7	0.15 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.030 max P, 0.030 max S, 0.50-1.00 Si, 6.00-8.00 Cr, 0.44-0.65 Mo
A335, grade P11	0.15 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.030 max P, 0.030 max S, 0.50-1.00 Si, 1.00-1.50 Cr, 0.44-0.65 Mo
A335, grade P22	0.15 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.030 max P, 0.030 max S, 0.50 max Si, 1.90-2.60 Cr, 0.87-1.13 Mo
A381, class Y52	0.26 max C, 1.40 max Mn, 0.040 max P, 0.050 max S
API 5L-X46	0.30 max C, 1.35 max Mn, 0.04 max P, 0.05 max S
API 5L-X60	0.26 max C, 1.35 max Mn, 0.04 max P, 0.05 max S, 0.005 min Cb, 0.02 min V, 0.03 min Ti(h)

Figura 9: Composición Química de los Aceros Estructurales

## COMPOSICIÓN QUÍMICA DEL ACERO A588

El acero A588 Grado A es un acero poco aleado de alta resistencia a la corrosión atmosférica, no necesita de ningún tipo de recubrimiento en cualquier tipo de atmósfera a la que se encuentre expuesto. Además la exposición a la atmósfera normal causa un óxido adherente en la superficie que protege al acero contra la corrosión. Cuando el acero A588 se utiliza en la condición revestida, la vida de capa es típicamente más larga que con otros aceros.

Se especifica que para planchas de hasta 100 mm de espesor debe cumplir con las características mecánicas que se muestran en la siguiente tabla:

REQUERIMIENTOS MECÁNICOS ACERO A588-50W			
REQUERIMIENTO MECÁNICO	ksi	Mpa	kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de tracción mínimo	70	485	4921
Esfuerzo de Fluencia mínimo	50	345	3515
Elongación en 8 in(200 mm)	18%		
Elongación en 2 in (50 mm)	21%		

**Tabla 5:** Requerimientos Mecánicos del Acero A588-50w

**Fuente:** Diseño de Súper Estructura de Puentes Isostáticos Metálicos en Ecuador.

Está especificado en la norma que un acero A588 Grado A tiene una buena soldabilidad si cumple con la composición química que se muestran en la siguiente tabla:

Elemento	Composición min %
C	0.15
Mn	1.00
Si	0.25
Cr	0.50
V	0.03

**Tabla 6:** Composición Química del Acero ASTM A 588, Según AWS D1.5

**Fuente:** Tesis Espol “Estudio de Fabricación de un Puente de Estructuras de Acero Soldadas utilizando el Código AWS D1.5”

Estos parámetros requeridos por la Norma AWS D1.5 permiten garantizar una buena soldabilidad. En caso de que el acero a utilizar no cumpla con los requerimientos, solo tendrá una buena soldabilidad y será utilizado si el **carbono equivalente** del material es mínimo del 0.45% según la fórmula que establece el código AWS D1.5 y que se muestra a continuación:

$$CE = C + \frac{(Mn + Si)}{6} + \frac{(Cr + Mo + V)}{5} + \frac{(Ni + Cu)}{15}$$

Para la utilización de esta fórmula el porcentaje de carbono (C) será mínimo el 0.12%.

## CARBONO EQUIVALENTE

El cálculo del Carbono Equivalente se debe realizar en el caso de no cumplir con la Composición Química requerida por la norma AWS (referencia Tabla 8).

En el siguiente ejemplo para una plancha de 10 mm de espesor, se realizará el cálculo del Carbono Equivalente (CE), debido a que el porcentaje de silicio es menor al establecido en la Norma.

	<b>NORMA AASHTO/AWS</b>	<b>PROVEEDOR</b>	<b>OBSERVACION</b>
<b>Elemento</b>	<b>Composición min %</b>	<b>Composición %</b>	
C	0,15	0,17	OK
Mn	1	0,98	no cumple
Si	0,25	0,36	OK
Cr	0,5	0,5	OK
V	0,03	0,038	OK
Ni		0,33	
Mo		0,02	
Cu		0,36	

**Tabla 7:** Características Químicas del Acero A 588 para cálculo del Carbono Equivalente

Cálculo:

$$CE = 0.15 + \frac{1 + 0.25}{6} + \frac{0.15 + 0.02 + 0.038}{5} + \frac{0.33 + 0.36}{6}$$

$$CE (\%) = 0.55093333 \geq 0.45$$

Y % C = 0.15, por lo tanto cumple con los requerimientos de la norma.

## SEGÚN LA LONGITUD

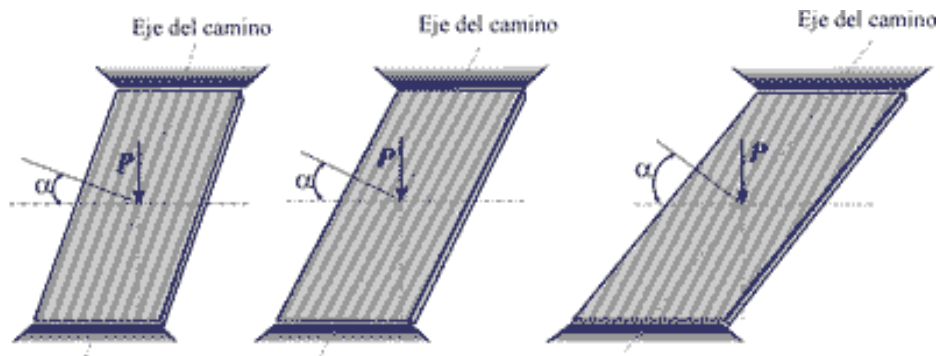
Esta es una clasificación muy relativa, ya que un puente considerado grande construido en un material, puede resultar pequeño si se construye en otro tipo de material; por lo tanto, es posible que esta clasificación encaje únicamente dentro de efectos visuales. En nuestro medio pueden clasificarse de la siguiente forma:

- a. Puentes alcantarilla o pequeños  $L < 6.0$  m.

- b. Puentes medianos  $6 < L < 50.0$  m.
- c. Puentes grandes (largos)  $L > 50.0$  m.

#### SEGÚN EL ANGULO QUE FORMA CON EL EJE DEL OBSTÁCULO

- a. Puentes rectos  $\beta = 90^\circ$
- b. Puentes curvos  $\beta = \text{Variable}$
- c. Puentes esviajados  $\beta < 90^\circ$



**Figura 9:** Puentes esviajados

**Fuente:** Portal ingenierocivilinfo.com (Puentes de Hugo Belmonte)

#### SEGÚN LA FUNCIÓN ESTRUCTURAL

Esta clasificación está basada en los tipos de apoyo que tenga el puente en sus tramos (uno o más), los que dependerán de la luz a vencer, el estado de carga y otros factores.

- a. Puentes isostáticos (simplemente apoyados)
- b. Puentes continuos (hiperestáticos)
- c. Puentes arco
- d. Puentes celosía
- e. Puentes colgantes
- f. Puentes atirantados

#### SEGÚN LA TRANSFERENCIA DE CARGAS



Esta es una clasificación basada en la concepción estructural misma del puente, es decir en la forma de transmisión de las cargas desde la superestructura hasta el suelo, y es la siguiente:

- a. Puentes losa
- b. Puentes losa sobre vigas
- c. Puentes celosía
- d. Puentes colgantes
- e. Puentes atirantados

SEGÚN LA POSICIÓN DEL TABLERO RESPECTO A LA VIA CONSIDERADA

- a. Puentes de tablero superior
- b. Puentes de tablero intermedio
- c. Puentes de tablero inferior

SEGÚN LA MOVILIDAD DEL TABLERO

- a. Puentes fijos
- b. Puentes móviles
- c. Puentes desmontables

Los puentes móviles a su vez pueden ser: levadizos, giratorios, basculantes, transbordadores o flotantes.



**Figura 10:** Puente Basculante

**Fuente:** Manual de Diseño de Puentes. Ing. Santiago Medina

## ❖ ESTUDIOS FUNDAMENTALES PARA PUENTES

Para realizar el diseño de un puente, se deben adelantar estudios básicos con el fin de conocer las características topográficas, hidrológicas, hidráulicas y de suelos en la zona de emplazamiento de la estructura. El estudio integral de un río debe comprender el entendimiento de su geomorfología, ya que cambios en su profundidad, ancho y alineamiento, en forma súbita o progresiva, pueden alterar la estabilidad de un puente.

### **ESTUDIO TOPOGRÁFICO**

Los estudios topográficos incluyen los siguientes pasos:

- Planificación general del estudio. Se deben establecer las características del trabajo de campo en lo referente a: longitud total del río en que se van a levantar las secciones transversales y su espaciamiento, errores permitidos, nomenclatura a usar, orden en la toma de las secciones, etc.
- Realizar el levantamiento topográfico del área en el cual se piensa implantar (ampliar) en el caso de nueva estructura.
- Realizar un levantamiento de la faja de la vía en el cual se diseñarán los accesos al puente.
- Levantar los perfiles en el sitio del cruce, eje, aguas arriba y aguas abajo.
- Levantar el perfil longitudinal y varios transversales al río para el estudio Hidrológico e Hidráulico.
- Procesamiento de la información. Se requiere, según corresponda en medio magnético e impreso, incluido Informe escrito de eventualidades en el desarrollo de la campaña de campo.

### **ESTUDIO HIDROLÓGICO**

Los estudios hidrológicos llevan a determinar el caudal de diseño por ser éste uno de los parámetros que más influyen en la selección de la abertura del puente y en la evaluación de la socavación. Algunos de los siguientes parámetros deberán ser evaluados durante el estudio.

- **Información de estaciones hidrológicas**

- Estaciones limnimétricas o limnigráficas sobre el río.
- Estaciones climatológicas en la cuenca hidrográfica.
- Estaciones para toma de datos de sedimentos.

- **Características fisiográficas de la cuenca hidrográfica**

La determinación de las características fisiográficas de la cuenca se hace sobre fotografías aéreas y planos topográficos.

- Área y forma de la cuenca hidrográfica hasta el sitio de cruce.
- Orientación, forma y pendiente media de la cuenca.
- Tipo y uso del suelo en la cuenca, red de drenaje.

- **Caudales, niveles y velocidades**

- Caudal medio en el cauce.
- Caudal y fecha de las crecientes máximas extraordinarias.
- Caudal de diseño.
- Caudales, niveles y velocidades de creciente correspondientes a períodos de retorno tales como 100 años ( $Q_{100}$ ), 500 años ( $Q_{500}$ ) y el caudal que sobrepasaría el puente.

## **ESTUDIOS HIDRÁULICOS**

Lo estudios hidráulicos llevan a determinar los parámetros necesarios para calcular y evaluar la socavación en puentes para lo que usualmente se requiere contar con información como la siguiente:

- **Características hidráulicas del río**

- Tipo de río (perenne, efímero, torrencial, aluvial).
- Configuraciones del lecho en cauces aluviales.
- Tendencia a la sedimentación o erosión del lecho a lo largo del tiempo.
- Afluentes y posibles remansos provocados por éstos.

- Funcionamiento hidráulico probable de la corriente basándose en registros de aforo y entrevistas con los vecinos que den información sobre magnitud, duración y frecuencia de las avenidas, época del año y daños causados.
- Cauce suficiente para el paso de crecientes o si se desborda durante avenidas.
- Alineamiento del río, estable o con tendencia a divagar.
- Dirección de la corriente con relación al puente en épocas de flujos altos y bajos, lo que permite junto con el estudio morfológico del río analizar las variaciones del cauce y la forma como el flujo atacaría a la estructura condicionando su ubicación.
- Materiales de arrastre teniendo en cuenta su clasificación y sus dimensiones.
- Tipo y dimensiones de cuerpos flotantes.
- Tendencia a degradación o agradación del cauce.

• **Descripción de estructuras u obras de control próximas al sitio del puente**

- Puentes (tipo, antigüedad, elevación de la rasante del puente, orientación del puente, orientación de las pilas, dirección de la corriente en épocas de avenidas, sección transversal del cruce, comportamiento del puente ante crecientes).
- Presas (función, operación del embalse, grado de regulación).
- Obras de encauzamiento y protección contra la erosión.
- Obras de encauzamiento y protección contra inundaciones.
- Obras de control de torrentes.
- Dragados.
- Corte de meandros.
- Otros proyectos por realizarse en la zona.

• **Cálculos hidráulicos**

Determinación de parámetros hidráulicos: velocidad, profundidad del agua, área mojada, perímetro mojado, etc.

## **ESTUDIO DE SUELOS**

Los estudios de suelos pueden ser tan generales o detallados como el tipo de cauce lo requiera. Los ríos bien definidos y con lecho poco erosionable requieren poco detalle en la información, en tanto que ríos inestables en cauces indefinidos o trezados, requieren que se preste la máxima atención a los estudios geológicos. Se necesita usualmente hacer perforaciones, apiques o sondeos para determinar las condiciones de los suelos en la zona del puente.

Un informe geológico para hacer estudios de cimentación de un puente debe incluir información sobre:

- Características geológicas de la cuenca
- Perfiles estratigráficos
- Rocas existentes
- Disponibilidad de materiales de construcción
- Materiales del lecho del cauce y su resistencia a la erosión.
- Profundidades de cimentación de estructuras existentes en la vecindad.

Por otra parte, los parámetros más importantes de los sedimentos del cauce que de una u otra forma intervienen en el cálculo de las profundidades máximas de socavación son: densidad y peso específico, velocidad de caída, distribución granulométrica, tamaño, desviación estándar geométrica, peso específico de la mezcla agua-sedimento en suspensión, viscosidad de la mezcla agua-sedimento en suspensión.

Los aspectos más importantes para tener en cuenta en suelos cohesivos son el peso volumétrico seco y la resistencia al esfuerzo cortante, en tanto que en suelos granulares priman el peso y tamaño de las partículas. Las muestras de sedimentos se busca tomarlas dentro y por fuera del hueco de socavación para determinar si existe acorazamiento del cauce o en la zona de la pila.

## **ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL**

A través del informe de Evaluación de Impacto Ambiental tiene la finalidad de determinar la interrelación Proyecto - Ambiente, tomando en cuenta la capacidad

de afectación del proyecto hacia los elementos ambientales, y a su vez, el potencial de respuesta del medio hacia el proyecto.

Los objetivos que persigue el estudio mencionado se pueden resumir de la siguiente manera:

- Realizar el análisis ambiental que permita identificar y valorar los impactos negativos y positivos que puedan ocurrir en el medio, como consecuencia de la implementación del proyecto.
- Definir las medidas para prevenir, controlar o mitigar los impactos negativos que causará el proyecto en las fases de construcción y operación.
- Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la subestructura y la superestructura del puente
- Recomendar las especificaciones de diseño, construcción y mantenimiento que garanticen la durabilidad del puente.

#### **2.4.2.2 VARIABLE DEPENDIENTE**

Condiciones Socio – Económicas y de Tráfico en la Av. Ijaló, sector del Valle de los Chillos.

Dentro de este marco constituye la caracterización de la zona del Valle de los Chillos, en este sentido esta zona es considerada como una de las urbes con mayor desarrollo en el país, esta ciudad está ubicada aproximadamente a cuarenta minutos de Quito, ciudad con la que mantiene vínculos geográficos, históricos y poblacionales. Actualmente constituye parte de la aglomeración urbana de Quito más allá de la conurbación urbana que podría denotar, pues su actividad económica, social y comercial está fuertemente ligada a Quito, siendo "ciudad dormitorio" para miles de trabajadores que cruzan a Quito por vía terrestre.

Los numerosos atractivos han obligado a los empresarios a impulsar la infraestructura turística, además es vital la proyección urbanística que posee el sector por lo cual se desarrollan diversos conjuntos habitacionales por parte de empresas constructoras por lo cual es una zona de gran desarrollo comercial

específicamente en el área de influencia del proyecto “solo en una cuadra de la av. Ilaló están asentados alrededor de 15 locales.”<sup>5</sup>

Al ser considerada un destino turístico por excelencia sus habitantes y turistas, así es descrita como un sitio mágico y multicolor, debido a una amplia gama de atractivos naturales y paisajes andinos se produce un incremento del tráfico vehicular desde la Autopista General Rumiñahui, incluyendo las principales avenidas del sector como ocurre en “la avenida Ilaló, a la altura de los Puentes de El Tingo, es una de las arterias que conectan importantes parroquias como La Merced, Píntag, Alangasí y Guangopolo. Por ella circulan miles de personas diariamente tanto en vehículos como a pie. El flujo de circulación se triplica cuando llega el fin de semana o los feriados debido a la concurrencia de turistas hacia los distintos balnearios del sector.”

## **2.5 HIPÓTESIS**

¿La implantación de la alternativa eficiente de diseño del Puente sobre el río Pita permitirá mejorar las condiciones socio-económicas y de tráfico en la Av. Ilaló, sector del Valle de los Chillos, provincia de Pichincha?

## **2.6 SEÑALAMIENTO DE LAS VARIABLES DE LA HIPÓTESIS.**

- Variable Independiente: Diseño de un Puente
- Variable Dependiente: Condiciones socio-económicas y de tráfico del sector.

---

<sup>5</sup> <http://www.elperiodicodeecuador.com/>  
Intercambiador en Av. Ilaló

Lunes, 7 de mayo de 2012

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### **3.1 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN**

La Investigación de campo es necesaria para estar en contacto en forma directa con el lugar de estudio esencialmente para la determinación de las características topográficas, hidrológicas y de suelos así como la evaluación del entorno.

Partiendo de los datos técnicos provenientes de los estudios, la investigación de campo se transforma en investigación bibliográfica debido a que la documentación referente será propiciada por la Empresa Metropolitana de Movilidad y Obras Publicas EPMMOP-Q la cual respalda el desarrollo de este proyecto a través de la Unidad de Estudios en el Área de Estructuras.

Dentro de este marco está inmersa la investigación aplicada ya que el objetivo del estudio es realizar el diseño de una infraestructura nueva como solución a los problemas del sector.

El desarrollo de la investigación se apoya en la investigación experimental pues el presente estudio se fundamenta en al análisis de las alternativas de diseño con el fin de realizar un análisis comparativo y establecer la alternativa apropiada en cuanto a eficiencia estructural y economía.

#### **3.2 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN**

El desarrollo del proyecto transcurrirá entre los niveles de investigación exploratorio, descriptivo y explicativo.



La investigación exploratoria identifica posibles variables en este caso hace referencia a las alternativas de diseño del puente, pasando al nivel de investigación descriptivo al comparar las opciones de diseño y además por la relación que existe entre las variables.

Finalmente el nivel explicativo requerido para fundamentar la selección de la alternativa óptima de diseño.

### 3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA

El universo en estudio constituye los parámetros para el diseño del puente, así la evaluación de las condiciones de la infraestructura existente para su análisis y consideración para el diseño de la nueva infraestructura.

### 3.4 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

#### 3.4.1 Variable Independiente: Diseño de un Puente

CONTEXTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS
Constituye en crear una estructura segura a partir de una alternativa y que satisfaga un conjunto de diversos requisitos impuestos por parámetros de diseño como la función, aspectos económicos, estética, facilidades para construir y las restricciones legales.	Parámetros de Diseño	Estudio Topográfico	¿Cuáles son los datos técnicos?	Lectura científica
		Estudio Hidrológico		Investigación bibliográfica
	Alternativas de Diseño	Estudio de Suelos	¿Cuál es la alternativa de diseño eficiente?	Normas Aashto
		Estudio Impacto Ambiental		Investigación bibliográfica
		Hormigón Armado		
		Hormigón Postensado		
		Metálico		
		Mixto		

**Tabla 8:** Variable independiente.

**3.4.2 Variable Dependiente:** Condiciones socio-económicas y de tráfico del sector.

CONTEXTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS
Características de la zona de influencia del proyecto debido a la incidencia de la estructura existente.	Estructura existente.	Evaluación de la estructura existente	¿Cuál es el estado de los elementos estructurales existentes?	Observación
	Ficha de observación			
	Zona de influencia del proyecto	Poblaciones beneficiarias	¿Cuáles son las poblaciones beneficiarias del proyecto?	Investigación bibliográfica

**Tabla 9:** Variable dependiente.

### 3.5 PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

La información requerida consiste en los datos técnicos necesarios para la elaboración del diseño de las alternativas técnicas, información que corresponde a estudios de topografía, hidrología y de suelos. Datos que serán previstos por la Empresa Metropolitana de Movilidad y Obras Publicas EPMMOP-Q para el desarrollo de esta investigación.

La evaluación de la infraestructura del puente existente y su entorno, se recopilará a través de la técnica de observación con el registro mediante la ficha de observación y fotografías de la zona de influencia del estudio.

El diseño se contemplará con las respectivas especificaciones de cada uno de los códigos que contemple el diseño de las alternativas de diseño del puente.

### 3.6 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Los datos obtenidos mediante las técnicas de investigación aplicadas serán posteriormente analizados a través de una revisión crítica para definir la situación del puente existente, mientras que los datos técnicos provenientes de los estudios serán analizados para determinar los parámetros técnicos de diseño de la nueva estructura.

## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

#### 4.1 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Con la finalidad de determinar los parámetros de diseño es necesario realizar un análisis exhaustivo de la información necesaria para el diseño así como la información que se determine en el sitio, que se registra en la siguiente ficha de observación.

<b>UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO</b> <b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECÁNICA</b>	
<b>ELABORADO POR:</b> Verónica Yanchatuña	
<b>NOMBRE DE LA VIA:</b> Av. Ilaló vía al Tingo	<b>CANTÓN:</b> Quito
<b>PROVINCIA:</b> Pichincha	<b>ZONA:</b> 17S <b>COTA:</b> 2475m
<b>UBICACIÓN:</b> 783036E, 9966962N	<b>FECHA DE INSPACCIÓN:</b> 21 de Abril del 2013
<p>Esta estructura se encuentra ubicada a una distancia aproximada de 300 m de la Autopista General Rumiñahui hacia el Tingo (sobre la calle Ilaló), la vía es asfaltada. La cota actual en la cual se encuentra ubicado el puente sobre el río Pita es 2475.00 msnm, se puede corroborar que aguas abajo del río Pita existe una obra de captación la cual hace que este nivel varíe considerablemente.</p> <p><b>DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA:</b></p> <p>En la actualidad existe un puente de 17.00m de largo por 8.00 m. de ancho. La estructura del actual puente está constituida por tablero de hormigón armado, apoyado sobre dos estribos del mismo material. El puente está conformado por cuatro vigas. La vía de acceso es la Av. Ilaló que posee un ancho variable entre 11.00m y 12.50m denotándose claramente un ahorcamiento entre la continuidad</p>	

de la vía con el puente, la calzada se encuentra asfaltada, existe red de alcantarillado y servicios básicos.

### **CONDICIÓN DEL PUENTE EXISTENTE:**

#### **1.-ESTADO ACTUAL:**

Se observa un deterioro sobre todo en la infraestructura del puente, mientras que a la superestructura se la puede catalogar en aceptables condiciones pero al ser el puente de dos carriles no posee la funcionalidad adecuada y requerida a las solicitudes actuales de tráfico de la vía.

#### **2.-TIPOS DE FALLA EN LA ESTRUCTURA:**

Agrietamiento en el estribo y losa, fisuración en la base de las barandas con la losa.

### **REGISTRO FOTOGRÁFICO:**



**Fotografía 2:** Vista del puente existente.



**Fotografía3:** Vista de la calzada.

## **4.2 INTERPRETACIÓN DE DATOS**

A través del análisis de la observación se pudo constatar el estado de la estructura del puente existente y respecto a la investigación que se realizó para determinar los parámetros de diseño del puente existente se encontró que la construcción se la realizó en la década de 1950 por el Consejo Provincial de Pichincha con lo cual se determina que el periodo de diseño ha sido superado, debido al siguiente criterio:

La Avenida Ilaló, donde se ubica el Puente sobre el río Pita puede ser clasificada como un camino vecinal tipo IV. Para el cual el periodo de diseño es de 50 años. De tal manera que se determina necesario un rediseño del puente sobre el Río Pita, considerando una ampliación respecto a las dimensiones del puente existente.

En cuanto a la información sobre los estudios preliminares facilitados por la Empresa Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas como son: Estudio de Suelos, Estudio Hidráulico y Estudio Topográfico, se determinan la información necesaria para el diseño de la nueva estructura, como el levantamiento topográfico, perfil estratigráfico, registro de sondeos, diagrama de socavación, diagrama de creciente máximas.

### **4.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS**

La implantación de la alternativa óptima de diseño del puente sobre el río Pita la cual requiere de la construcción de un nuevo puente que reemplace al existente; permitirá a los pobladores de la Zona del Valle de los Chillos y sus cercanías, contar con una vía de comunicación que mejorará las condiciones socio – económicas y de tráfico, considerando que el puente actual no abastece la demanda actual de tráfico, debido al alto flujo de vehículos que transita por la zona.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 CONCLUSIONES

De acuerdo a la información respecto a los estudios preliminares al diseño del Puente sobre el río Pita, facilitados por la Empresa Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas, se determinó

#### ESTUDIO TOPOGRÁFICO

El levantamiento topográfico, facilitado por la Empresa Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas, fue realizado mediante coordenadas UTM, la ubicación del puente fue debidamente referenciada. Se realizó el levantamiento de la faja de la vía, levantamiento de los perfiles en el sitio del cruce, eje, aguas arriba y aguas abajo, levantamiento de un perfil longitudinal y varios transversales al río para el estudio Hidrológico Hidráulico. La ubicación del proyecto se determina en la siguiente tabla:

Sitio	Coordenadas (UTM) Datum WGS84 (17S)	
	Norte	Este
Pita	9966962	783036

**Tabla 10:** Coordenadas UTM de la Ubicación.  
**Fuente:** Fascículo Puentes para Chile 2020 MOP-Chile

## **ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO**

- La cuenca en estudio no dispone de suficiente información directa de estaciones meteorológicas e hidrológicas, que permitan analizar en detalle el comportamiento de la cuenca del río Pita. Sin embargo el estudio fue realizado en base a la estación meteorológica más cercana que es la de Conocoto (M112) ubicada a 5 Km. Del proyecto.
- El periodo de retorno considerado para el análisis hidrológico es de 50 años, con lo cual se determinó un caudal de diseño de  $230.27 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Para el sitio de implantación del puente, se obtuvo un área hidráulica de  $42.73 \text{ m}^2$ , con un calado de 4.55 m. El número de Froude, tiene un valor de 1.01.
- La velocidad de flujo del agua en crecidas y el número de Froude, son bajos, por lo que el tipo de flujo fue subcrítico (calado crítico menor al calado normal).
- El análisis hidráulico determina un nivel de máxima creciente (NMC) igual a 2472.99 msnm., con lo cual se determina la cota de implantación de la base del puente que debe ser de 2474.99 msnm.
- El valor de socavación máxima determinado con el  $D_m$  y  $g_d$  asumidos para suelos no cohesivos y cohesivos es de 1.74 m.

## **ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

De acuerdo con el estudio de suelos se realizaron 3 perforaciones en las cuales se determinó lo siguiente:

- El suelo encontrado en las tres perforaciones es clasificado como **SM** determinado mediante la clasificación **SUCS**, además en las tres perforaciones realizadas no se detectó el nivel freático.
- La estratigrafía del terreno es uniforme, encontrándose desde el nivel actual del terreno hasta una profundidad de 7.0 metros una arena limosa color café oscuro con partículas de color rojo, con poca presencia de grava, de compacidad densa.

De cada una de las perforaciones y de los resultados de capacidad de carga, el estrato de suelo natural es competente para cimentar la estructura superficialmente y sobre plintos aislados.

- Nivel de cimentación  $\leq -5.00\text{m}$  desde el nivel actual del terreno, sobre un mejoramiento compuesto de Sub base Clase III de 50cm si las condiciones del terreno a esa profundidad lo requirieran.
- La capacidad de carga admisible  $\leq 20 \text{ T/m}^2$ , determinada a partir de correlaciones en función del N del SPT y ensayos de laboratorio, considerando un ancho B de hasta 2m para los cálculos.

No se cuenta con un estudio de tráfico, sin embargo de acuerdo a las especificaciones técnicas de las Normas AASHTO que rigen el Diseño de Puentes establece que el diseño se lo debe realizar para el camión de Diseño HL 93.

## **5.2 RECOMENDACIONES**

- Para el diseño de la estructura y principalmente la cimentación, deberá considerar los niveles de socavación del cauce para caudales extraordinarios.
- Se recomienda un gálibo de 2 metros por sobre el nivel de crecidas calculado para un Tiempo de Retorno (TR) de 50 años.

Los parámetros de diseño para los elementos estructurales del puente se los determine en función de las Normas ASHTO para diseño de Puentes mediante el Método LRDF



## CAPÍTULO VI

### PROPUESTA

#### 6.1 DATOS INFORMATIVOS

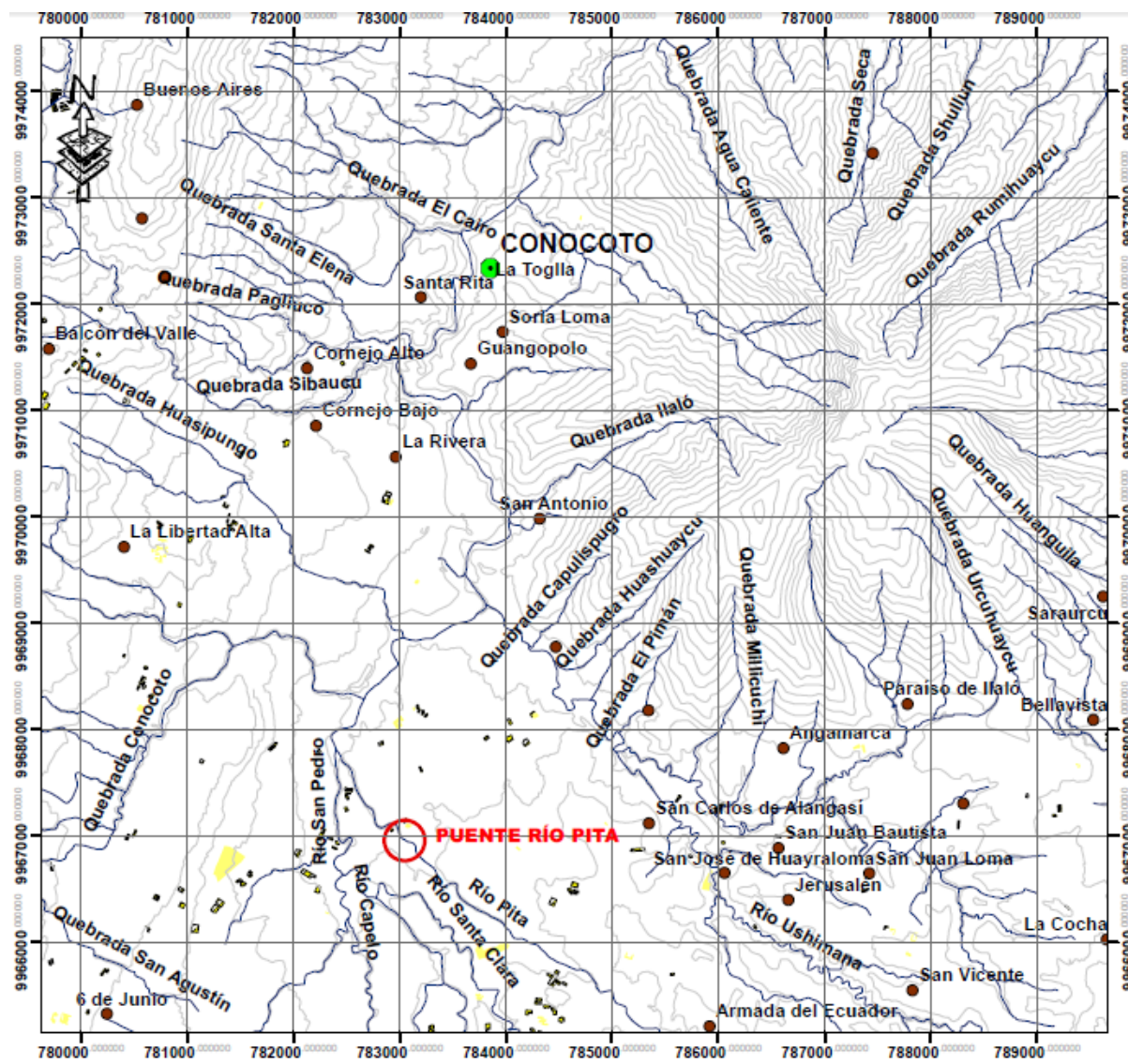
El área de estudio se localiza en la provincia de Pichincha en la parroquia Alangasí del cantón Quito, específicamente en la Avenida Ilaló del barrio San Gabriel, a una distancia aproximada de 300 m de la Autopista General Rumiñahui en la vía hacia el Tingo.

De acuerdo al estudio proporcionado por la EPMMOP-Q la ubicación geográfica del puente está definida por las siguientes coordenadas en proyección WGS84, zona 17S: 783036E, 9966962N. Se indica que estas coordenadas fueron obtenidas mediante levantamiento topográfico y comprobado en la carta topográfica de la zona.



**Figura 11:** Ubicación del puente sobre el río Pita.

## 6.1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO



**Figura 12:** Coordenadas Geográficas de la Ubicación del Puente sobre el río Pita.

**Fuente:** Faja Geográfica EPMMOP-Q

## 6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

La zona de interés se caracteriza por ser comercial y turística lo cual ha permitido el desarrollo del incremento del tráfico vehicular, de tal manera que las características de la estructura actual no satisfacen la demanda de tráfico, siendo una necesidad para la colectividad como para las autoridades a quienes compete su legislación brindar una solución oportuna, este ha sido el antecedente para proponer el tema

### **6.3 JUSTIFICACIÓN**

Las características propias de la zona de ubicación del proyecto del valle de los Chillos y la exclusiva ubicación el proyecto a 300 metros del triángulo uno de los puntos de congestión de esta zona, caracterizada por la afluencia de tránsito vehicular que se ha incrementado en el lapso de la última década dando lugar a una congestión permanente independientemente del horario o el día, por lo cual es necesario una alternativa que permita viabilizar el tránsito vehicular que circula por este transitado sector.

En cuanto a la infraestructura del puente existente cuya construcción fue realizada en la década de los 50 por el Consejo Provincial de Pichincha, estructura que ha sobrepasado debido a que el periodo de vida útil para estructuras como puente en vías secundarias es de 50 años, lo cual es apreciable principalmente en la infraestructura por lo que se requiere de una nueva estructura.

El interés de realizar este trabajo de graduación, es el de incentivar el uso de las normas y métodos de diseño que recomiendan las nuevas Especificaciones de la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras y Transporte para el diseño de puentes (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications), lo cual redundará en el mejoramiento de la vialidad en el país, y por tanto en la calidad de vida de los pobladores.

### **6.4 OBJETIVOS**

- Realizar el diseño de la alternativa eficiente para el Puente sobre el río Pita en el sector del valle de los Chillos (Provincia de Pichincha), que sea estructuralmente adecuada de acuerdo a las características que demanda el proyecto.
- Complementar los conocimientos adquiridos durante los estudios de la carrera de Ingeniería Civil, en cuanto al diseño de los elementos estructurales que conforman un puente, con el afán de aportar al conocimiento personal.
- Realizar el diseño fundamentado en las especificaciones para diseño de Puentes, considerando el Diseño Sísmico para los elementos estructurales.

## **6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD**

El análisis de los estudios que se ha realizado para rediseñar el puente indica que es una respuesta óptima al requerimiento de una nueva estructura, al igual manera que la consideración de su ampliación, debido a que la estructura existente presenta un ahorcamiento de la vía siendo un problema de congestionamiento, requiriéndose una solución técnica.

Es aplicable la propuesta en base a la siguiente consideración:

Se obtendrán los resultados anhelados si la aplicación del modelo, se la realiza mediante una política de vialidad con participación de las autoridades del tramo y las poblaciones beneficiarias del proyecto.

## **6.6 FUNDAMENTACIÓN**

### **6.6.1 ESPECIFICACIONES AASTHO-LRFD PARA EL DISEÑO DE PUENTES**

El diseño y evaluación de puentes, engloba un estudio completo de agentes que intervienen para la consolidación de tres objetivos principales: seguridad, servicio y durabilidad.

Para tal efecto se deben considerar los estados límites especificados y determinados para cada tipo de proyecto, debido a que las condiciones geológicas, hidrológicas, topográficas, climáticas, de viento y sismo, están establecidas de forma variable para cada caso específico de emplazamiento.

#### **6.6.1.1 CARGAS DE DISEÑO**

Las cargas para el diseño de puentes se clasifican en:

Cargas Permanentes (AASHTO LRFD, Art. 3.5)

Cargas Transitorias (AASHTO LRFD, Art. 3.3.2)

### **6.6.1.2 CARGAS PERMANENTES**

Carga vertical aplicada sobre una estructura que incluye el peso de la estructura más la de los elementos permanentes. También llamada carga muerta.

Se tiene las siguientes cargas permanentes:

DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DD = Fricción Negativa.

DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones.

EH = Empuje horizontal del suelo.

EL= Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.

ES = Sobrecarga del suelo.

EV = Empuje vertical del peso propio del suelo de relleno.

La carga permanente debe incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicios (DC), superficie de rodamiento, futuras sobrecargas (DW) y ensanchamientos previstos, y presión vertical del peso propio del suelo del relleno (EV).

Se puede utilizar la densidad de los materiales proporcionadas en las especificaciones, para las cargas permanentes.

### **CARGAS DE SUELO**

Las cargas correspondientes al empuje del suelo (E), sobrecarga del suelo (ES) y fricción negativa (DD) deberán ser como se especifica en el LRFD.

#### **Empuje natural del suelo de relleno (E)**

- Fuerza permanente, aplicada al tercio de la altura total del estribo,

- Empuje del suelo debe ser mayor o a lo sumo igual a la presión de un fluido equivalente, de densidad igual a 480 kg/ m<sup>3</sup>. Distribución triangular (base inferior) de la presión del suelo.
- Empuje total sin sismo, se considera una fuerza horizontal ubicada a un tercio de la altura del estribo.

### **Empuje provocado por sobrecarga (ES)**

- Empuje horizontal permanente debido a la sobrecarga aplicada sobre la superficie superior del suelo de relleno de los accesos al puente, la cual puede ser puntual, lineal o de faja.
- Debe sumarse al empuje básico,
- Empuje horizontal constante por sobrecarga uniforme.

### **6.6.1.3 CARGA TRANSITORIAS**

Estas cargas corresponden a las cargas del tráfico vehicular, del tráfico peatonal, de fluidos, de sismo, del hielo, de deformaciones y las causadas por colisiones de vehículos con las barandas o barreras del puente. Entre las cargas Transitorias se tiene las siguientes:

- BR = Fuerza de frenado de los vehículos.
- CE = Fuerza centrífuga de los vehículos.
- CR = Fluencia lenta.
- CT = Fuerza de colisión.
- EQ = Sismo.
- FR = Fricción.
- IM = Incremento por carga vehicular dinámica.
- LL = Carga vehicular.
- LS = Sobrecarga viva.
- PL = Carga peatonal.
- SE = Asentamiento de la estructura del puente
- TG = Gradiente de temperatura.
- TU = Variación uniforme de temperatura.
- WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua.
- WL = Viento sobre la carga vehicular.
- WS = Viento sobre la estructura

#### **6.6.1.4 SOBRECARGAS VIVAS**

Sobrecargas Gravitatorias: LL y PL

#### **SOBRECARGA VEHICULAR DE DISEÑO**

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93 según lo especificado en el Artículo 3.6.1.2 de la AASHTO, el cual deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o tandem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

#### **Número de Carriles de Diseño**

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación  $w/3600$ , siendo  $w$  el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm. En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación

#### **Presencia de Múltiples Sobrecargas**

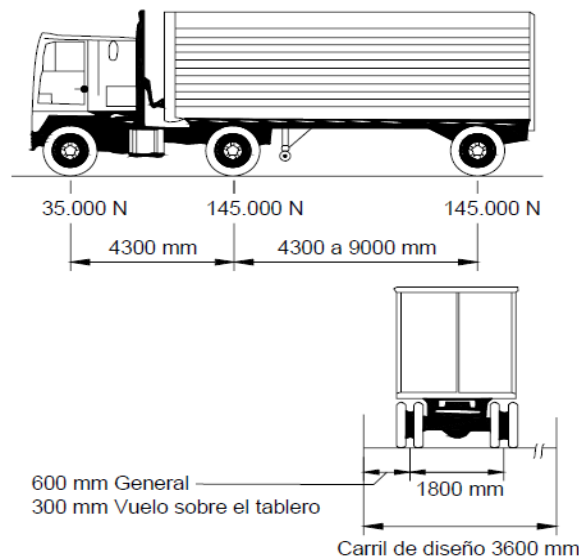
No es aplicable al estado límite de fatiga, para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. La solicitud extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente, para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. Se puede utilizar los valores de la siguiente Tabla:

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

**Tabla 11:** Factor de presencia múltiple  
**Fuente:** AASHTO, Artículo 3.6.1.1.2

### 6.6.1.5 CAMIÓN DE DISEÑO

De acuerdo al Artículo 3.6.1.2.2 de la Norma AASHTO, especifica que el camión de diseño es el camión HL-93.



**Figura 13:** Características del camión de diseño.

**Fuente:** AASHTO 3.6.1.2.2-1

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán de tres ejes de 35000N, 145000 N, 145000 N. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica. La separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las sollicitaciones extremas.

### Tándem de Diseño

El tándem de diseño según el Artículo 3.6.1.2.3 de la AASHTO, consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación



transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado.

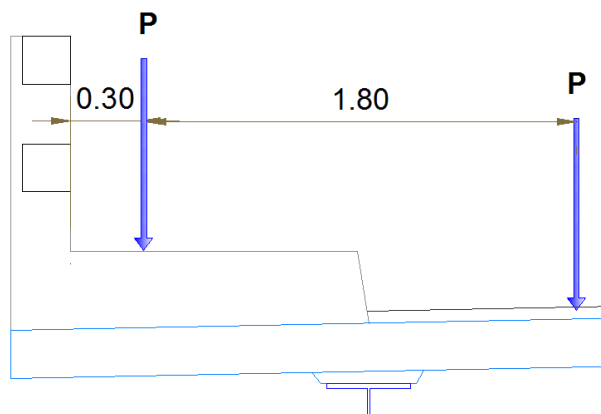
### **Carga del Carril de Diseño**

La carga del carril de diseño según el Artículo 3.6.1.2.4 de la AAHSTO, consistirá en una carga de 9.3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal, mientras que transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

### **Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño**

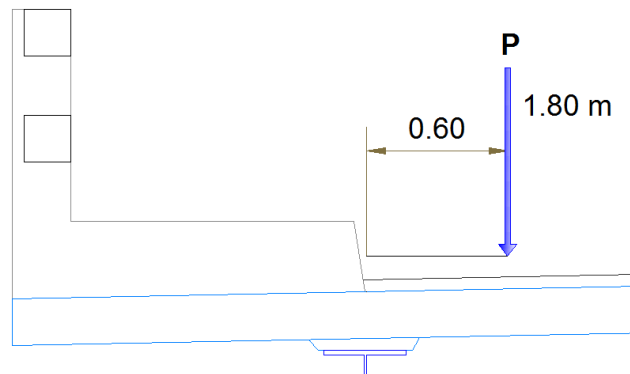
Según la AASHTO, Artículo 3.6.1.3 establece que tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3000 mm en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, desde la cara interna del elemento más sobresaliente de la protección lateral, con el vehículo sobre la acera.



**Figura 14:** Posición de máxima excentricidad accidental de la carga de rueda.

- Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.



**Figura 15:** Posición Normal de la carga de rueda.

#### **6.6.1.6 CARGAS PEATONALES**

Según la AASHTO 3.6.1.6, especifica la aplicación de una carga peatonal de  $3,6 \times 10^{-3}$  MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

#### **6.6.1.7 CARGA DE FATIGA**

La carga de Fatiga será un camión de diseño especificado en el Artículo 3.6.1.2.2 o los ejes del mismo pero con una separación constante de 9000 mm entre los ejes 2 y 3 de 145000 N.

#### **6.6.1.8 INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA (IM)**

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como:  $(1 + IM/100)$ .

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño y no se considerarán incrementos de la carga viva por efectos dinámicos en el diseño de aceras y puentes peatonales, muros de contención, excepto estribos y cimentaciones y otras estructuras totalmente enterradas.

Los efectos estáticos del camión o del Tren de cargas de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes.

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%

**Tabla 12:** Incremento por Carga Dinámica, I  
**Fuente:** AASHTO, Artículo 3.6.2.1

### **6.6.1.9 FUERZA DE FRENADO: BR**

Según lo establecido en la Norma AASHTO, Artículo 3.6.4, define su procedimiento de cálculo y la ubicación de la siguiente manera:

- 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tandem de diseño, o
- 5 % del camión de diseño más la carga del carril.

De las cuales se debe adoptar la mayor y se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas.

### **6.6.1.10 FUERZA SÍSMICA (EQ)**

Las cargas sísmicas se deberán tomar como solicitaciones horizontales determinadas de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.7.4 en base al coeficiente de respuesta elástica,  $C_{sm}$ , especificado en el Artículo 3.10.6, y al peso equivalente de la superestructura, y se deberán ajustar aplicando el factor de modificación de la respuesta,  $R$ , especificado en el Artículo 3.10.7.1.

Los requisitos especificados se deberán aplicar para puentes con superestructuras de losas convencionales, vigas de alma llena, vigas cajón y reticuladas cuyas longitudes no sean mayores que 150.00 mm.

Se deberá realizar estudios especiales para determinar coeficientes de aceleración específicos del sitio de emplazamiento y la estructura si se da alguna de las siguientes condiciones:

- El sitio de emplazamiento se encuentra próximo a una falla activa,
- En la región se anticipan sismos de larga duración,
- La importancia del puente es tal que es necesario considerar un mayor período de exposición (y por lo tanto un mayor período de recurrencia).

- **Zonas Sísmicas.**- Todo puente deberá ser asignado a una de las cuatro zonas sísmicas.

Coeficiente de aceleración	Zona sísmica
$A \leq 0,09$	1
$0,09 < A \leq 0,19$	2
$0,19 < A \leq 0,29$	3
$0,29 < A$	4

**Tabla 13:** Zonas Sísmicas  
**Fuente:** AASHTO, Artículo 3.10.4-1

#### 6.6.1.11 ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA

Define los criterios de capacidad última de la estructura para asegurar su resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se espera que el puente experimente en su vida útil. Las combinaciones de este estado límite son las siguientes:

- RESISTENCIA I
- RESISTENCIA II
- RESISTENCIA III

- RESISTENCIA IV
- RESISTENCIA V
- EVENTO EXTREMO I
- EVENTO EXTREMO II
- SERVICIO I
- SERVICIO II
- SERVICIO III
- SERVICIO IV
- FATIGA

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

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura.

La sollicitación mayorada total se tomará con la siguiente expresión como:

$$Q = \Sigma \eta_i \gamma_i Q_i$$

**Dónde:**

$\eta_i$  : modificador de las cargas

$Q_i$  : sollicitaciones de las cargas aquí especificadas

$\gamma_i$  : factores de carga

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

**Tabla 14:** Combinaciones de Cargas y Factores de Carga  
**Fuente:** AASHTO, Artículo 3.4.1-1

### Factores de carga para cargas permanentes, $\gamma_p$

TIPO DE CARGA	factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
Dw: Superficie de rodamiento e instalaciones	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
Activo	1,50	0,90
En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
Estabilidad Global	1,00	N/A
Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
marcos Rígidos	1,35	0,90
Estructuras Flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

**Tabla 15:** Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$   
**Fuente:** AASHTO, Artículo 3.4.1-2

### 6.6.1.13 FACTORES DE RESISTENCIA

Los factores de Resistencia establecidos en el Numeral 5.5.4.2 de la AASHTO:

- Para flexión y tracción del hormigón armado..... 0,90
- Para flexión y tracción del hormigón pretensado..... 1.00

• **Para corte y torsión:**

- Hormigón de densidad normal.....0,90
- Hormigón de baja densidad..... 0,70
- Para apoyo sobre hormigón..... 0,70

• **Para compresión en zonas de anclaje:**

- Hormigón de densidad norma..... 0,80
- Hormigón de baja densidad.....0,65
- Para tracción en el acero en las Zonas de anclaje.....1,00
- Para resistencia durante el hincado de pilotes..... 1,00

**6.6.1.14 DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES:**

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

**Tabla 16:** Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante **Fuente:** AASHTO, Artículo 2.5.2.6.3-1

### 6.6.1.15 LOSAS DE TABLERO DE HORMIGÓN

#### Mínima Altura y Recubrimiento

La mínima altura de un tablero de hormigón, de acuerdo al Artículo 9.7.1.1 de la AASHTO establece que excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm.

Entonces:  $t \geq 175\text{m}$

t: Espesor del tablero

**Recubrimiento de Hormigón:** Según el artículo 5.12.3 de la AASHTO establece que el recubrimiento mínimo sobre barras principales, incluyendo barras protegidas con un recubrimiento de resina epoxi, deberá ser de 25 mm y en ningún caso el recubrimiento deberá ser menor que 25 mm.

En el caso de acero de pretensado y de armaduras no protegidas el recubrimiento no deberá ser menor que el especificado en la siguiente Tabla 5.12.3-1 de la AASHTO referente a Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm).

### 6.6.1.16 PARÁMETROS DE DISEÑO

- La altura del tablero es uniforme, con la excepción de los acartelamientos en las alas de las vigas y otros aumentos de espesor localizados;
- La relación entre la longitud efectiva y la altura de diseño es menor o igual que 18,0 y mayor o igual que 6,0;
- La altura del núcleo de la losa es mayor o igual que 100 mm;
- La longitud efectiva, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 9.7.2.3, es menor o igual que 4100 mm;



- La mínima altura de la losa es mayor o igual que 175 mm, excluyendo la superficie sacrificable cuando corresponda;
- Más allá del eje de la viga exterior la losa tiene un vuelo (voladizo) como mínimo igual a 5,0 veces la altura de la losa; esta condición se satisface si el vuelo es como mínimo igual a 3,0 veces la altura de la losa y hay una barrera de hormigón estructuralmente continua actuando de forma compuesta con el vuelo;
- La resistencia a la compresión especificada a 28 días del hormigón del tablero es mayor o igual que 28,0 MPa; y
- El tablero trabaja de forma compuesta con los componentes estructurales sobre los cuales se apoya.

- **Armadura Requerida:**

Se deberá ubicar armadura tan próxima a las superficies exteriores como lo permitan los requisitos de recubrimiento. Se deberá proveer armadura en cada cara de la losa, con las capas más externas ubicadas en la dirección de la longitud efectiva. Según el Artículo 9.7.2.5 de la AASHTO establece que la mínima cantidad de armadura será de 0,570 mm<sup>2</sup>/mm de acero para cada capa inferior y de 0,380 mm<sup>2</sup>/mm de acero para cada capa superior. La separación del acero deberá ser menor o igual que 450 mm. Las armaduras deberán ser de acero Grado 420 o superior.

- **Mínima armadura para flexión negativa en el tablero.**

Donde la tensión de tracción longitudinal en el tablero de hormigón debida ya sea a las cargas constructivas mayoradas o a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II sea mayor que  $\phi f_r$ , la sección total de la armadura longitudinal no deberá ser menor que 1 por ciento del área total de la sección transversal del tablero de hormigón.

La armadura utilizada para satisfacer este requisito deberá tener una mínima resistencia a la fluencia especificada mayor o igual que 400 MPa y su tamaño no debe ser mayor que el de las barras No. 20. La separación entre barras individuales no deberá ser mayor que 300 mm. Según Artículo 6.10.1.7 de la AASHTO.

- **Armadura de Distribución**

Se encuentra normado por la AASHTO Artículo 9.7.3.2 En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo, en este caso corresponde el cumplimiento del siguiente ítem:

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$3840/S \leq 67$  por ciento donde:

S: longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva (mm).

- **As de temperatura**

Este refuerzo sirve para contrarrestar los efectos de retracción y contracción, además sirve como hierros de amarre, los cuales se distribuyen en las dos caras de la pantalla.

$$A_{st} = 0.0018 * A_g$$

**A<sub>g</sub>**: Área de hormigón

$$A_g = B * H$$

Para cara interna contra el relleno en sentido horizontal  $1/3 A_{stemp}$

Para cara exterior contra el relleno en los dos sentidos (horizontal y vertical)  $2/3 A_{stemp}$

## 6.6.2 DISEÑO SISMORRESISTENTE

Los numerosos casos de daños o fallas de puentes inducidos por la falla o el desplazamiento de los estribos durante un movimiento sísmico han demostrado claramente la necesidad de prestar atención a la hora de diseñar y detallar los estribos en zonas sísmicas.

Corresponde al análisis del comportamiento de muros de contención durante sismos y la aplicación de los principales métodos utilizados en el diseño, para lo cual es necesario definir la “falla” y conocer como los muros pueden fallar.

Bajo condiciones estáticas, los muros de contención están sujetos a fuerzas de cuerpo relacionadas con la masa del muro, a empujes de suelo y a fuerzas externas como barras de anclajes y tirantes.

El diseño adecuado de un muro de contención debe establecer el equilibrio de estas fuerzas sin inducir esfuerzos de corte que se aproximen a la resistencia al corte del suelo.

Sin embargo durante un sismo, las fuerzas inerciales y los cambios en la resistencia de los suelos podrían perjudicar el equilibrio y causar la deformación permanente del muro.

La falla, ya sea por deslizamiento, giro o pandeo, o algún otro mecanismo, ocurre cuando estas deformaciones permanentes se hacen excesivas.

En general, el enfoque pseudoestático desarrollado por Mononobe y Okabe se puede utilizar para estimar las fuerzas estáticas equivalentes correspondientes a las cargas sísmicas en muros de sostenimiento de gravedad y semigravedad. Además de las fuerzas estáticas equivalentes, las fuerzas sísmicas de diseño estimadas deberían tomar en cuenta las fuerzas inerciales del muro.

En el caso de los muros flexibles en voladizo, al estimar las fuerzas sísmicas de diseño se pueden despreciar las fuerzas resultantes de los efectos inerciales del muro. Si el muro soporta una estructura de un puente las fuerzas sísmicas de

diseño también deberían incluir las fuerzas sísmicas transmitidas por el puente a través de los apoyos en los cuales no hay libertad de movimiento, por ejemplo, los apoyos elastoméricos.

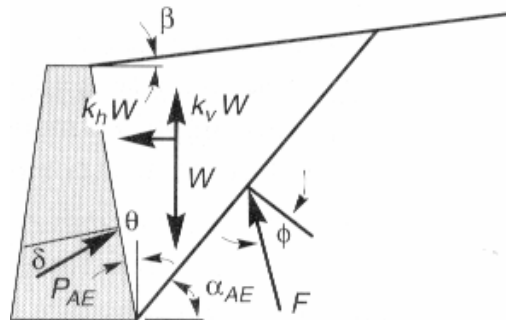
### 6.6.2.1 Método de Mononobe-Okabe (M-O)

Okabe (1926), y Mononobe y Matsuo (1929), desarrollaron las bases de un análisis pseudo-estático para evaluar las presiones sísmicas que desarrollan los suelos sobre los muros de contención, dando origen al conocido Método de Mononobe-Okabe (M-O).

Este método considera la aplicación de aceleraciones pseudo-estáticas, tanto horizontales como verticales, a la cuña activa de Coulomb.

El empuje de suelos pseudo-estático se obtiene entonces a partir del equilibrio de la cuña.

Las fuerzas actuando sobre una cuña activa, en el caso de un suelo seco sin cohesión, se muestra en la Figura.



**Figura 16:** Fuerzas actuando en la cuña activa en el análisis de Mononobe-Okabe.

**Fuente:** Diseño Sísmico de Estructuras. **Autor:** Juan Valenzuela B.

### Método de Mononobe-Okabe Modificado

El método M-O modificado proporciona un herramienta útil para estimar las cargas sísmicas inducidas sobre muros de contención.

El coeficiente de aceleración horizontal positivo causa que el empuje activo total exceda al empuje activo estático y que el empuje pasivo total sea menos que el empuje pasivo estático.

Dado que la estabilidad de un muro en particular generalmente se reduce por un incremento en el empuje activo y/o una disminución en el empuje pasivo, el método de Mononobe-Okabe produce cargas sísmicas que son más críticas que las cargas estáticas que actúan antes del sismo.

Como una extensión pseudo-estática del análisis de Coulomb, sin embargo, el análisis según el método M-O está sujeto a todas las limitaciones de los análisis pseudo-estáticos, así como, a las limitaciones de la teoría de Coulomb.

Al igual que en el caso del análisis pseudo-estático de estabilidad de taludes, la determinación de los adecuados coeficientes pseudo-estáticos es difícil, y el análisis no es apropiado para suelos que experimenten una significativa pérdida de resistencia durante sismos, como es el caso de suelos con elevado potencial de licuefacción.

Al igual que como lo hace la teoría de Coulomb bajo condiciones estáticas, el análisis según el método M-O sobreestima el empuje pasivo total, particularmente para  $\delta > \phi^2$

Por estas razones el Método de Mononobe-Okabe Modificado debería ser usado e interpretado cuidadosamente.

Según el Artículo de Diseño Sísmico de Estructuras de Ing Juan Valenzuela en cuanto al punto de aplicación de la fuerza sísmica establece: “Aunque el método M-O implica que el empuje activo total debería actuar en un punto H/3 sobre la base del muro de altura H, resultados experimentales sugieren que, bajo condiciones de carga dinámica, éste actúa en un punto superior.”

Consideración que es el punto de origen del método denominado Método de Mononobe- Okabe Modificado.

En éste método, el empuje activo total  $E_{ae}$ , puede ser dividido en un componente estático  $E_a$  y un componente dinámico  $\Delta E_{ae}$ .

El empuje activo total puede ser expresado en forma similar al desarrollado para las condiciones estáticas, esto es:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * K_{AE} * \gamma * H^2 * (1 - k_v)$$

El coeficiente dinámico de presión de suelo activo  $k_{ae}$ , está dado por:

$$K_{AE} = \frac{\cos(\phi - \theta - \psi)^2}{\phi * \cos \psi * \cos \theta^2 * \cos(\delta + \theta + \psi)}$$

$$\psi = \tan^{-1} \left( \frac{K_h}{1 - K_v} \right)$$

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

Donde:

- $\phi$ : Ángulo de Fricción interna del suelo.
- $\beta$ : Ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.
- $\theta$ : Ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical.
- $\delta$ : Ángulo de fricción entre el muro y el suelo.
- $k_h$ : Coeficiente sísmico horizontal.
- $k_v$ : Coeficiente sísmico vertical.

### 6.6.2.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Los estribos y muros de ala se pueden diseñar de forma monolítica o bien se pueden separar de la pared del estribo mediante una junta de expansión y diseñar para que trabajen de forma independiente. Los muros de ala deberán tener una longitud suficiente para retener el terraplén de la carretera y proveer protección contra la corrosión.

#### Armadura

Según lo especificado en el Artículo 5.10.8 de la Norma AASHTO, establece que la armadura de compresión de los elementos solicitados a flexión deberá estar encerrada por estribos o estribos cerrados cuya separación no deberá ser mayor que la menor dimensión del elemento comprimido ó 300 mm. Si hay dos o más barras mayores que una barra No. 32 dispuestas de modo que forman un paquete, la separación no deberá ser mayor que la mitad de la menor dimensión del elemento ó 150 mm, ninguna barra deberá estar a una distancia mayor que 610 mm de una de estas barras con apoyo lateral. En lugar de barras se puede utilizar alambre conformado o malla de alambre soldada de área equivalente.

## **6.7 METODOLOGÍA**

### **6.7.1 ESTUDIO HIDROLÓGICO**

#### **RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN**

Los resultados obtenidos tanto de la modelación hidrológica como de la modelación hidráulica se presentan a continuación.

Estudio Hidrológico Hidráulico, Puente sobre el río Pita

Área (km <sup>2</sup> .)	222.22
Perímetro (km.)	104.99
Long. Drenaje Principal (km.)	56.78
Long. Total de Drenajes (km.)	152.57
Pendiente ponderada (%)	3.78
Cota máxima (msnm)	4600
Cota mínima (msnm)	2464
Factor de Forma (-)	1.986
Densidad de drenajes (km/km <sup>2</sup> )	0.256
Tiempo de Concentración (minutos)	316.15

Período de retorno (años)	50
Zona intensidad	12
I (mm/hora)	8.66
Q (m <sup>3</sup> /s)	230.27
NMC (msnm)	2472.99
Coefficiente de Manning	0.025
Cota de fondo (msnm)	2468.44
Calado de crecida (m)	4.55
Área hidráulica de crecida (m <sup>2</sup> )	42.73
Velocidad (m/s)	5.39
Froude	1.01
Gálibo (m)	2.00

Se realiza el análisis hidrológico para un período de retorno de 50 años

El caudal de diseño, para un período de retorno de 50 años, es de 230.27 m<sup>3</sup>/s.

Para el sitio de implantación del puente, el área hidráulica es de 42.73 m<sup>2</sup>, con un calado de 4.55 m. El número de Froude, tiene un valor de 1.01.

La velocidad de flujo del agua en crecidas y el número de Froude, son bajos, por lo que el tipo de flujo fue subcrítico (calado crítico menor al calado normal).

Luego del análisis hidráulico se obtuvo un nivel de máxima creciente (NMC) igual a 2472.99 msnm.

La socavación máxima asumida es de 1.74 m, fundamentada en el diagrama de socavación del **Anexo D**.



## **6.7.2 ESTUDIO DE SUELOS**

En el Estudio de Mecánica de Suelos se determinó por las perforaciones en los sitios definidos y se determinaron las características del subsuelo en cada una de las perforaciones con la información del ensayo SPT y la clasificación manual visual de las muestras obtenidas a cada metro de profundidad. En el estudio establece que se realizaron 3 perforaciones, 2 en el Margen Derecho y 1 en el Margen Izquierdo.

Adicionalmente para cada metro y por cada perforación se determinó la capacidad de carga por asentamientos en función del Número del SPT.

### **Alcance y Objetivos**

El alcance del presente trabajo es realizar un estudio que determine la capacidad de carga por asentamientos. Los objetivos específicos del estudio son los siguientes:

- Determinar el perfil estratigráfico.
- Determinar la capacidad de carga del suelo de fundación en función del N del SPT.
- Recomendar el tipo y la cota de cimentación para las estructuras.

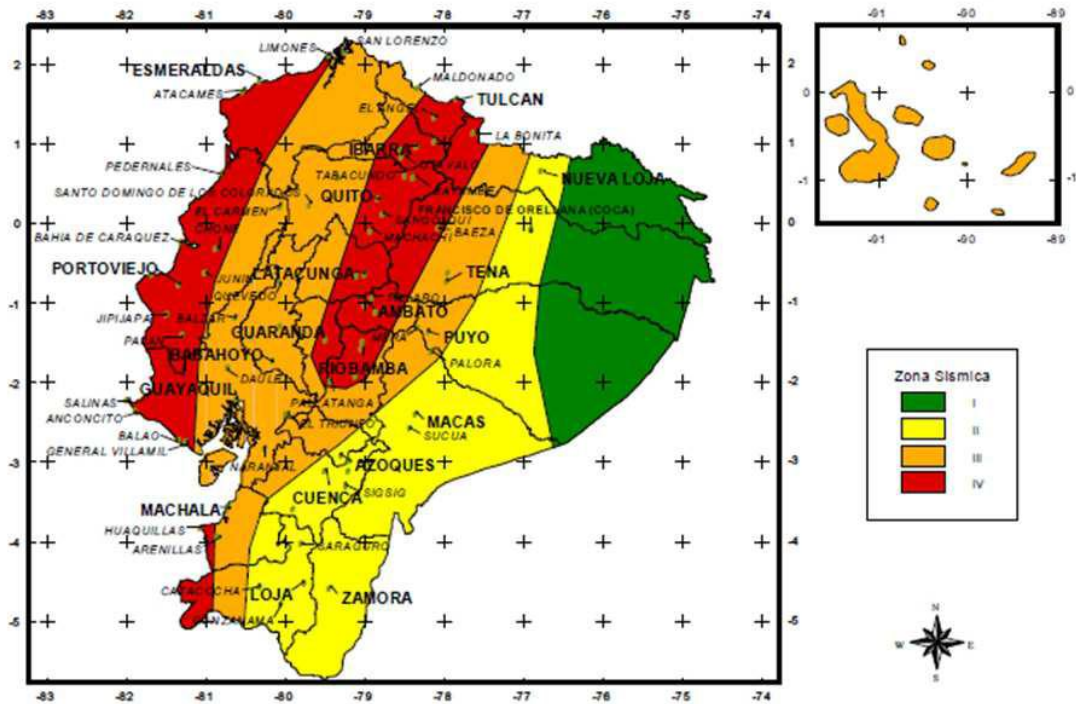
### **Ubicación del Proyecto**

El terreno en estudio se encuentra ubicado en la calle Ilaló en el barrio San Gabriel, en la parroquia Alangasí del cantón Quito.

### **Características Sísmicas de la Zona**

De acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción, el proyecto de construcción en estudio se encuentra ubicado en la Zona Sísmica IV, que nos da un valor del factor  $Z=0.40$ .

El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.



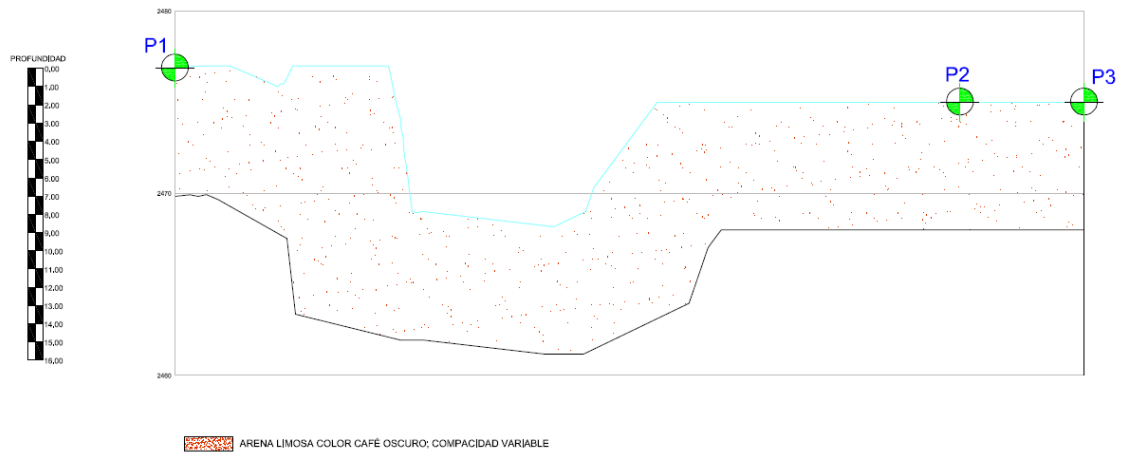
**Figura 17:** Zonificación Sísmicas en Ecuador.

Se determinan las siguientes características de diseño

En las tres perforaciones realizadas no se detectó el nivel freático.

Luego de realizar las perforaciones se concluye que la estratigrafía del terreno es uniforme, encontrándose desde el nivel actual del terreno hasta una profundidad de 7.0 metros una arena limosa color café oscuro con partículas de color rojo, con poca presencia de grava, de compacidad densa. De cada una de las perforaciones y de los resultados de capacidad de carga, se puede observar que el estrato de suelo natural es competente para cimentar la estructura superficialmente y sobre plintos aislados.

El perfil estratigráfico es el siguiente:



**Figura 18:** Perfil estratigráfico del suelo.

### 6.7.3 ESTUDIO TOPOGRÁFICO

#### Clasificación de la vía

En el estudio del Municipio del Distrito Metropolitano de Quito elaborado por el Ing. Oscar Hurtado Pérez. Se cita que la vía se puede clasificar a la vía en la cual se desarrolla el puente sobre el río Pita (calle Ilaló) como un camino vecinal tipo IV. Esta clasificación se debe comprobar mediante un estudio de tráfico de la vía. La vía presenta tráfico motorizado, la capa de rodadura actual está en condiciones favorables para el normal tránsito de los vehículos.

#### Parámetros de diseño

Para establecer los parámetros de diseño de conformidad con la clase de terreno topográficamente clasificado, en el estudio se ha considerado que la vía se encuentra en un tipo de terreno Plano – Ondulado, prevaleciendo la topografía plana.

Se han adoptado las normas que constan en el manual de diseño geométrico de carreteras 2003.

#### Secciones Típicas

Se tiene previsto que la sección de puente sobre el río Pita sea una ampliación del puente existente. La vía en la que se ubica el puente (calle Ilaló) tiene un ancho variable entre 11.00 y 12.50 m. El ancho del puente actual es aproximadamente 7.50 m.

Las transiciones entre el puente sobre el río Pita y sus respectivas calles de entrada y salida se deben a la existencia de locales comerciales, bodegas, talleres, etc. Se debe considerar, que de existir una ampliación de este puente existirá la “remoción” de casas y locales existentes a los costados del puente.

La estructura del actual puente está constituida por tablero de hormigón armado, apoyado sobre dos estribos del mismo material. El puente está conformado por cuatro vigas. La recopilación de datos fue realizada en los trabajos de campo correspondiente al Levantamiento Topográfico y al Estudio de Mecánica de Suelos.

Como resultado del Estudio Topográfico se obtiene el Levantamiento Topográfico que se presenta en el Plano N° 1, facilitado por la Unidad de Infraestructura Nueva de la Empresa metropolitana de Movilidad y Obras Públicas.

#### **6.7.4 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL**

En el caso del paso sobre el Río Pita, que requiere de la construcción de un nuevo puente que reemplace al existente; el mismo permitirá a los pobladores de la Zona del Valle de los Chillos y sus cercanías, contar con una vía de comunicación que mejorará las condiciones socio – económicas y de tráfico, considerando que el puente actual no abastece la demanda actual de tráfico, debido al alto flujo de vehículos que transita por la zona.

Dentro del contexto mismo de la construcción del nuevo puente, las actividades a desarrollarse tendrán un impacto ambiental localizado y temporal. Cabe señalar que se tomarán en cuenta todas las medidas de mitigación necesarias para minimizar los impactos generados durante la construcción. De este modo se puede decir que el proyecto es ejecutable, tomando en cuenta los beneficios socio - económicos que tendrá especialmente sobre la población del área de influencia,

además de que las condiciones ambientales no se verán afectadas durante la etapa de construcción.

Los impactos ambientales generados para la construcción y posterior operación y mantenimiento del puente han sido analizados a detalle en la Identificación y Valoración de los Impactos Ambientales, así mismo se determinará la viabilidad ambiental del proyecto.

### **Calificación de Impactos**

La matriz interactiva de Leopold permite valorizar los impactos, mediante la aplicación de criterios cualitativos y cuantitativos de calificación ambiental. De esta manera se podrá contar con una herramienta de calificación de impactos que interrelacione las actividades del proyecto con los diferentes componentes ambientales determinados, ponderando su Magnitud (Ma) e Importancia (Im).

Las actividades del proyecto serán las siguientes:

- Etapa de Construcción:
- Excavación para cimentación de estribos.
- Construcción de la infraestructura (Cimentación y estribos).
- Relleno en los estribos.
- Construcción de la superestructura (Montaje de vigas y tablero).
- Construcción de accesos al puente.
- Construcción de obras de protección (Gaviones).
- Transporte de materiales de construcción.
- Etapa de Operación y Mantenimiento:
- Utilización de la obra.
- Mantenimiento del puente.

Mientras que los componentes ambientales son los siguientes:

Componente Físico:

- a. Suelo: - Calidad del suelo

- Estabilidad.

- Erosión.

b. Agua: - Calidad del agua superficial.

- Sedimentación.

c. Aire: - Calidad.

- Ruido y vibraciones.

## MATRIZ 1: IDENTIFICACIÓN Y VALORACIÓN DE MAGNITUD DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES.

ACTIVIDADES DEL PROYECTO			ETAPA DE CONSTRUCCIÓN																								ETAPA DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO																									
			EXCAVACION PARA CIMENTACION DE ESTRIBOS					CONSTRUCCION DE INFRAESTRUCTURA CIMENTACION Y ESTRIBOS					RELLENO EN LOS ESTRIBOS					CONSTRUCCION DE SUPERESTRUCTURA (MONTAJE DE VIGAS Y TABLERO)					CONSTRUCCION ACCESOS AL PUENTE					CONSTRUCCION DE OBRAS DE PROTECCION (GAVIONES)					TRANSPORTE DE MATERIALES DE CONSTRUCCION					UTILIZACION DE LA OBRA					MANTENIMIENTO DEL PUENTE									
CRITERIOS DE CALIFICACIÓN			C	I	E	D	Ma	C	I	E	D	Ma	C	I	E	D	Ma	C	I	E	D	Ma	C	I	E	D	Ma	C	I	E	D	Ma	C	I	E	D	Ma	C	I	E	D	Ma	C	I	E	D	Ma					
COMPONENTE FISICO	SUELO	CALIDAD DEL SUELO	-1,0	2,5	2,5	2,5	-2,5	-1,0	2,5	2,5	2,5	-2,5	-1,0	2,5	2,5	2,5	-2,5	-1,0	5,0	2,5	2,5	-2,5	-1,0	5,0	2,5	2,5	-2,5	-1,0	5,0	2,5	2,5	-2,5																				
		ESTABILIDAD	-1,0	10,0	2,5	2,5	-2,5	-1,0	5,0	2,5	10,0	-5,0	+1,0	5,0	5,0	10,0	+5,0											+1,0	10,0	2,5	5,0	+5,0	+1,0	2,5	2,5	10,0	+4,0						+1,0	2,5	2,5	5,0	+3,0					
		EROSION	-1,0	5,0	2,5	2,5	-2,5	-1,0	5,0	2,5	10,0	-5,0	+1,0	5,0	2,5	10,0	+5,0											+1,0	10,0	2,5	5,0	+5,0	+1,0	2,5	2,5	10,0	+4,0						+1,0	2,5	2,5	5,0	+3,0					
	AGUA	CALIDAD DEL AGUA SUPERFICIAL	-1,0	2,5	5,0	2,5	-2,5	-1,0	2,5	5,0	2,5	-2,5	-1,0	2,5	5,0	2,5	-2,5	-1,0	5,0	5,0	2,5	-4,5	-1,0	5,0	5,0	2,5	-4,5	-1,0	2,5	2,5	2,5	-2,5	-1,0	5,0	5,0	5,0	-5,0	-1,0	2,5	2,5	10,0	-4,0	-1,0	2,5	2,5	2,5	-2,5					
		SEDIMENTACION	-1,0	10,0	5,0	2,5	-5,0	-1,0	5,0	2,5	10,0	-5,0	-1,0	5,0	5,0	2,5	-4,5	-1,0	2,5	5,0	2,5	-2,5	-1,0	5,0	5,0	2,5	-4,5	-1,0	2,5	2,5	2,5	-2,5																				
	AIRE	CALIDAD DEL AIRE	-1,0	2,5	2,5	2,5	-2,5	-1,0	2,5	5,0	2,5	-2,5	-1,0	5,0	2,5	2,5	-2,5	-1,0	5,0	2,5	2,5	-2,5	-1,0	2,5	2,5	2,5	-2,5	-1,0	5,0	2,5	2,5	-2,5	-1,0	5,0	10,0	2,5	-5,5	-1,0	2,5	5,0	10,0	-5,0										
RUJIDO Y VIBRACIONES		-1,0	5,0	2,5	2,5	-2,5	-1,0	5,0	2,5	2,5	-2,5	-1,0	5,0	2,5	2,5	-2,5	-1,0	5,0	2,5	2,5	-2,5	-1,0	2,5	2,5	2,5	-2,5	-1,0	5,0	2,5	2,5	-2,5	-1,0	5,0	10,0	2,5	-5,5	-1,0	2,5	5,0	10,0	-5,0											
COMPONENTE BIOTICO	FAUNA	FAUNA	-1,0	10,0	5,0	2,5	-5,0	-1,0	5,0	5,0	2,5	-4,5	-1,0	5,0	5,0	2,5	-4,5	-1,0	5,0	5,0	2,5	-4,5	-1,0	5,0	5,0	2,5	-4,5	-1,0	5,0	5,0	2,5	-4,5	-1,0	5,0	10,0	2,5	-5,5	-1,0	2,5	5,0	5,0	-4,0	-1,0	2,5	2,5	2,5	-2,5					
COMPONENTE SOCIO ECONOMICO	ESTATUS Y BIENESTAR SOCIAL	SALUD Y SEGURIDAD PUBLICA	-1,0	5,0	5,0	2,5	-4,5	-1,0	5,0	5,0	2,5	-4,5	-1,0	5,0	5,0	2,5	-4,5	-1,0	5,0	5,0	2,5	-4,5	-1,0	5,0	5,0	2,5	-4,5	-1,0	2,5	5,0	2,5	-2,5	-1,0	5,0	10,0	2,5	-5,5	-1,0	5,0	5,0	10,0	-5,0										
		GENERACION DE EMPLEO	+1,0	10,0	5,0	2,5	+5,0	+1,0	5,0	5,0	5,0	+5,0	+1,0	10,0	5,0	5,0	+7,0	+1,0	5,0	5,0	5,0	+5,0	+1,0	5,0	5,0	2,5	+4,5	+1,0	5,0	5,0	5,0	+5,0											+1,0	2,5	5,0	2,5	+3,5					
		DESARROLLO LOCAL Y REGIONAL																															+1,0	10,0	10,0	10,0	+10,0	+1,0	5,0	10,0	10,0	+8,0										
	ESTATUS Y BIENESTAR OCUPACIONAL	SALUD Y SEGURIDAD OCUPACIONAL	-1,0	10,0	2,5	2,5	-2,5	-1,0	10,0	2,5	2,5	-5,5	-1,0	10,0	2,5	2,5	-5,5	-1,0	10,0	2,5	2,5	-5,5	-1,0	10,0	2,5	2,5	-5,5	-1,0	10,0	2,5	2,5	-5,5	-1,0	10,0	2,5	2,5	-5,5											-1,0	5,0	2,5	2,5	-5,5

NUMERO DE INTERACCIONES = 85

SIMBOLOGIA	C	I	E	D	Ma
------------	---	---	---	---	----

C = Carácter, I = Intensidad, E = Extensión, D = Duración, Ma = Magnitud

Tabla 17: Matriz de Impacto Ambiental

## 6.7.5 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA MIXTA: TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO Y VIGAS METÁLICAS.

### 6.7.5.1 PREDIMENSIONAMIENTO

#### ❖ TABLERO

##### Esesor del tablero (t)

Para el cálculo del esesor del tablero (t) se considera de acuerdo a la ASSHTO Tabla 2.5.2.6.3-1 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante, para tramos simplemente apoyados con acero principal perpendicular al tráfico, se norma por la siguiente expresión:

$$t = \frac{1.2(S + 3000)}{30}$$

##### Dónde:

S = distancia entre cara de vigas

En cuanto al esesor mínimo para losas de tablero de hormigón, se especifica en el ítem 9.7.1.1 Mínima Altura, que un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm.

$$S = 3.00 - 0.30 = 2.70 \text{ m}$$

$$t = \frac{1.2(2700 + 3000)}{30} = 228\text{mm}$$

$$t = 228\text{mm} \geq 175\text{mm}$$

$$t_{\text{adop}} = 200\text{mm} \geq 175\text{mm}$$

En voladizos de concreto que soportan barreras de concreto el esesor mínimo es 0.20 m por lo que se acepta el esesor de tablero adoptado.



## ❖ VIGAS METÁLICAS

### Separación entre vigas.

$2.0 < S < 3.5$  m (Según MTOP)

$1100 < S < 4900$  (mm) (Distribución de sobrecarga para carril para viga interior)

Número de vigas con la siguiente expresión:

$$A_T = (n - 1)Sv + 2V$$

Dónde:

Sv: separación entre vigas = Probamos con 3 m

$A_T$ : Ancho total del puente = 24 m

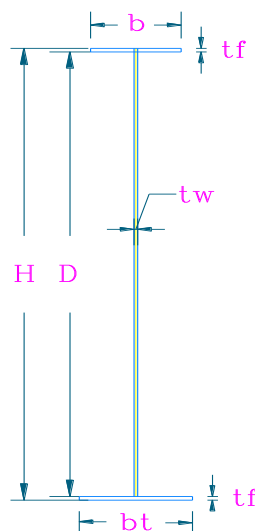
V: Volado = 1.50m

n = Número de vigas

$$24 = (n - 1) * 3 + 2 * 1.50$$

$$n = \frac{24 + 3 - 2 * 1.5}{3}$$

$$n = 8$$



**Figura 19:** Esquema de la viga metálica.

**DATOS:**

b: Longitud del ala superior

bt: Longitud del ala inferior

tf: Espesor de patines

tw: Espesor del alma

D: Longitud del alma

H: Altura de la viga

L: Luz del puente

Lc: Luz de cálculo

**Longitud del alma (D):**

L a longitud del alma se obtendrá de acuerdo a la siguiente expresión según AASHTO la Tabla 2.5.2.6.3-1 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

$$D = 0.04 L$$

$$D = 0.04 (26\text{m}) = 1.04\text{m}$$

D adoptado = 1.05 m

**Espesor del alma (tw):****Sin rigidizadores longitudinales:**

$$tw \geq \frac{(D * \sqrt{fb})}{6100}$$

$$tw \geq \frac{(105 * \sqrt{2100})}{6100} = 0,788\text{cm}$$

$$tw \geq D/150$$

$$tw \geq 1050/150$$

$$tw \geq 7\text{mm}$$

$$tw = 7,88 \text{ mm} \geq 8 \text{ mm}$$

$$tw \text{ adoptado} = 8\text{mm} = 0,8 \text{ cm}$$

**Con rigirizadores longitudinales:**

$$tw \geq \frac{(D * \sqrt{fb})}{12200}$$

$$tw \geq \frac{(105 * \sqrt{2100})}{12200} = 0,394\text{cm}$$

$$tw \geq D/300$$

$$tw \geq 3,5\text{mm}$$

$$tw = 0,394 \text{ cm} \geq D/300$$

$$tw = 3,94 \text{ mm} \geq 3,5 \text{ mm}$$

Según el numeral 6.7.3 de la AASHTO establece que el mínimo espesor del acero estructural es de 7mm, por lo cual se mantiene tw adoptado de 8mm.

### **Dimensiones de las alas**

Las alas de compresión y tracción se diseñan de acuerdo a las siguientes expresiones según **AASHTO 6.10.2.2** Proporciones de las alas:

**Dónde:**

bf: Ancho de alas en compresión y tracción.

$$\frac{bf}{tf} \leq 12$$

tf: Espesor de las alas.

$$bf \geq \frac{D}{6}$$

tw: Espesor del alma de la viga

$$tf \geq 1.1tw$$

## PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DISEÑO

### Tipo de superestructura:

- Simplemente apoyado
- Vigas metálicas y tablero de hormigón
- Sección compuesta colaborante
- Longitud del puente 26 m
- Número de vigas 8

### Sección transversal:

- Ancho total 24 m
- Dos veredas de 1.5 m
- Ancho de calzada 21 m
- Número de vías 4
- Protecciones laterales de hormigón armado

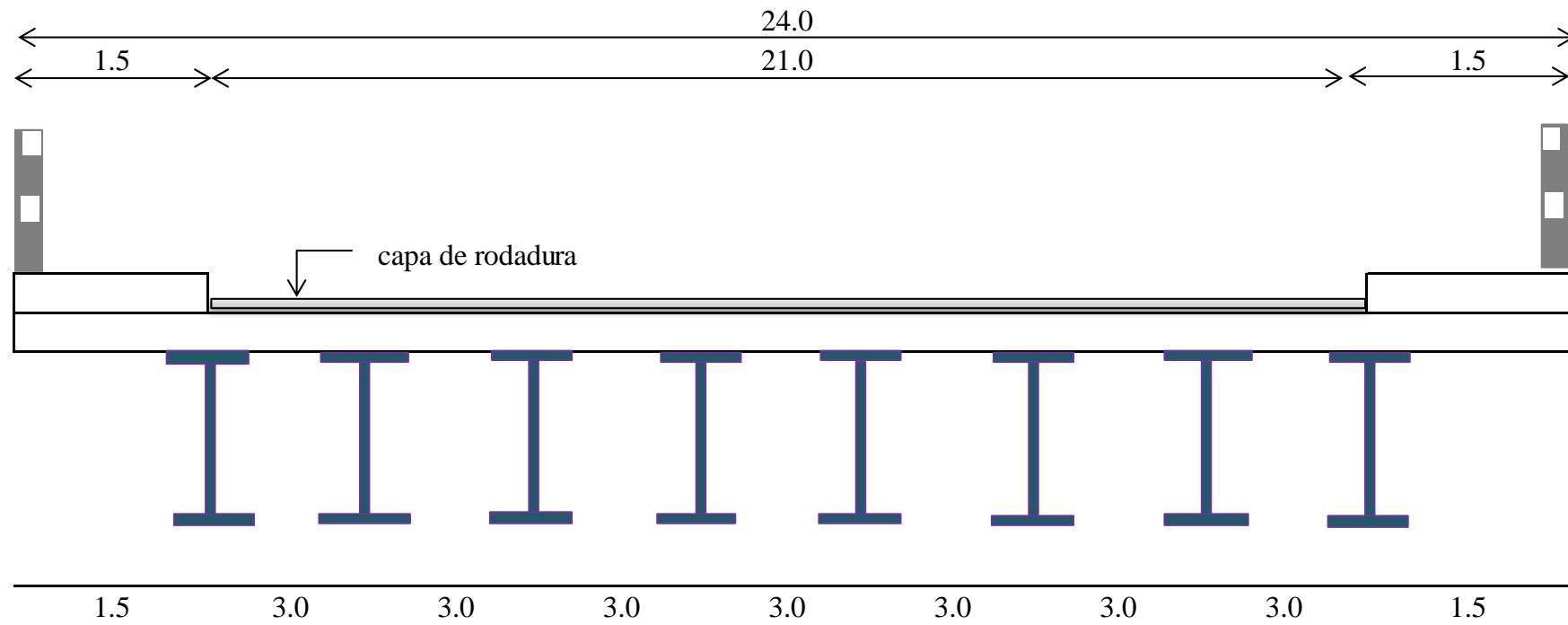
### Parámetros utilizados para el cálculo y diseño:

- Hormigón  $F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo  $Fy = 4800 \text{ Kg/cm}^2$
- Vigas de Acero Estructural M 270M; Grado 345 (A 709M; Grado 345) (AASHTO LRFD), (A 588; AASHTO Standard): con un  $Fy = 345 \text{ MPa} = 3500 \text{ Kg/cm}^2$
- Peso específico del Hormigón (  $2.4 \text{ Tn/m}^3$  )
- Peso específico del Acero (  $3.5 \text{ Tn/m}^3$  )
- Arriostramientos Acero ASTM A-36
- Conectores Acero ASTM A-36

### Especificaciones y cargas:

- Carga viva HL-93
- Normas AASHTO 2007 y 2010
- Elementos de hormigón: método de última resistencia
- Vigas metálicas: Método de esfuerzos de trabajo

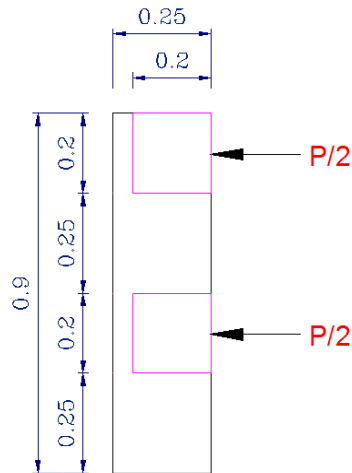
**DETALLE DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA:**



**Figura 20:** Detalle de la sección transversal típica.

### 6.7.5.2 DISEÑO DE POSTES

Se colocarán postes de hormigón armado, de acuerdo a la siguiente disposición por lo tanto se tendrá un total de 15 postes por cada lado.



**Figura 21:** Esquema del Poste y Pasamanos.

$$P = 4.54 \text{ Tn}$$

$$P/2 = 2.27 \text{ Tn}$$

b adoptado = 25 cm

Momento producido por la fuerza de colisión vehicular, desde la base del poste:

$$ME = P/2(0.35+0.80)$$

$$ME = 2.611 \text{ Tn-m}$$

Cálculo del peralte en función del momento obtenido:

$$d = \sqrt{\frac{2.611 \times 10^5}{1.5 * 11.951 * 25}}$$

$$d = 24.13 \text{ cm}$$

Se adopta postes de 0.25 m x 0.25 m

Para teoría elástica en flexión:

$$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad fc = 0.4 F'c$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad fs = 0.4 Fy$$

$$fc = 0.4 \times 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad fc = 84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fs = 0.6 \times 4200 \text{ K/cm}^2 \quad fs = 2520$$

$\text{Kg/cm}^2$

**Relación Modular:**  $n = Es / Ec$

Módulo de Elasticidad del Hormigón (  $Ec$  ), según AASHTO 5.4.2.4

$$Ec = 0.043 \gamma_c 1.5 \sqrt{F'c} \quad \gamma_c: \text{densidad del hormigón (kg/m}^3)$$

$$Ec = 23168.34 \text{ MPa} \quad F'c: \text{resistencia del hormigón en MPa}$$

Módulo de Elasticidad del Acero (  $Es$  ), según AASHTO 5.4.3.2

$$Es = 200000 \text{ MPa}$$

Entonces la relación modular es:

$$n = \frac{23168.34 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}}$$

$$n = 8.632$$

**Armadura:**

$$\text{Recubrimiento} \quad r = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte} \quad d = 25 \text{ cm}$$

$$f_s = 1.5 f_s = 3780 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (incremento de esfuerzo admisible)}$$

$$A_s = M / f_s * j * d$$

$$A_s = \frac{2.611 * 10^5 \text{ kg}}{3780 \text{ Kg/cm}^2 * 2520 \text{Kg/cm}^2 * 0.894 * 22 \text{cm}}$$

$$A_s = 5.27 \text{cm}^2$$

Usar 3 Ø 16 mm en las 2 caras (6 Ø 16 mm / poste)

### CHEQUEO DEL CORTANTE:

$$V \text{ máx} = V_u = P \qquad v_c = 8.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1680 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ( sin incremento de esfuerzos admisibles)}$$

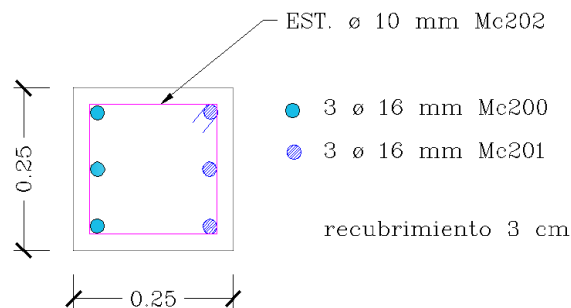
Se usarán estribos de Ø 10 mm;

$$S = A_v * F_y/v * h$$

$$A_v = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$S = 12.78 \text{ cm}$$

Usar 1 Ø 10 mm @ 0.10 m



**Figura 22:** Armado del poste.



### 6.7.5.3 DISEÑO DEL PASAMANOS

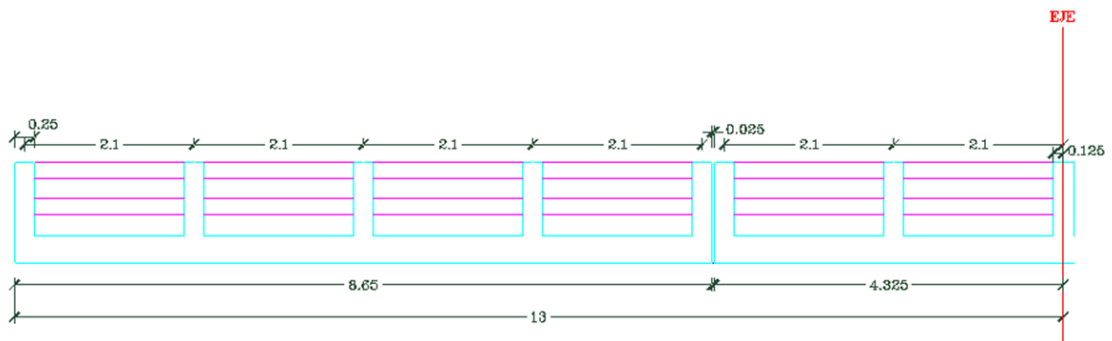
Se colocarán pasamanos de hormigón armado, de acuerdo a la configuración la Longitud de barandas (Lb) de pasamanos será:

$$Lb = \text{Luz} - \# \text{ de postes} * a - \text{Juntas}$$

$$Lb = 26 \text{ m} - 15 * 0.25 \text{ m} - 2 * 0.025 \text{ m}$$

$$Lb = 22 \text{ m}$$

Ancho adoptado:  $b = 0.20 \text{ m}$



**Figura 23:** Configuración de postes y pasamanos.

$$P = 4.54 \text{ Tn.}$$

$$M = + P''L/6$$

$$P'' = P/2$$

$$M = 2.27 \times 1.85 / 6$$

$$L = 1.85 \text{ m.}$$

$$M = 0.700 \text{ Tn-m}$$

$MR = Rb * d^2$  Para el Momento Resistente, se considera un incremento de esfuerzos admisibles en un 50% (Cargas accidentales).

$$MR = 1.5 Rb d^2$$

$$d = MR / 1.5 Rb$$

$$d = \sqrt{\frac{0.70 \times 10^5}{(1.5 * 11.951 * 20)}}$$

$$d = 13.972 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se adopta un pasamano de 0.20 x 0.20 m.

$$r = 3 \text{ cm.}$$

$$d = 17 \text{ cm.}$$

$$A_s = M / f_s j d \quad A_s = 1.828 \text{ cm}^2$$

Se coloca 2 Ø 12 mm en ambas caras (4 Ø 12 mm. / Pasamano)

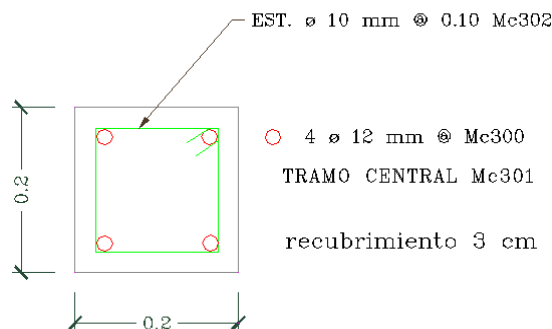
$$\text{Cortante} \quad V_{\text{máx}} = P'' = 2.27 \text{ Tn}$$

$$v = V_{\text{máx}} / b * dv = \quad v = 6.676 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Usar estribos de 10 mm.} \quad A_v = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$S = A_v f_s / (v - v_c) b \quad S = 19.753 \text{ cm.}$$

**ARMADO:** Usar Ø 10 mm. @ 0.10 m.



**Figura 24:** Armado de pasamano.

#### 6.7.5.4 DISEÑO DEL TABLERO

La superestructura del puente sobre el río Pita está constituida por 8 vigas metálicas y tablero de hormigón

$$S = d + b/2$$

$$d = 3.0 - 0.3$$

$$d = 2.70$$

$$b = 0.30$$

$$S = 2.70 + 0.30 / 2$$

$$S = 2.85 \text{ m}$$

#### 6.7.5.4.1 CARGAS DE DISEÑO

##### ❖ CARGAS MUERTAS

#### ANÁLISIS DEL VOLADO

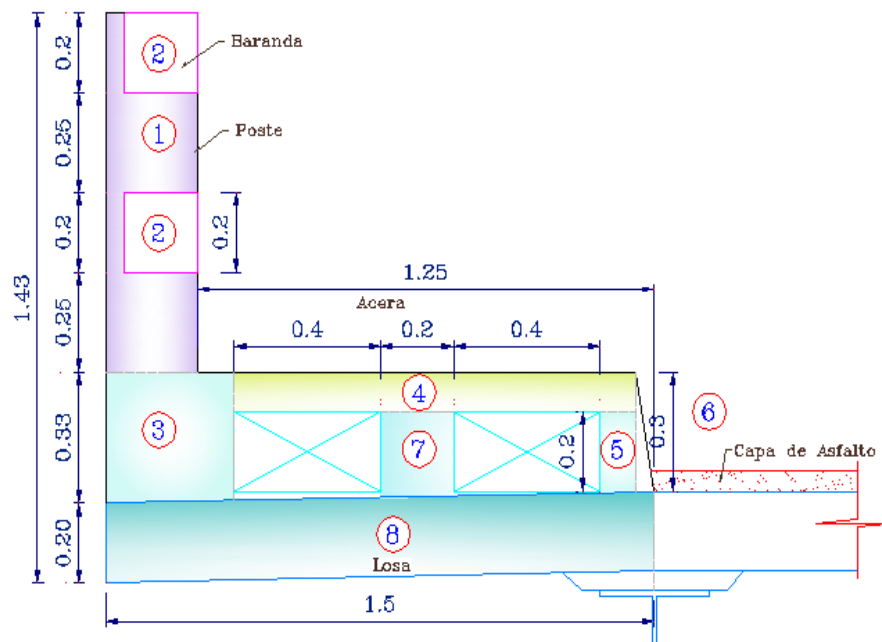


Figura 25: Esquema de la estructura del volado.

### Cálculo de peso por metro lineal de cada elemento

1.- Postes	$0.25 \times 0.25 \times 0.90 \times 2.40 \times 15 / 26 =$	0.078	Tn/m
2.- Pasamanos	$0.20 \times 0.20 \times 2.40 \times 2 \times 22.2 / 26 =$	0.164	Tn/m
3.- Poste (vereda)	$0.30 \times 0.35 \times 2.40 =$	0.252	Tn/m
4.- Loseta de vereda	$1,1 \times 0,10 \times 2.40 =$	0.264	Tn/m
5.- Vereda	$0.10 \times 0.20 \times 2.40 =$	0.048	Tn/m
6.- Vereda	$(0.05 \times 0.30) / 2 \times 2.40 =$	0.018	Tn/m
7.- Vereda	$0.20 \times 0.20 \times 2.40 =$	0.096	Tn/m
8.- Losa	$1,50 \times 0.20 \times 2.40 =$	0.720	Tn/m

### Determinación de Momentos:

Figura	Pesos Tn/m	Brazo m	Momento Tn-m/m
1	0.08	1.38	0.107
2	0.16	1.35	0.221
3	0.25	1.33	0.334
4	0.26	0.65	0.172
5	0.05	0.10	0.005
6	0.02	0.03	0.001
7	0.10	0.65	0.062
8	0.72	0.75	0.540
		<b>Mcm =</b>	<b>1.442</b>

Tabla 18: Resumen de Momentos de cargar muerta en volado.

### TRAMO Y APOYOS INTERNOS

$$M_{cm} = w_{cm} S^2 / 8$$

Para 1 m de ancho:

#### ❖ CARGA MUERTA

$$\text{Losa} = 0.20 \times 1 \times 2.40 = 0.48 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Capa de asfalto} = 0.05 \times 1 \times 2.20 = 0.11 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Total Carga Muerta: } \quad \mathbf{w_{cm} = 0.59 \text{ Tn/m}}$$

Determinación del Momento:

$$M_{cm} = \frac{0.59 \text{ Tn/m} * (2.852\text{m})^2}{8}$$

$$M_{cm} = 0.599\text{Tn} - \text{m}$$

### ❖ CARGAS VIVAS

Camión de Diseño: HL – 93

$$Pr = 7.40 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso} = 33.20 \text{ Tn}$$

$$\text{Tándem} = 22.40 \text{ Tn}$$

$$\text{Carga carril} = 0.96 \text{ Tn/m}$$

### MOMENTO POR CARGA VIVA EN EL VOLADO:

$$M_{cv} = Pr / E (x)$$

$$\text{Ancho de distribución (E):} \quad E = 0.08x + 1.143$$

Cálculo del Impacto (I):

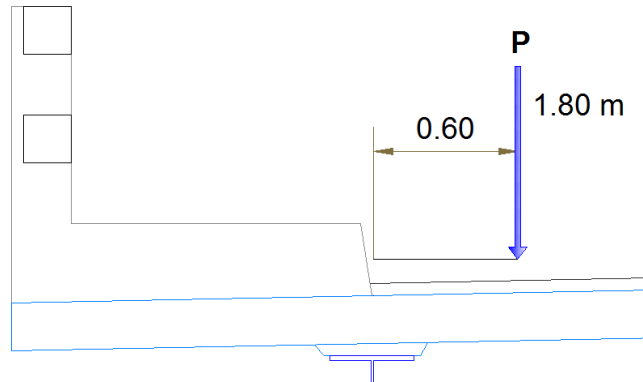
$$I = 1 + \frac{15.24}{(L + 38)}$$

$$I = 1 + \frac{15.24}{(26 + 38)}$$

$$I = 1.24 \leq 1.3$$

$$I = 1.24$$

1.- Posición Normal:



**Figura 26:** Momento por carga viva en el volado.

$$E = 0.833 * 0.6 \text{ m} + 1.14$$

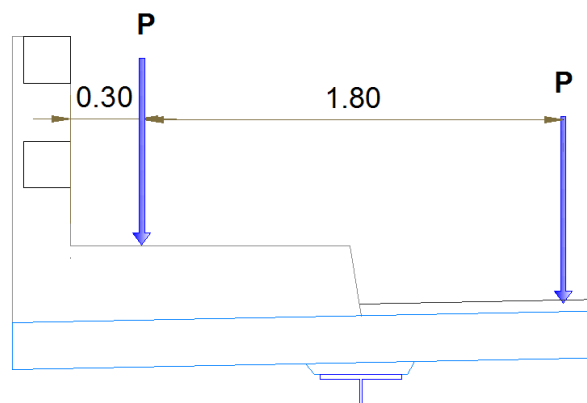
$$E = 1.64 \text{ m}$$

$$M_{cv + i} = 1.24 * (7.40/1.64)(0.6)$$

$$M_{cv + i} = 3.520 \text{ Tn} - \text{m/m}$$

## 2.- Posición accidental

Se asume cuando el camión se encontraría sobre la vereda, el eje ubicado a 0.3 m desde el borde interno de la baranda, con lo cual se determina x a partir del eje de la viga.



**Figura 27:** Posición de máxima excentricidad accidental de la carga de rueda.

$$x = 1.5 - 0.25 - 0.3$$

$$x = 0.95 \text{ m}$$

$$E = 0.833 * 0.95 \text{ m} + 1.14$$

$$E = 1.93 \text{ m}$$

$$M_{cv + i} = 1.24 * (7.40/1.93)(0.95)$$

$$M_{cv + i} = 4.73 \text{ Tn} - \text{m/m}$$

### **MOMENTO POR CARGA VIVA EN TRAMO Y APOYOS INTERIORES:**

$$M_{cv + i} = + 1.24x 0.80x (S+0.61) x Pr / 9.74$$

$$M_{cv + i} = + 1.24x 0.80x (2.825 + 0.61) x 7.40 / 9.74$$

$$M_{cv + i} = 2.604 \text{ Tn-m/m}$$

#### **6.7.5.4.2 MOMENTOS DE DISEÑO**

Grupo I	$M_u = 1.30 (M_{cm} + 1.67 (M_{cv} + i))$	Posición normal
---------	---	-----------------

	$M_u = 1.30 (M_{cm} + 1.00 (M_{cv} + i))$	Posición accidental
--	---	---------------------

Volado:

$$M_u = 9.516 \text{ Tn-m Posición normal}$$

$$M_u = 8.026 \text{ Tn-m Posición accidental}$$

Tramo y apoyos:

$$M_u = 1.3 * (M_{cm} + 1.67 * M_{cv} + I)$$

$$M_u = 1.3 * (1.442 \text{ Tn} - \text{m} + 1.67 * 2.604 \text{ Tn} - \text{m})$$

$$M_u = 6.432 \text{ Tn-m}$$

### 6.7.5.4.3 CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO:

A flexión

#### DATOS:

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} & t &= 20 \text{ cm} \\ r &= 3.0 \text{ cm} & d &= 17.0 \text{ cm} \\ F_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 & F'_c &= 280 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

#### VOLADO

Se toma el mayor valor de Momento obtenido por posición normal y posición accidental.

$$M_u = 9.516 \text{ Tn-m/m}$$

#### FÓRMULAS:

$$k = \frac{M_u}{\phi B d^2 F'_c}$$

$$k_{\text{máx}} = \frac{1}{2.36}$$

$$\rho = \frac{F'_c}{F_y} \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 k}}{1.18}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \left\{ 0.85 \beta_1 \frac{F'_c}{F_y} \frac{6300}{6300 + F_y} \right\}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{F_y}$$

#### SOLUCIÓN:

$$k = \frac{9.516 \times 10^5 \text{ Tn} - \text{cm}}{0.9 * (100\text{cm}) * (17\text{cm})^2 * 280 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$k = 0.131$$



$$k \text{ máx} = 0.424$$

$$\rho = \frac{280 \text{ Kg/cm}^2}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.131}}{1.18}$$

$$\rho = 0.010$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.022$$

$$p \text{ mín} < \rho < p \text{ máx}$$

$$0.003 < 0.010 < 0.022$$

VERDADERO

$$\text{As calculado} = \rho * b * d$$

$$\text{As cal} = 16.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$7 \quad \emptyset \quad 14 \quad \text{mm} \quad = \quad 10.78 \quad \text{cm}^2$$

$$5 \quad \emptyset \quad 12 \quad \text{mm} \quad = \quad 5.65 \quad \text{cm}^2$$

$$\text{As real} = 16.431 \text{ cm}^2$$

Acero superior a colocarse: 1  $\emptyset$  14mm @ 0.15m

+ 1  $\emptyset$  12mm @ 0.20m

**TRAMO Y APOYOS INTERNOS:**

$$\text{Mu} = 6.432 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{As cal} = 10.59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Acero real:} \quad 7 \quad \emptyset \quad 14 \quad \text{mm} \quad = \quad 10.78 \quad \text{cm}^2$$

$$\text{As real} = 10.78 \text{ cm}^2$$

usar 1 Ø 14mm @ 0.15 m superior

usar 1 Ø 14mm @ 0.15 m inferior

### **Armadura de distribución (Asd):**

Se coloca en la parte inferior del tablero entre caras de vigas

$$P = 121/\sqrt{(S)} < 67\%$$

$$P = 121/\sqrt{(2.85)} < 67\%$$

$P = 71.674 \% > 67\%$  Por lo tanto se utiliza el porcentaje máximo.

$$Asd = 0.67 * As(+)$$

$$Asd = 0.67 * 10.59 \text{ cm}^2$$

$$Asd = 7.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero real: } 7 \quad \text{Ø} \quad 12 \quad \text{mm} \quad = \quad 7.92 \quad \text{cm}^2$$

Usar: 1 Ø 12 mm. @ 0.15 en (Tramo)

1 Ø 12 mm. @ 0.30 en (Apoyo)

### **Armadura de temperatura (Ast):**

Se coloca en la parte superior del tablero

$$Ast = 2.64 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{usar 1 Ø 10 mm. @ 0.25 m.}$$

$$Ast = 0.0018 * b * d$$

$$Ast = 3.06 \text{ cm}^2 \quad \text{usar 1 Ø 10 mm. @ 0.25 m.}$$

$$As \text{ real} = 3.14 \text{ cm}^2$$

### 6.7.5.4.4 ARMADO DEL TABLERO

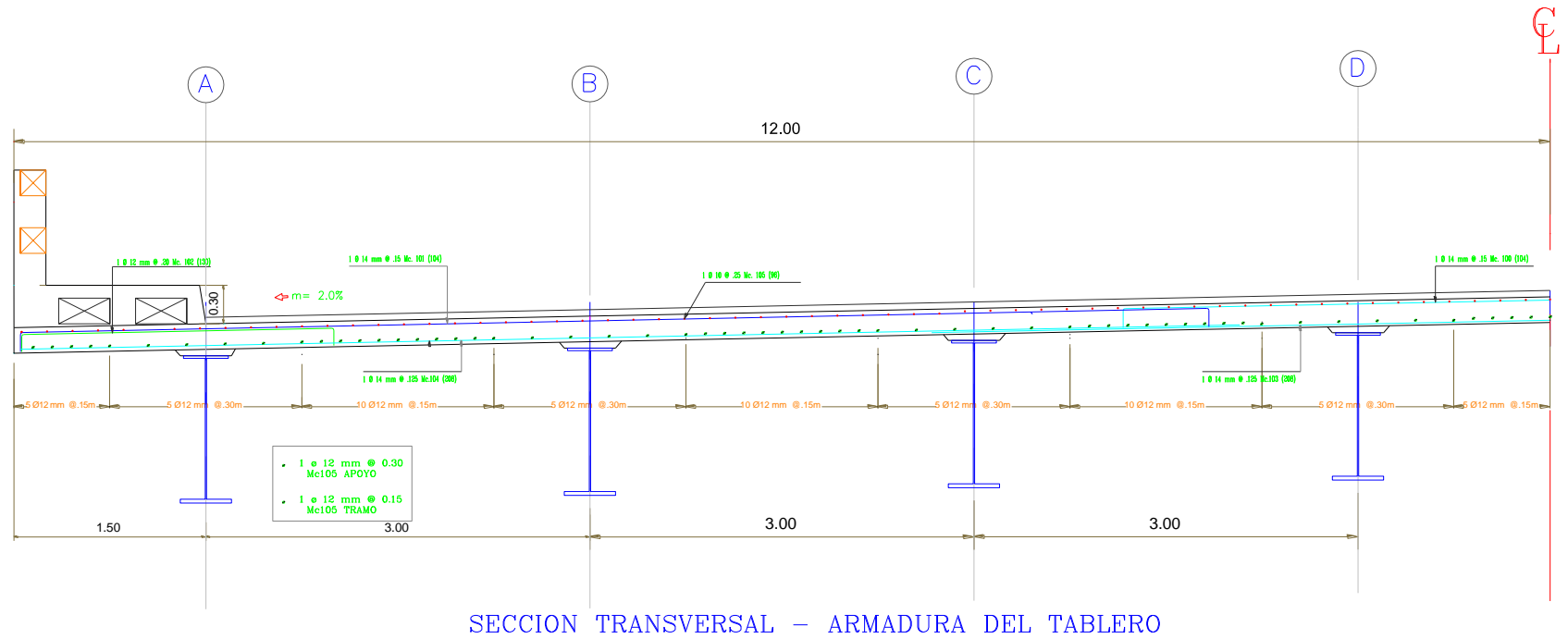


Figura 28: Armado del tablero

### 6.7.5.5 CÁLCULO Y DISEÑO DE VIGAS METÁLICAS

$L = 26$	m	Longitud total del puente
$L_c = 25.5$	m	Luz de cálculo
$A = 24$	m	Ancho total del puente
$N^\circ = 4$	u	Número de vías
$S_v = 3.0$	m	Separación entre vigas
$t = 20$	cm	Espesor del tablero
$B = 2.4$	m	Ancho colaborante del tablero
$N_v = 8$	u	Número de vigas
$F'_c = 280$	$\text{Kg/cm}^2$	Resistencia a la compresión del hormigón
$F_y = 3500$	$\text{Kg/cm}^2$	Esfuerzo Mín. de Fluencia del acero estructural A588
$F_y = 2350$	$\text{Kg/cm}^2$	Esfuerzo Mínimo de Fluencia del acero A 36
$\gamma_{\text{Hor}} = 2400$	$\text{Kg/cm}^3$	Peso específico del Hormigón
$\gamma_{\text{Acero}} = 7850$	$\text{Kg/cm}^3$	Peso específico del Acero Estructural
$E_s = 2.03 \text{ E}+06$		Módulo de elasticidad del acero (AASHTO 5.4.3.2)
$E_c = 0.043 \gamma_c 1.5\sqrt{f'_c}$		Módulo de elasticidad del hormigón (AASHTO 5.4.2.4)
$n = 8$		Relación Modular (AASHTO C6.10.1.1.1b)

Se usarán vigas metálicas de alma llena que trabajarán en conjunto con el tablero.

### 6.7.5.5.1 CARGAS

Antes de proceder al cálculo se realiza una comparación de cargas muertas y cargas vivas entre viga interior y exterior.

#### ❖ CARGAS MUERTAS:

##### Cargas Muertas Permanentes (wcm)

##### Viga exterior:

Las cargas que se toman en cuenta para efectos de comparación son las del tablero, cartelas y viga metálica postes, pasamanos, veredas y carpeta de rodadura se consideran como cargas posteriores.

Tablero	$0.20\text{m} \times 3.0\text{m} \times 2.41\text{Tn/m}^3$	=	1.44	Tn/m
Cartelas	$0.40\text{m} \times 0.05\text{m} \times 2.41\text{Tn/m}^3$	=	0.048	Tn/m
Peso viga metálica		=	0.234	Tn/m
	<b>Sumatoria wcm</b>	=	<b>1.722</b>	<b>Tn/m</b>

##### Viga interior:

Tablero	$0.20\text{m} \times 3.0\text{m} \times 2.41\text{Tn/m}^3$	=	1.44	Tn/m
Cartelas	$0.40\text{m} \times 0.05\text{m} \times 2.41\text{Tn/m}^3$	=	0.048	Tn/m
Peso viga metálica		=	0.234	Tn/m
	<b>Sumatoria wcm</b>	=	<b>1.722</b>	<b>Tn/m</b>

**Nota:** El peso tanto de la viga exterior y viga interior se obtiene el mismo debido a que poseen el mismo ancho cooperante.

##### Cargas Acabados o Cargas Posteriores (wcpo):

$$\text{Postes:} \quad 0.25 \times 0.25 \times 0.90 \times 2.41 \times 15 / 26 = 0.156 \text{ Tn/m (2)}$$

$$\text{Pasamanos:} \quad 0.20 \times 0.20 \times 22.2 \times 4 \times 2.41 / 26 = 0.328 \text{ Tn/m (4)}$$

$$\text{Aceras:} \quad (((1.5 \times 1.45) \times 0.3 / 2) - (0.8 \times 0.2)) \times 2.41 \times 2 = 1.356 \text{ Tn/m (2)}$$

$$\text{Capa de Rodadura:} \quad 21 \times 0.05 \times 2.20 = 2.310 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Sumatoria} = 4.150 \text{ Tn/m}$$

Son 8 vigas:

$$\text{Wc pos / viga} = 0.519 \text{ Tn/m}$$

#### ❖ CARGAS VIVAS (wcv):

Según la AASHTO 3.6.1.2.2 se considera el Camión HL 93 como el camión de diseño.

#### Sobrecarga HL - 93

$$P = 7.40 \text{ Tn}$$

$$\text{EJE 1: } 0.5 P = 3.700 \text{ Tn}$$

$$\text{Por vía (wcv)} = 0.952 \text{ Tn/m}$$

$$\text{EJE 2: } 2 P = 14.800 \text{ Tn}$$

$$P_c = 11.791 \text{ Tn}$$

$$\text{EJE 3: } 2 P = 14.800 \text{ Tn}$$

$$P_m = 8.163 \text{ Tn}$$

$$\text{Total (R): } 4.5 P = 33.300 \text{ Tn}$$

#### Carga Viva Peatonal:

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

$$3.6 \times 10^{-3} \text{ MPa Equivale a } 360 \text{ Kg/m}^2$$

Ancho libre de acera = Longitud del volado - Ancho del poste

Ancho libre de acera = 1.5 m - 0.25 m

Ancho libre de acera = 1.25 m

Por viga =  $0.36 \text{ Tn/m}^2 \times 1.25\text{m} \times 2 / 8$

**Por viga = 0.113 Tn/m**

### **IMPACTO:**

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{(\text{Li} + 38)}$$

La luz de impacto se tomará:

- Momento  $\text{Li} = \text{Lc}$
- Corte  $\text{Li} = \text{Lc} - x$

Factor de Distribución:

Viga interior:

$\text{Fd int} = \text{S} / 1.676$   $\text{S} = 3\text{m}$ ; Separación entre vigas

$\text{Fd int} = 1.790$

Viga exterior:

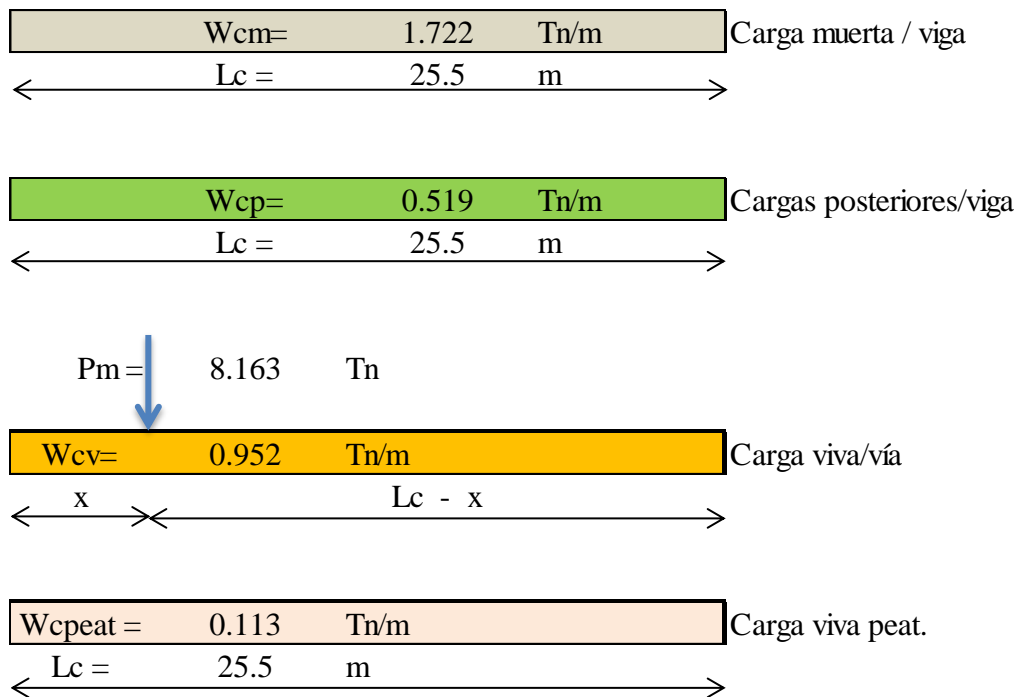
$\text{Fd ext} = (d1+d2)/\text{S}$

$\text{Fd ext} = 1.823$

### **6.7.5.5.2 CALCULO DE MOMENTOS**

**Momentos de Carga Muerta Permanente, Posteriores y Carga Viva + Impacto y Peatonal.**

Los puntos determinados como críticos serán donde se encuentran ubicados los rigidizadores transversales tanto en apoyos como en ejes. Adicionalmente se adoptará un punto ( $x = 12.04$  m), al ser en este punto donde se produce el mayor momento debido a Carga Vehicular. Comprobado mediante el Teorema de Barré.



**Figura 29:** Cargas actuantes sobre la viga

**Momento por Carga Distribuida:**

$$M_x = \frac{W_x}{2} (L_c - x)$$

**Momento por Carga Puntual:**

$$M_x = \frac{(L_c - x)}{L_c} P_x$$

$$M_{cv} + I = \frac{M_{cv}/vía}{N^\circ \text{ ejes long}} F_d * I$$



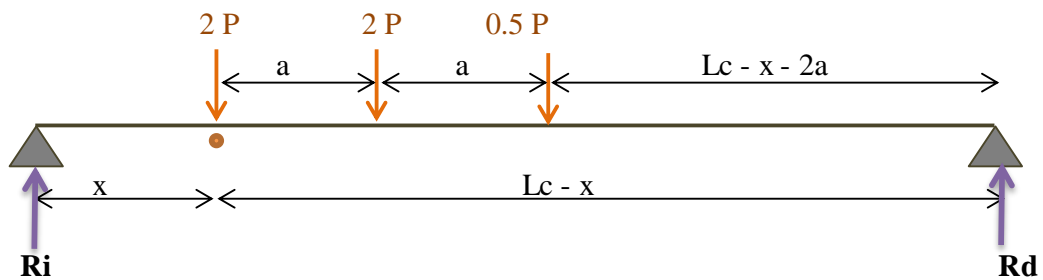
"Para obtener el momento de carga viva por viga, se debe dividir el momento por vía para el número de ejes longitudinales y multiplicar por FD e incluir el valor de Impacto."

$$P = 7.4 \text{ Tn}$$

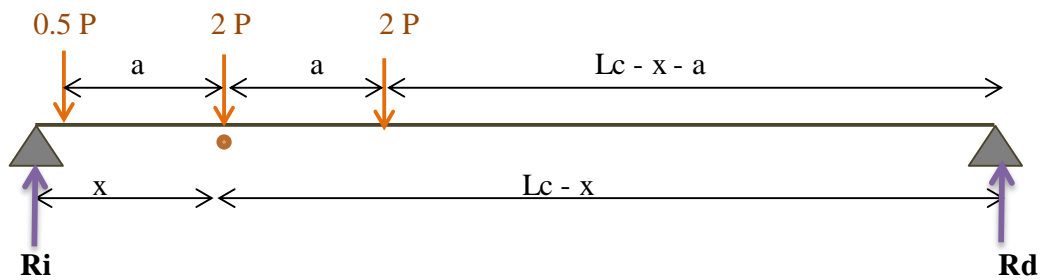
$$a = 4.27 \text{ m (Separación entre ejes)}$$

**POSICIÓN 1:** Eje posterior sobre el punto investigado

$$M_x = R_i x$$



**POSICIÓN 2:** Eje central sobre el punto investigado



**Figura 30:** Diagrama de posiciones de los ejes del Camión.

$$M_x = R_i x - 0.5P * a \quad \text{ó} \quad M_x = R_d (L - x) - 2P * a$$

**DATOS:**  $L_c = 25.5 \text{ m}$

$S_v = 3.0 \text{ m}$

$$w_{cm} = 1.722 \text{ Tn/m}$$

$$w_{cpost} = 0.519 \text{ Tn/m}$$

$$w_{cv} = 0.952 \text{ Tn/m}$$

$$w_{cvpeat.} = 0.113 \text{ Tn/m}$$

$$P = 7.40 \text{ Tn}$$

$$I = 0.24$$

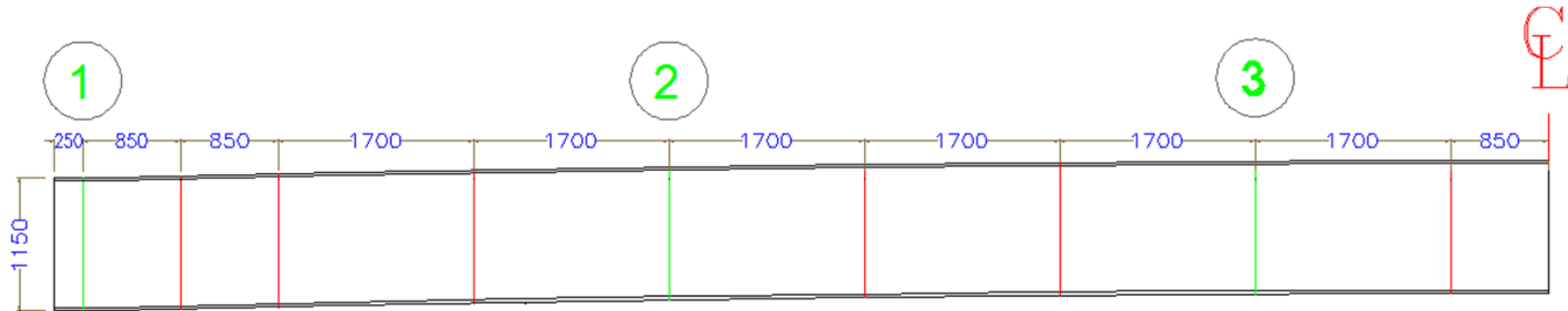
$$F_i = 1.24$$

$$F_d = 1.79$$

$$N^\circ \text{ vías} = 4$$

$M_{CV} + I$  "Corresponde al mayor momento comparado entre los momentos obtenidos por las dos posiciones del camión de diseño, momentos que serán comparados con el producido por la carga equivalente el cual será añadido el valor producido por carga peatonal. "

**RESUMEN DE MOMENTOS EN PUNTOS CRÍTICOS (X):**



**Figura 31:** Esquema de ubicación de rigidizadores transversales intermedios.

X m	M <sub>cm</sub> Tn-m	M <sub>cposterior</sub> Tn-m	M <sub>cv+i(equiv)</sub> Tn-m	M <sub>cv+i(pos 1)</sub> Tn-m	M <sub>cv+i(pos 2)</sub> Tn-m	M máximo Tn-m	M <sub>cvpeat.</sub> Tn-m	M <sub>CV+I</sub> Tn-m
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.85	18.04	5.43	8.91	13.43	5.54	13.43	1.18	14.61
1.70	34.84	10.49	17.20	25.81	18.83	25.81	2.28	28.08
3.40	64.70	19.49	31.95	47.43	42.23	47.43	4.23	51.65
5.10	89.58	26.98	44.23	64.86	61.45	64.86	5.85	70.71
6.80	109.48	32.98	54.06	78.10	76.48	78.10	7.15	85.25
8.50	124.41	37.48	61.44	87.15	87.32	87.32	8.13	95.45
10.20	134.37	40.47	66.35	92.02	93.97	93.97	8.78	102.75
11.90	139.34	41.97	68.81	92.70	96.43	96.43	9.10	105.54
12.04	139.53	42.03	68.90	92.57	96.45	<b>96.45</b>	9.12	<b>105.57</b>
12.75	<b>139.97</b>	<b>42.16</b>	69.11	91.47	96.10	96.10	9.14	105.24

**Tabla 19:** Evaluación de momentos

## COMPROBACIÓN DE MOMENTOS MÁXIMOS:

### Momento Máximo por Carga Muerta (M<sub>máx cm</sub>):

$$M_{\text{máx cm}} = W_{\text{cm}} * L^2 / 8$$

$$M_{\text{máx cm}} = 139.97 \text{ Tn}$$

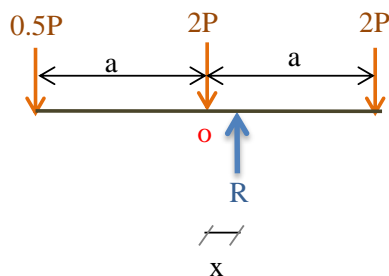
### Momento Máximo por Carga Muerta Posteriores o de Acabados (M<sub>máx post</sub>):

$$M_{\text{máx post}} = W_{\text{cp}} * L^2 / 8$$

$$M_{\text{máx post}} = 42.16 \text{ Tn}$$

### Momento Máximo por Carga Viva

## TEOREMA DE BARRÉ



**Figura 32:** Equilibrio de las fuerzas de los ejes del camión.

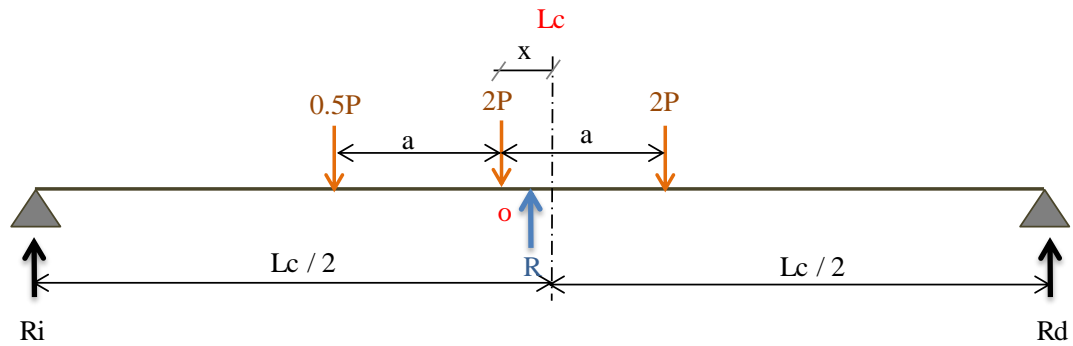
$$\sum M_o = 0$$

$$0.5P * 4.27 + R_x - 2P * 4.27 = 0$$

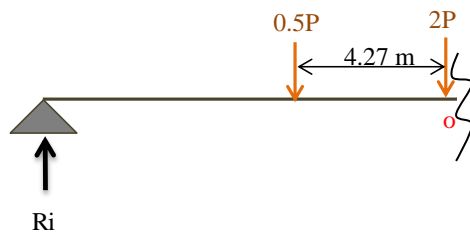
$$\text{Si } P = 7.4 \text{ Tn} \quad \text{Camión de Diseño HL}$$

93

$$x = 1.4233 \text{ m}$$



**Figura 33:** Posición de los ejes del camión para Mcv por Teorema de Barré.



**Figura 34:** Fuerzas para Mcv Máximo.

$$\sum M_o = 0 \quad R_i(12.29) - 0.5P(4.27) = M_{\text{máx}}$$

Sumatoria Momentos respecto al eje derecho de la figura..

$$\sum M_d = 0 \quad R_i(L_c) = 0.5P(L_c/2 + x + a) + 2P(L_c/2 + x) + 2P(L_c/2 + x - a)$$

Reemplazando en la ecuación anterior se obtiene la siguiente Mcv máximo en función de P, y P del Camión de diseño HL 93 es 7.4 Tn:

$$M_{\text{cv máx}} = 23.49 P$$

$$M_{\text{cv máx}} = 173.82 \text{ Tn}$$

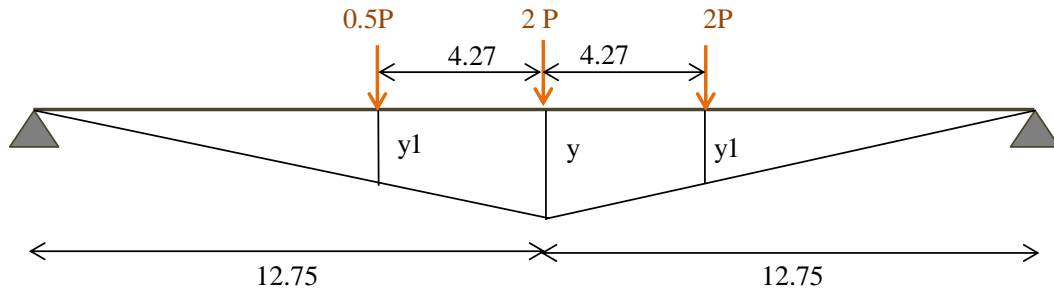
**Incluyendo Fd (Factor de distribución) y el valor de Impacto se obtiene:**

$$M_{\text{máx}} = 385.80 \text{ Tn-m} / N^{\circ} \text{ Ejes Longitudinales}$$

$$M_{\text{máx}} = 98.549 \text{ Tn-m}$$

Difiere debido a que en este es calculado con  $L = 26\text{m}$  y distancia entre ejes es a  $4.27\text{m}$ .

## LÍNEAS DE INFLUENCIA



**Figura 35:** Posición de los ejes para del camión para cálculo de  $M_{cv}$  por Líneas de Influencia.

### Momento calculado en el $L/2$

$$M_{cv} = 0.5 P y_1 + 2 P y + 2 P y_1$$

$$M_{cv} = 23.913 P$$

**Incluyendo  $F_d$  (Factor de distribución) y el valor de Impacto se obtiene:**

$$M_{cv} = 392.8 P / \text{N}^\circ \text{ Ejes Longitudinales}$$

$$M_{cv} = 98.190 T_n$$

Momento en el punto medio y calculado con  $L = 26\text{m}$  y distancia entre ejes  $4.27\text{m}$ .

### 6.7.5.5.3 MOMENTOS POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$E_t$  : Deformación unitaria por dilatación térmica

$$E_t = 1.08E-05$$

$E_s$  : Deformación unitaria por contracción

$$E_s = 2.00E-04$$

Dt : Variación de temperatura

$$Dt = 15 \% C$$

$$E_{total} = E_t * Dt + E_s = 3.62 E - 04$$

$$A_h = B * t / N; \quad B = 12 t \quad A_h = 12 * 20cm * 20cm / 8$$

$$A_h: \text{Área de hormigón sección n} \quad A_h = 600 \text{ cm}^2$$

t: Espesor del tablero

N: Número de vigas

#### **FUERZA DE CONTRACCION Y TEMPERATURA (P)**

**P:** Fuerza de contracción y temperatura aplicada en el c.g. de la sección de hormigón.

$$\text{Esfuerzo} = E * E$$

$$\text{Esfuerzo} = P / A$$

Igualando las ecuaciones:

$$P = A * E * E; \quad A = A_h$$

$$P = 600 * 2.03 E + 06 * 3.62 E - 04$$

$$P = 440916Kg$$

#### **6.7.5.5.4 CALCULO DE CORTES**

Los puntos de ubicación de los rigidizadores tienen que ver directamente con el esfuerzo cortante. Por lo cual son los puntos de cálculo de cortes.

**DATOS:**  $L_c = 25.50 \text{ m}$   $S_v = 3.00 \text{ m}$

$w_{cm} + w_{cpost} = 2.24 \text{ Tn/m}$

$w_{cpost} = 0.52 \text{ Tn/m}$

$w_{cv} = 0.952 \text{ Tn/m}$

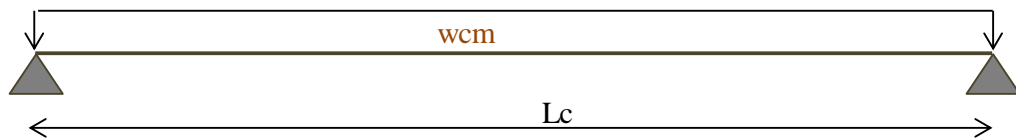
$P_c = 11.79 \text{ Tn}$

$I = 0.24$

$F_i = 1.24$

$F_d = 1.79$

### Cortes por Cargas Permanentes



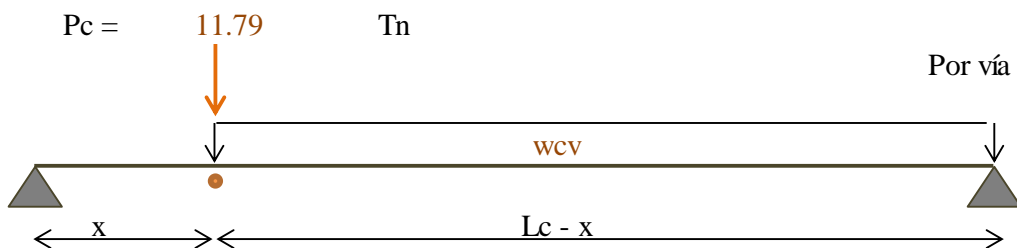
**Figura 36:** Corte por cargas permanentes.

$$V_{cm} + c_p = R - wx$$

$$R = (w_{cm} + w_{cpost}) * L_c / 2$$

$$V_{cm} + c_p = (w_{cm} + w_{cpost}) * (L_c/2 - x)$$

### Cortes por Carga Viva más Impacto ( $V_{cv+i}$ )



**Figura 37:** Corte por carga equivalente.

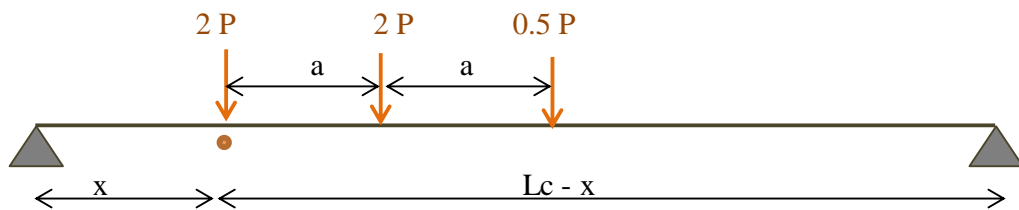


$$R_{izq} = \frac{w(L_c - x)}{2L_c} + \frac{P(L_c - x)}{L_c}$$

El corte de carga viva más impacto, por viga, se obtiene al dividir por 2 (ejes longitudinales) y multiplicar por FD. El impacto será calculado con la luz de impacto para corte:

$$R_{izq} = \frac{V_{cv}/vía}{2} FD * I$$

Para el cálculo del corte con el camión, se realiza la comparación con el corte obtenido por carga equivalente y el diseño se lo realiza con el mayor.



**Figura 38:** Corte por ejes del camión.

### Esfuerzos Cortantes

$$f_v = V_t / D \times t_w$$

$D = 110$  cm    Altura del alma de la viga

$t_w = 1$  cm    Espesor del alma de la viga

### RESUMEN DE CORTES EN PUNTOS CRÍTICOS (X):

X	V <sub>cm +cp</sub>	V <sub>cv+i (pos 1)</sub>	V <sub>cv+i (equiv)</sub>	V máx. (Tn)	V <sub>tcvpeat.</sub>	V <sub>t (Tn)</sub>	f <sub>v (Kg/cm<sup>2</sup>)</sub>
0	28.569	32.898	26.556	32.898	1.434	62.901	571.83
0.85	26.664	31.749	25.303	31.749	1.339	59.752	543.20
1.7	24.760	30.596	24.075	30.596	1.243	56.599	514.54
3.4	20.951	28.277	21.694	28.277	1.052	50.279	457.08
5.1	17.141	25.938	19.412	25.938	0.861	43.940	399.45
6.8	13.332	23.578	17.231	23.578	0.669	37.580	341.63
8.5	9.523	21.195	15.151	21.195	0.478	31.196	283.60

**Tabla 20:** Resumen de Cortes.

Se determina el mayor cortante  $V = 62.901 \text{ Tn}$ , resultante de la Sumatoria de Cortante obtenido por Carga Muerta, Cortante por carga Viva mayor entre las las posiciones en estudio adicionado Cortante producido por la Carga peatonal.

#### **6.7.5.5.5 TENSIONES EN LAS SECCIONES**

En cualquier ubicación de la sección compuesta la tensión elástica debida a las cargas aplicadas según la especificación AASHTO en el Artículo 6.10.1.1.1, establece que deberá ser igual a la sumatoria de las tensiones provocadas por las cargas aplicadas separadamente a:

- La sección de acero,
- La sección compuesta a corto plazo, y
- La sección compuesta a largo plazo.

Para calcular las tensiones de flexión en las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta deberá consistir en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo del tablero de hormigón.

Para las cargas temporarias aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, el área del tablero de hormigón se deberá transformar utilizando la relación de módulos a corto plazo,  $n$ . Para las cargas permanentes que se suponen aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área del tablero de hormigón se deberá transformar usando la relación de módulos a largo plazo,  $3n$ . Cuando en el Estado Límite de Resistencia los momentos debidos a las cargas temporarias y permanentes sean de signo opuesto, la sección compuesta asociada se podrá utilizar con cada uno de estos momentos si la tensión neta resultante en el tablero de hormigón debido a la sumatoria de los momentos mayorados es de compresión.

#### **❖ PRIMERA ETAPA: ANÁLISIS DE LA VIGA SOLA**

Construcción del tablero de hormigón armado

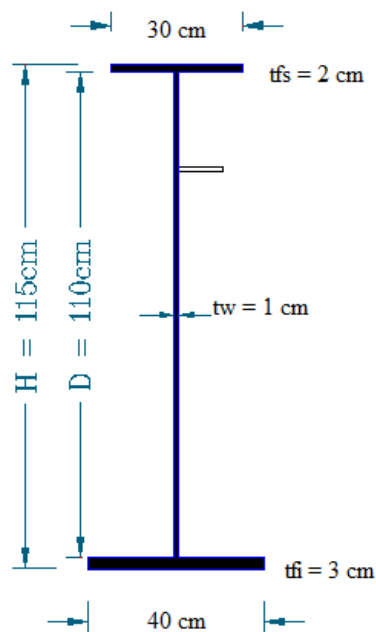
En esta etapa intervienen como carga, el peso propio de la viga más el peso propio del tablero.

**Momento por carga muerta:**

$$w_{cm} = 1.722 \text{ Tn/m}$$

$$M_{\text{máx cm}} = 139.97 \text{ Tn}$$

**Sección resistente:**



**Figura 39:** Sección resistente de la viga de acero.

**Propiedades Geométricas de la viga**

Secciones	Dimensiones (cm)		A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{y} t$ (cm)	$A\bar{y} t$ (cm <sup>3</sup> )	I <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> )	d (cm)	I <sub>o</sub> + A d <sup>2</sup>
Platabanda								
Ala inferior	40	3	120	1.5	180	90.000	46.1	255299.6333
Alma	1	110	110	58	6380	110916.667	-10.4	122776.1639
Rig long	10	1	10	88.5	885	0.833	-40.9	16715.30278
Ala superior	30	2	60	114	6840	20.000	-66.4	264424.8167
Suma		115	300		14285	111027.500		659215.9167

**Tabla 21:** Propiedades geométricas de la viga para la primera etapa.

$$y_b = \frac{\sum A y_t}{\sum A}$$

$$y_b = \frac{14285 \text{ cm}^3}{300 \text{ cm}^2}$$

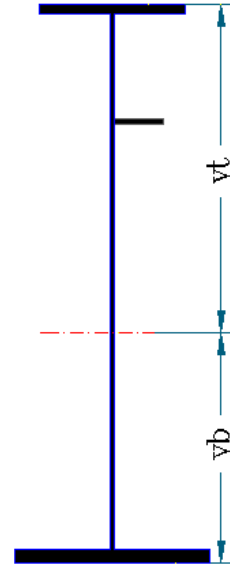
$$y_b = 47.6 \text{ cm}$$

Entonces  $y_t$  será:

$$y_t = H - y_b$$

$$y_t = 115 \text{ cm} - 47.6 \text{ cm}$$

$$y_t = 67.4 \text{ cm}$$



**Figura 40:** Sección de la viga en la primera etapa.

$y_t$ : Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más extrema en compresión

La distancia desde la base del patín inferior de la viga metálica hasta el centro de gravedad de la sección componente de la misma será de la siguiente manera:

$$\text{Ala inferior} = t_f / 2 = 3 \text{ cm} / 2 = 1.5 \text{ cm}$$

$$\text{Alma de la viga} = t_f + t_w / 2 = 3 \text{ cm} + 110 \text{ cm} / 2 = 58 \text{ cm}$$

Para el rigidizador longitudinal se debe considerar su altura de ubicación que es de 25 cm a partir del patín superior:

$$\text{Rigidizador longitudinal} = t_f + (t_w - 25 \text{ cm}) + \text{espesor del rigidizador} / 2$$

$$\text{Rigidizador longitudinal} = 3 \text{ cm} + (110 - 25) \text{ cm} + 1 \text{ cm} / 2 = 88.5 \text{ cm}$$

$$\text{Ala superior} = t_f + t_w + t_f / 2 = 3 \text{ cm} + 110 \text{ cm} + 2 \text{ cm} / 2 = 114 \text{ cm}$$

### Cálculo de la Inercia

La inercia de cada una de las secciones se realiza con la fórmula siguiente:

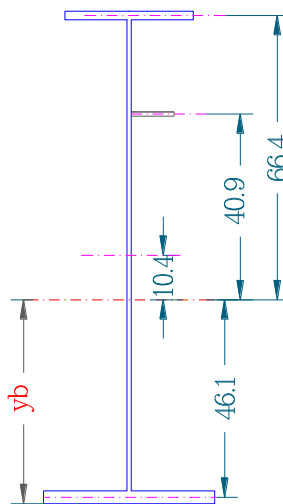
$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

Donde:        b: Base

                  h: Altura

**Distancia al centro de gravedad de cada sección (d):**

Constituye la distancia del centro de gravedad de la viga, hasta el centro de gravedad de la sección en estudio. Determinándose graficamente en el siguiente esquema:



**Figura 41:** Distancia del eje neutro de la viga hasta.

**MÓDULOS SECCIONALES:**

Los Módulos seccionales de interés corresponden a los de los niveles de la fibra más extrema sometida a compresión y de la fibra más extrema sometida a tracción:

$$zarr = \frac{I_{cg}}{yt}$$

$$z_{ab} = \frac{I_{cg}}{y_b}$$

**Donde:**

Zarr: Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión.

Zab: Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción.

Icg: Inercia con respecto al centro de gravedad.

Yt: distancia desde el eje neutro hasta la fibra más extrema en compresión.

yb: distancia desde el eje neutro hasta la fibra más extrema en tracción.

t: espesor de tablero de hormigón.

$$z_{arr} = \frac{659215.92 \text{ cm}^4}{67.40 \text{ cm}}$$

$$z_{arr} = 9783.1 \text{ cm}^3$$

$$z_{ab} = \frac{659215.92 \text{ cm}^4}{67.40 \text{ cm}}$$

$$z_{ab} = 13844.23 \text{ cm}^3$$

**ESFUERZOS EN LA VIGA**

Para el cálculo de los esfuerzos se lo realiza según la etapa constructiva, los esfuerzos calculados no deben superar a los esfuerzos admisibles tanto del hormigón como del acero.

$$F_{arr} = \frac{M}{z_{arr}}$$

$$F_{ab} = \frac{M}{z_{ab}}$$

**Donde:**

Farr: Esfuerzo de compresión en la fibra superior de la viga metálica.

Fab: Esfuerzo de tracción en la fibra inferior de la viga metálica.

Zarr: Modulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión.

Zab: Modulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción.

M: Momento por carga muerta.

$$F_{arr} = \frac{139.97 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{9783.1 \text{ cm}^3}$$

$$F_{arr} = 1430.699 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{ab} = \frac{139.97 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{13844.23 \text{ cm}^3}$$

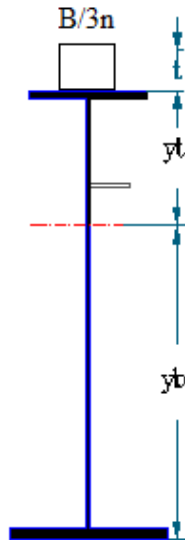
$$F_{ab} = 1011.009 \text{ Kg/cm}^2$$

❖ **SEGUNDA ETAPA: ANÁLISIS DE LA SECCIÓN COMPUESTA**  
(B/3n)

Sección compuesta total del puente (puente vacío)

$$w_{cpost} = 0.519 \text{ Tn/m}$$

$$M_{cab} = 42.16 \text{ Tn} - \text{m}$$



**Figura 42:** Sección resistente para la segunda etapa.

### Ancho Efectivo de losa:

El ancho de losa que trabajará en conjunto con las vigas será el menor de las siguientes distancias:

- Un cuarto de la longitud de claro promedio.
- Doce veces el espesor de la losa promedio, más el mayor del espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la viga.
- La distancia entre vigas adjuntas.
- En vigas exteriores, el ancho efectivo de losa es la mitad de las vigas interiores adjuntas, más el menor de los siguientes:
  - Un octavo de la longitud de claro efectiva.
  - Seis veces el espesor promedio de la losa, más el mayor de la mitad del espesor del alma o un cuarto del ancho del patín superior de la viga.
- La longitud del volado

$$B = 240 \text{ m}$$

$$B = \text{Ancho cooperante del hormigón en cm}$$

$n =$  relación de los módulos de elasticidad del acero y hormigón.



**Propiedades de la sección compuesta:**

Sección	Dimensiones (cm)		A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{y} t$ (cm)	A* $\bar{y} t$ (cm <sup>3</sup> )	I <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> )	d (cm)	I <sub>o</sub> + A d <sup>2</sup>
Losa	10	20	200	130	26000	6666.667	49.4	495331.6467
Viga			300	47.6	14285	659215.917	32.9533	984992.57
Suma			500		40285	665882.6		1480324.217

**Tabla 22:** Propiedades de la sección compuesta.

$$y_b = \frac{\sum A y_t}{\sum A}$$

$$y_b = 80.57 \text{ cm}$$

Entonces  $y_t$  será:

$$y_t = H - y_b$$

$$y_t = 115 \text{ cm} - 80.57 \text{ cm} = 34.4 \text{ cm}$$

$$y_{hor} = (H + 5 \text{ cm} + t) - y_b; \quad 5 \text{ cm de la cartela}$$

$$y_{hor} = (115 \text{ cm} + 5 \text{ cm} + 20 \text{ cm}) - 80.57 \text{ cm}$$

$$y_{hor} = 59.43 \text{ cm}$$

**MÓDULOS SECCIONALES:**

$$z_{arr} = \frac{I_{cg}}{y_t}$$

$$z_{arr} = \frac{1480324.217 \text{ cm}^4}{34.4 \text{ cm}}$$

$$z_{arr} = 42995.185 \text{ cm}^3$$

$$z_{ab} = \frac{I_{cg}}{y_b}$$

$$z_{ab} = \frac{1480324.217 \text{ cm}^4}{80.57 \text{ cm}}$$

$$z_{ab} = 18373.144 \text{ cm}^3$$

$$z_{hor} = \frac{I_{cg}}{y_{hor}}$$

$$z_{hor} = \frac{1480324.217 \text{ cm}^4}{59.43 \text{ cm}}$$

$$z_{hor} = 24908.703 \text{ cm}^3$$

## ESFUERZOS EN LAS SECCIONES

Farr: Esfuerzo en la fibra superior de la viga metálica.

Fab: Esfuerzo en la fibra inferior de la viga metálica.

M: Momento por cargas posteriores o de acabados

$$F_{arr} = \frac{M_{acab}}{z_{arr}}$$

$$F_{arr} = \frac{42.16 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{9783.1 \text{ cm}^3}$$

$$F_{arr} = 98.06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{ab} = \frac{M_{acab}}{z_{ab}}$$

$$F_{ab} = \frac{42.16 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{18373.144 \text{ cm}^3}$$

$$F_{ab} = 1011.009 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{hor} = \frac{Macab}{z_{hor}}$$

$$f_{hor} = \frac{42.16 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{24908.703 \text{ cm}^3}$$

$$f_{hor} = 169.26 \text{ Kg/cm}^2$$

### ESFUERZOS REALES EN EL HORMIGÓN:

Esfuerzo del hormigón = F sección equivalente / 3n

$$F_{hor} = \frac{f_{hor}}{3n}$$

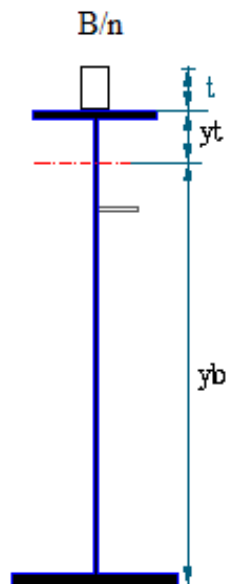
$$F_{hor} = \frac{169.26 \text{ Kg/cm}^2}{3 * 8}$$

$$F_{hor} = 7.05 \text{ Kg/cm}^2$$

### ❖ TERCERA ETAPA: ANÁLISIS DEL PUENTE EN SERVICIO

Sección compuesta del puente en servicio.

Momento Máximo por Carga Viva: **M<sub>máx cv</sub> = 132.878 Tn – m/vía**



**Figura 43:** Sección Resistente (Puente en servicio).

**Propiedades de la sección compuesta:**

Sección	Dimensiones (cm)		A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{y}$ t (cm)	A* $\bar{y}$ t (cm <sup>3</sup> )	I <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> )	d (cm)	I <sub>o</sub> + A d <sup>2</sup>
Losa	30	20	600	130	78000.0	20000	27.5	472467.5741
Viga			300	47.6	14285.0	659215.92	54.922	1564151.065
Suma			900		92285.0	679215.9		2036618.639

**Tabla 23:** Propiedades de la sección Resistente (Puente en servicio).

$$y_b = \frac{\sum A y_t}{\sum A}$$

$$y_b = 102.54 \text{ cm}$$

Entonces  $y_t$  será:

$$y_t = H - y_b$$

$$y_t = 115 \text{ cm} - 102.54 \text{ cm}$$

$$y_t = 12.5 \text{ cm}$$

$$y_{hor} = (H + 5 \text{ cm} + t) - y_b; \quad 5 \text{ cm de la cartela}$$

$$y_{hor} = (115 \text{ cm} + 5 \text{ cm} + 20 \text{ cm}) - 102.54 \text{ cm}$$

$$y_{hor} = 37.5 \text{ cm}$$

**MÓDULOS SECCIONALES:**

$$z_{arr} = \frac{I_{cg}}{y_t}$$

$$z_{arr} = \frac{2036618.639 \text{ cm}^4}{12.5 \text{ cm}}$$

$$z_{arr} = 163437.965 \text{ cm}^3$$

$$z_{ab} = \frac{I_{cg}}{y_b}$$

$$z_{ab} = \frac{2036618.639 \text{ cm}^4}{102.54 \text{ cm}}$$

$$z_{ab} = 19861.914 \text{ cm}^3$$

$$z_{hor} = \frac{I_{cg}}{y_{hor}}$$

$$z_{hor} = \frac{2036618.639 \text{ cm}^4}{37.5 \text{ cm}}$$

$$z_{hor} = 54366.21 \text{ cm}^3$$

## ESFUERZOS EN LAS SECCIONES

Farr: Esfuerzo en la fibra superior de la viga metálica.

Fab: Esfuerzo en la fibra inferior de la viga metálica.

Mcv+I: Momento por cargas posteriores o de acabados

$$F_{arr} = \frac{M_{cv} + I}{z_{arr}}$$

$$F_{arr} = \frac{105.57 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{163437.965 \text{ cm}^3}$$

$$F_{arr} = 64.591 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{ab} = \frac{M_{cab}}{z_{ab}}$$

$$F_{ab} = \frac{105.57 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{19861.914 \text{ cm}^3}$$

$$F_{ab} = 531.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{hor} = \frac{Macab}{z_{hor}}$$

$$f_{hor} = \frac{105.57 \times 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{54366.21 \text{ cm}^3}$$

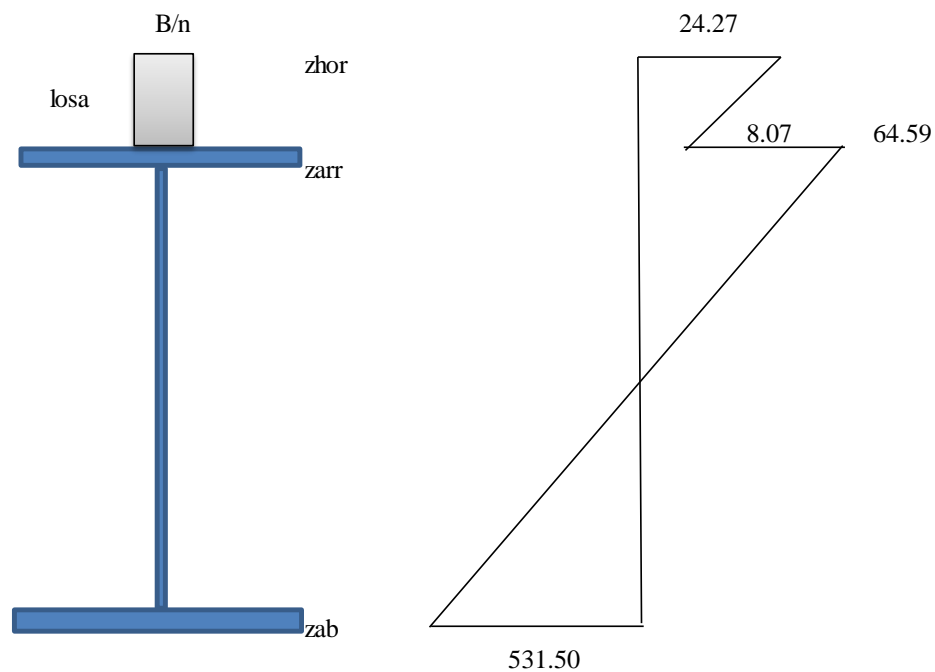
$$f_{hor} = 194.176 \text{ Kg/cm}^2$$

### ESFUERZOS REALES EN EL HORMIGÓN:

Esfuerzo del hormigón = F sección equivalente / n

$$F_{hor} = \frac{f_{hor}}{n} = \frac{194.176 \text{ Kg/cm}^2}{8}$$

$$F_{hor} = 24.27 \text{ Kg/cm}^2$$



**Figura 44:** Diagrama de esfuerzos finales (puente en servicio).

## Resumen de Esfuerzos en las Secciones.

ESFUERZOS EN LAS SECCIONES				
ABSCISA (m)	12.75	12.040	8.500	1.700
<b>SECCION ACERO</b>				
Area	300.00	300.00	300.00	300.00
y	47.62	47.62	47.62	47.62
I	659215.92	659215.92	659215.92	659215.92
Zab	13844.23	13844.23	13844.23	13844.23
Zarr.	9783.07	9783.07	9783.07	9783.07
<b>SECCION 3n</b>				
Area	500.00	500.00	500.00	500.00
y	80.57	80.57	80.57	80.57
I	1480324.22	1480324.22	1480324.22	1480324.22
Zab	18373.14	18373.14	18373.14	18373.14
Zarr.	42995.18	42995.18	42995.18	42995.18
z hormg.	24908.70	24908.70	24908.70	24908.70
<b>SECCION n</b>				
Area	900.00	900.00	900.00	900.00
y	102.54	102.54	102.54	102.54
I	2036618.64	2036618.64	2036618.64	2036618.64
Zab	19861.91	19861.91	19861.91	19861.91
Zarr.	163437.96	163437.96	163437.96	163437.96
z hormg.	54366.21	54366.21	54366.21	54366.21
<b>SOLICITACIONES</b>				
Mcm	139.97	139.53	89.58	34.84
Mcpst	42.16	42.03	26.98	10.49
Mcv+i	105.24	105.57	70.71	28.08
<b>ESFUERZOS G. I.</b>				
Fhor cp	7.05	7.03	4.51	1.76
Fhor hor cv+i	24.20	24.27	16.26	6.46
<b>Fhor total</b>	<b>31.25</b>	<b>31.30</b>	<b>20.77</b>	<b>8.21</b>
Farr cm	1430.70	1426.26	915.65	356.09
Farr cp	98.06	97.76	62.76	24.41
Farr cv+i	64.39	64.59	43.26	17.18
<b>Farr total</b>	<b>1593.15</b>	<b>1588.61</b>	<b>1021.67</b>	<b>397.67</b>
Fab cm	1011.01	1007.87	647.05	251.63
Fab cp	229.47	228.76	146.86	57.11
Fab cv+i	529.86	531.50	356.01	141.39
<b>Fab total</b>	<b>1770.34</b>	<b>1768.13</b>	<b>1149.91</b>	<b>450.13</b>
<b>ESFUERZOS G. IV.</b>				
Ps+t	440,916	440,916.0	440,916.0	440,916.0
d	27.5	27.5	5.0	5.0
Ms+t	12108043.27	12108043.27	2204580.00	2204580.00
Fhor s+t	27.8	27.8	5.1	5.1
Farr s+t	74.1	74.1	13.5	13.5
Fab s+t	609.6	609.6	111.0	111.0
Fp s+t	489.9	489.9	489.9	489.9
Fp horm. s+t	61.2	61.2	61.2	61.2
<b>Fhorm total</b>	<b>120.3</b>	<b>120.4</b>	<b>87.1</b>	<b>74.5</b>
<b>Farr total</b>	<b>2,157.1</b>	<b>2,152.6</b>	<b>1,525.1</b>	<b>901.1</b>
<b>Fab total</b>	<b>1,890.0</b>	<b>1,887.8</b>	<b>771.0</b>	<b>71.2</b>

<  $f_c = 112 \text{ Kg/cm}^2$

<  $F_b = 1925 \text{ Kg/cm}^2$

<  $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$

<  $F_b = 2406.3 \text{ Kg/cm}^2$

### 6.7.5.5.6 CHEQUEO DE LOS ESFUERZOS

#### Esfuerzos admisibles

#### GRUPO I

#### Hormigón:

$$f_c = 0.40 F'_c \qquad f_c = 112 \text{ Kg/cm}^2$$

#### Acero estructural:

#### Tracción - Compresión:

$$F_b = + 0.55 F_y \qquad F_b = 1925 \text{ Kg/cm}^2$$

#### Corte:

$$F_v = 0.33 F_y \qquad F_v = 1155 \text{ Kg/cm}^2$$

### CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL PATIN DE COMPRESION

Para los grupos I y IV de acuerdo al cuadro anterior, en ningún punto se sobrepasan los esfuerzos admisibles.

#### ACERO ASTM A-588

$$F_b = 1925 - 1.008(l'/b)^2 \qquad (\text{en cm})$$

Dónde:

l : Longitud no arriostrada

b : ancho de patín de compresión

t : espesor

$$l' = S_d = 510 \text{ cm}$$



$$b = 30 \text{ cm}$$

$$t = 2 \text{ cm}$$

En secciones compuestas:

$$bt \text{ máx} = \frac{1021}{\sqrt{fb \text{ (cm)}}}$$

<b>b</b>	<b>t</b>	<b>Fb</b>	<b>fb</b>	<b>b/t (máx)</b>	<b>b/t(real)</b>	<b>b/t máx &gt; b/treal</b>
30	2	1633.69	1430.70	26.99	15.00	SI
30	2	1633.69	915.65	33.74	15.00	SI
30	2	1633.69	356.09	54.11	15.00	SI

**Tabla 24:** Chequeo de esfuerzos en el patín de compresión.

### CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE

$$fv \text{ máx.} = 571.8 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Corte en } x = 0; \text{ Mayor valor de Corte}$$

Esfuerzo de Corte Admisible:

$$Fv = 0.33 Fy$$

$$Fv = 0.33 * 3500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fv = 1155 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fv > fv \text{ máx.}$$

$$1155 \text{ Kg/cm}^2 > 571.8 \text{ Kg/cm}^2$$

CUMPLE

### 6.7.5.5.7 CAPACIDAD DEL MOMENTO PLÁSTICO:

#### DATOS:

$$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 110 \text{ cm}$$

$$F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_t = 40 \text{ cm}$$

$$b_c = 30 \text{ cm}$$

$$B = 240 \text{ cm}$$

$$t_{fi} = 3 \text{ cm}$$

$$t_{fs} = 2 \text{ cm}$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$t_w = 1 \text{ cm}$$

#### Patín en Tensión:

$$P_t = F_y * b_t * t_{fi}$$

$$P_t = 420000 \text{ Kg}$$

#### Para el Alma:

$$P_w = F_y * D * t_w$$

$$P_w = 385000 \text{ Kg}$$

#### Patín en Compresión:

$$P_c = F_y * b_c * t$$

$$P_c = 210000 \text{ Kg}$$

#### Para la Losa:

$$P_s = 0.85 * F'_c * B_e * t; \quad B_e = 12 \text{ t}$$

$$P_s = 1142400 \text{ Kg}$$

#### Localización del eje neutro plástico:

### CASO I

$$P_t + P_w > P_c + P_s$$

$$805000 > 1352400 \quad \text{FALSO}$$

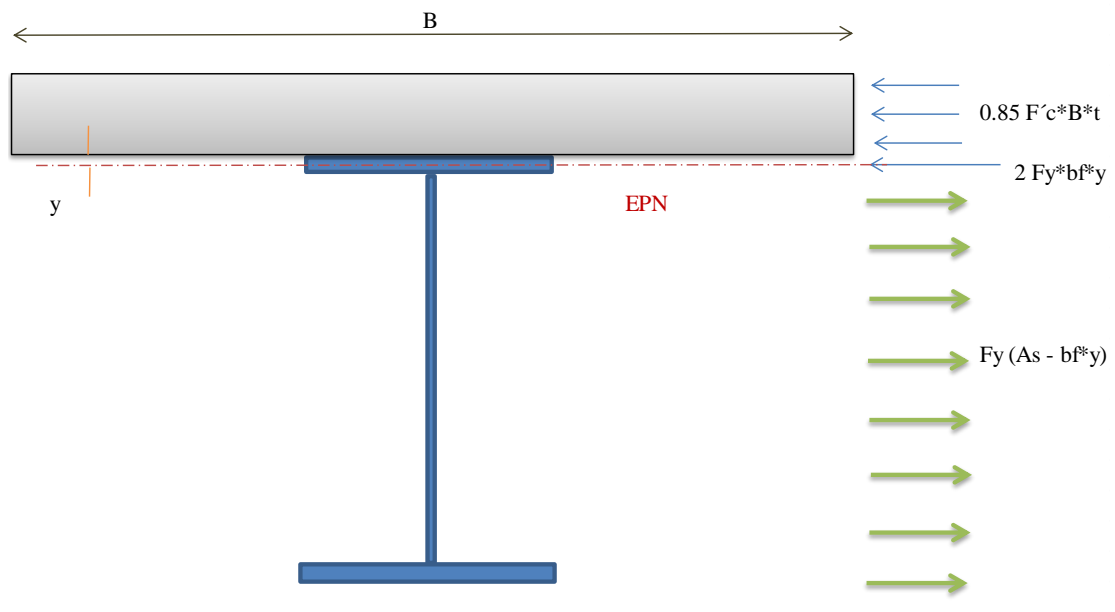
El eje neutro plástico no está en el alma

### CASO II

$$P_t + P_w + P_c > P_s$$

$$1015000 > 1142400 \quad \text{FALSO}$$

Los valores se aproximan por lo tanto se investiga si el Eje Neutro Plástico se encuentra ubicado en el patín superior.



**Figura 45:** Diagrama de esfuerzos eje neutro plástico.

$$C = T$$

$$0,85 F'_c * B * t + A_f * F_y = T = F_y (A_s - A_f)$$

$$\hat{y} = \frac{F_y * A_s - 0,85F'_c * b_e * t}{2 F_y * b_f}$$

$$\hat{y} = -0.44 \text{ cm}$$

Lo cual quiere decir que el Eje Neutro Plástico se encuentra ubicado a 0.44 cm de donde se le asumió su ubicación; por lo tanto y se determina de la siguiente manera:

$$y = bts/2 + \hat{y}$$

$$y = 2 \text{ cm}/2 - 0.44 \text{ cm}$$

$$y = 0.56 \text{ cm}$$

$$M_n = 0.85F'_c * B * t (t/2 + y) + 2F_y * b_f * y (y/2) + F_y * A_s (d/2 - y)$$

$$M_n = 0.85 * 280\text{Kg/cm}^2 * 240 * 20\text{cm} \left( \frac{20\text{cm}}{2} + 0.56\text{cm} \right)$$

$$+ 2 * 3500\text{Kg/cm}^2 * 30\text{cm} * 0.56\text{cm} \left( \frac{0.56\text{cm}}{2} \right)$$

$$+ 3500 \text{ Kg/cm}^2 * A_s (115\text{cm}/2 - 0.56 \text{ cm} )$$

$$M_n = 71883672 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 71883672 / 10^5 \text{ Tn-m}$$

$$M_n = 718.837 \text{ Tn-m}$$

#### **6.7.5.5.8 MOMENTO RESISTENTE (MR)**

$$MR = \phi M_n; \quad \phi = 0.9$$

$$MR = 0.9 * 718.837 \text{ Tn - m}$$

$$MR = 646.953 \text{ Tn-m}$$

### **Momento Solicitante o Momento Último (Mu)**

$$M_u = 1.25M_{cm} + 1.5M_{acab} + 1.75M_{cv} + I$$

$$M_u = 1.25 * 139.97 \text{ Tn} - \text{m} + 1.5 * 42.16 \text{ Tn} - \text{m} + 1.75 * 105.57 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_u = 422.94 \text{ Tn} - \text{m}$$

Momento Resistente > Momento Solicitante

$$646.953 \text{ Tn} - \text{m} > 422.94 \text{ Tn} - \text{m}$$

VERDADERO

### **6.7.5.5.9 FACTOR DE SEGURIDAD**

$$F_s = \frac{MR}{M_u}$$

$$F_s = \frac{646.953 \text{ Tn} - \text{m}}{422.94 \text{ Tn} - \text{m}}$$

$$F_s = 1.53$$

### **6.7.5.6 DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS**

#### **6.7.5.6.1. RIGIDIZADORES**

##### **• RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO**

Los rigidizadores intermedios pueden ser omitidos si cumplen los dos siguientes condiciones:

##### **Chequeos.**

a)  $tw > (D/150)$

$$D = 110 \text{ cm}$$

$$D/150 = 0.73 \text{ cm}$$

$$t_w \text{ real} = 1 \text{ cm}$$

$$t_w > D/150$$

En este chequeo Cumple Entonces No requiere de rigidizadores transversales.

b)  $f_v < F_v$

$$F_v = (2265 * t_w/D)^2$$

$$F_v = (2265 * 1\text{cm} / 110\text{cm})^2$$

$$F_v = 423.99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_v = 571.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_v > F_v$$

No cumple este chequeo por lo tanto requiere de rigidizadores transversales.

Los rigidizadores transversales deben ser de acero Aa 588, ya que forman parte integral de la viga, estos no necesitan ser apoyados al patín en tensión.

"Los rigidizadores intermedios preferiblemente deberán ser placas para soldarse a la viga. Pueden ser en pares o uno solo. Cuando se utilice solo uno deberá unirse al patín en compresión." Curso Práctico de Diseño de Puentes de Alma Llena  
Autor: Ing. Juan Vinuesa Moreno.

### **Espaciamiento**

El espaciamiento máximo deberá ser:  $d_o \text{ máx} = 1.5 D$

El espaciamiento ha sido adoptado en función de la separación de los diafragmas, así como también de los rigidizadores y del esfuerzo de compresión en el patín.

El espaciamiento del primer rigidizador en una viga simplemente apoyada, debería ser tal que el esfuerzo cortante en el panel, no debe exceder el valor dado por la siguiente expresión:

$$F_v = \frac{C * F_y}{3} \leq F_y/3$$

$$F_v = 1166.67$$

### DISEÑO CON ACERO ASTM A - 588

$F_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$  Equivale a  $F_y = 50000 \text{ psi}$

x (m)	do(cm)	k	$\frac{6000 \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{7500 \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$
0.00	85	13.374	98.128	122.660
0.85	85	13.37	98.128	122.660
1.70	170	7.09	71.465	89.331
3.40	170	7.09	71.465	89.331
5.10				

**Tabla 25:** Separación del rigidizador.

k: Coeficiente de pandeo por corte AASHTO Ec. (6.10.9.3.2-7)

$$K = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}$$

do	C	$(d_o/D)^2$	$F_v (\text{Kg/cm}^2)$	$f_v (\text{Kg/cm}^2)$
85	0.892	0.597	1040.75	571.83
85	0.892	0.597	1127.43	543.20
170	0.650	2.388	951.13	514.54
170	0.650	2.388	951.13	457.08

**Tabla 26:** Chequeo de corte.

No se requiere realizar más chequeos, pues el esfuerzo admisible  $F_v$  se mantiene al igual que el espaciamiento.

do = 170 cm, mientras el esfuerzo cortante real fv disminuye.

**Ancho del rigidizador (a):**

$$a = 51 + (D/30); \quad D = 1100 \text{ mm}$$

$$a = 87.67 \text{ mm.}$$

$$a = 8.77 \text{ cm}$$

$$a = b/4 \text{ M\u00ednimo}; \quad b = 300 \text{ mm}$$

$$a = 7.5 \text{ cm}$$

$$\mathbf{a \text{ adop} = 10 \text{ cm}}$$

**Espesor del rigidizador (t):**

$$t = a / 16; \quad a : \text{ancho en cm}$$

$$t = 0.63 \text{ cm.}$$

$$\mathbf{t \text{ adop} = 0.80 \text{ cm.}}$$

**\u00c1rea del rigidizador (A):**

$$A = (0,15 B D t w(1-C) (f_v/F_v) - 18 t w)^2 Y \quad \text{AASHTO 6.10.11.1.4}$$

D\u00f3nde:

B es la relaci\u00f3n entre el l\u00edmite de fluencia del alma y del rigidizador, seg\u00fan **AASHTO Cap\u00edtulo 6, p\u00e1g.150.**

$$B = 2.4 \text{ para rigidizadores de placa simple}$$

$$1.0 \text{ para pares de rigidizadores}$$

$$1.8 \text{ para rigidizadores simples}$$



$$B = 2.4$$

$$D = 110 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.80 \text{ cm}$$

$$Y = 1$$

C	$f_v/F_v$	A
0.892	0.549	-9.64
0.892	0.482	-9.87
0.650	0.541	-5.52
0.650	0.481	-6.19

**Tabla 27:** Chequeo de área del rigidizador.

$$\text{Área real} = a * t$$

$$\text{Área real} = 8 \text{ cm}^2$$

**Inercia del rigidizador (I):**

$$I = d_o t_w^3 J \quad \text{AASHTO 6.10.11.1.3 Momento de inercia.}$$

J: Relación de rigidez requerida del rigidizador intermedio a la placa del alma.

$$J = 2.5(D/d_o)^2 - 2.0 > 0.5 ; \quad d_o: \text{Espaciamiento real entre rigidizadores.}$$

$d_o$ (cm)	J	$I_{mín}$ (cm <sup>4</sup> )
85	2.19	95.17
85	2.19	95.17
170	0.50	43.52
170	0.50	43.52

**Tabla 28:** Inercia mínima del rigidizador.

$$I_{real} = t a^3 / 3$$

$$I_{real} > I_{mín}$$

$$I_{real} = (0.8\text{cm})(10\text{cm})^3 / 3$$

Entonces la sección es apropiada

$$I_{\text{real}} = 266.67 \text{ cm}^4$$

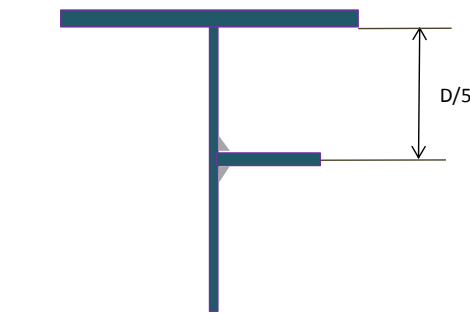
### • RIGIDIZADOR LONGITUDINAL

Los rigidizadores longitudinales son colocados generalmente a un solo lado del alma de la viga. No necesitan ser continuos es decir que irán entre rigidizadores transversales, soldados a estos.

Al igual que los rigidizadores transversales el esfuerzo del rigidizador longitudinal no deberá ser mayor que el esfuerzo a flexión de su material.

#### Ubicación:

Se ubicará a  $D/5$  medido desde el patín de compresión.



**Figura 46:** Ubicación rigidizador transversal.

$D/5 = 22$  cm, debido a que interferirá con las diagonales del arriostramiento vertical se adopte la ubicación a 25 cm del patín de compresión.

#### Ancho del rigidizador ( $b'$ ):

Se adopta el mismo ancho del rigidizador intermedio

$$b' = 10 \text{ cm}$$

Se puede tomar un menor ancho pero indispensable que cumpla el requerimiento de inercia mínima.

**Espesor del rigidizador (ts):**

$$ts \geq b' \sqrt{fb} / 598$$

b': Ancho del rigidizador

fb: Esfuerzo de compresión, calculado en el patín

$$ts = 0.77 \text{ cm}$$

$$ts \text{ adop} = 0.8 \text{ cm}$$

**Inercia del rigidizador**

$$I \text{ mín.} = D tw^3 (2,40 (do / D)^2 - (0,13)) \quad \text{AASHTO 6.10.11.3.3}$$

do: Distancia entre rigidizadores transversales intermedios se toma do donde fb es máximo.

$$do = 170 \text{ cm}$$

$$I \text{ mín} = 315.52 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ real} = ts b'^3 / 3$$

$$I \text{ real} = 266.67 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ mín} > I \text{ real}$$

La sección adoptada no cumple la condición de Inercia mínima por lo que se incrementa el espesor (tw).

$$ts \text{ adop} = 1.00 \text{ cm}$$

$$I \text{ real} = ts b'^3 / 3$$

$$I \text{ real} = 1 \text{ cm} (10 \text{ cm})^3 / 3$$

$$I_{\text{real}} = 333.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{real}} > I_{\text{mín}}$$

$$333.33 \text{ cm}^4 > 315.52 \text{ cm}^4$$

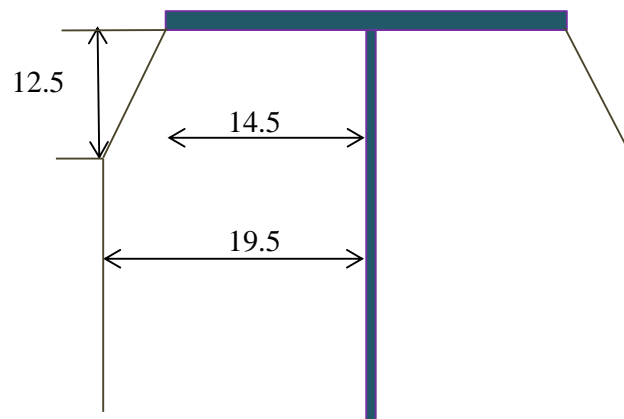
CUMPLE

Por lo tanto la sección es adecuada.

### • RIGIDIZADOR DE APOYO

#### Ancho del rigidizador

El ancho del rigidizador está en función de los anchos de platabanda, así como de las cargas o reacciones en los apoyos.



**Figura 47:** Ubicación del rigidizador longitudinal.

$$b_t = 50 \text{ cm} \quad \text{Ancho del patín inferior}$$

$$t_w = 1 \text{ cm} \quad \text{Espesor del alma de la viga}$$

$$b_s = (b_t - t_w) / 2 \quad \text{Ancho del rigidizador de apoyo}$$

$$b_s = 24.5 \text{ cm} \quad \text{Ancho del rigidizador de apoyo}$$

$b_s = 19.5$  cm Se adopta el mismo ancho del rigidizador de los ejes.

$b'' = 30$  cm. Ancho total placa en el apoyo superior

$r = 2$  cm. Recorte

$b''e = 14.5$  cm. Ancho efectivo

**Espesor del rigidizador ( $t''$ ):**

$$t'' = b'' \sqrt{F_y} / 578$$

$$t'' = (30\text{cm}) \sqrt{3500 \text{ Kg/cm}^2} / 578$$

$$t'' = 2.51 \text{ cm.}$$

$$t'' \text{ adop} = 3 \text{ cm.}$$

Se utilizará uno a cada lado del alma de la viga metálica.

**Área del Rigidizador (A):**

$$A = 2b''e * t'' + 18 tw * tw$$

$$A = 105 \text{ cm}^2$$

**Inercia de la sección (I):**

$$I_x = \frac{b^3 e * t'' + 18 tw^3}{12}$$

$$I_x = \frac{(50\text{cm})^3 (3\text{cm}) + 18 (1\text{cm})^3}{12}$$

$$I_x = 31251.50 \text{ cm}^4$$

$r =$  **radio de giro de la sección**

$$r = \sqrt{I/A}$$

$$r = \sqrt{31251.50 \text{ cm}^4 / 105 \text{ cm}^2}$$

$$r = 17.25$$

### **Chequeo de la esbeltez**

**kL / r :      relación de esbeltez**

k :    1 coef. de acuerdo al tipo de arriostramiento

L :    altura del alma en el apoyo D = 110cm

$$\mathbf{kL / r = 6.38}$$

### **Esfuerzos**

El rigidizador de apoyo está sujeto a esfuerzos de compresión.

### **ESFUERZO ADMISIBLE**

Para acero A - 588

$$F_a = 1650 - 0,0721(kl/r)^2$$

$$F_a = 1647.07 \quad \text{Kg/cm}^2$$

### **ESFUERZO REAL**

$$f_a = V_t / A \quad V_t = 62.901 \text{ Tn} \quad \text{Cortante mayor en } x = 0 \text{ m}$$

$$f_a = 599.060 \quad \text{Kg/cm}^2 \quad \text{Menor que el Esfuerzo Admisible}$$

## • RIGIDIZADOR DE APOYO EN LOS EJES

### Ancho del rigidizador

$bt = 40$  cm Ancho del patín inferior en los ejes

$tw = 1$  cm Espesor del alma de la viga

$bs = (bt - tw) / 2$  Ancho del rigidizador de apoyo

$b = 19.5$  cm (Ancho real del rigidizador)

$b = 30$  cm Ancho total placa superior

$r = 2$  cm Recorte

$b''e = 14.5$  cm Ancho efectivo

### Espesor del rigidizador ( $t''$ ):

$$t'' = bs \sqrt{F_y} / 578$$

$$t'' = (19.5\text{cm}) \sqrt{3500 \text{ Kg/cm}^2} / 578$$

$$t'' = 2.00 \text{ cm}$$

Se utilizará uno a cada lado del alma de la viga metálica.

### Área del Rigidizador (A):

$$A = 2b''e * t'' + 18 tw * tw$$

$$A = 76 \text{ cm}^2$$

### Inercia de la sección (Ix):

$$I_x = \frac{b^3 e * t'' + 18 tw^3}{12}$$

$$I_x = \frac{(40)^3(3) + 18(1)^3}{12}$$

$$I_x = 10668.17 \text{ cm}^4$$

**r:** radio de giro de la sección

$$r = \sqrt{I/A}$$

$$r = \sqrt{10668.17 \text{ cm}^4 / 76 \text{ cm}^2}$$

$$r = 11.85$$

**Chequeo de la esbeltez**

**kL / r :** relación de esbeltez

k: coeficiente de acuerdo al tipo de arriostramiento k = 1

L: altura del alma en el apoyo D = 110cm

$$\mathbf{kL / r = 9.28}$$

**ESFUERZOS**

El rigidizador de apoyo está sujeto a esfuerzos de compresión.

**ESFUERZO ADMISIBLE**

Para acero A - 588

$$F_a = 1650 - 0,0721(kl/r)^2$$

$$F_a = 1643.78 \quad \text{Kg/cm}^2$$

**ESFUERZO REAL**

$$f_a = V_t / A$$



$V_t = 62.901 \text{ Tn}$  Mayor cortante obtenido en los ejes, en  $x = 5.10 \text{ m}$

$f_a = 578.157 \text{ Kg/cm}^2$  Menor que el Esfuerzo Admisible

#### **6.7.5.6.2 ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR**

##### **CARGA DE VIENTO**

La presión especificada es de  $244 \text{ kg/m}^2$  debido a que en el país no existen vientos del tal magnitud se adopta una presión de viento menor para obtener datos reales, a pesar que utilizando la presión establecida en las especificaciones los esfuerzos reales son menores a los admisibles.

$p_v$  : Presión de viento adoptada

$p_v = 120 \text{ Kg/cm}^2$

##### **SUPERFICIE DE INFLUENCIA**

La superficie de influencia será la parte lateral de la viga, donde actúa el viento

H: altura total de la viga  $H = 1.15 \text{ m}$

L: longitud total de la viga  $L = 26.0 \text{ m}$

$A = 29.9 \text{ m}^2$

##### **FUERZA DE VIENTO**

La fuerza de viento es igual a la superficie de influencia multiplicada por la presión del viento.

$F_t$ : Fuerza total

$F_t = A * p_v$

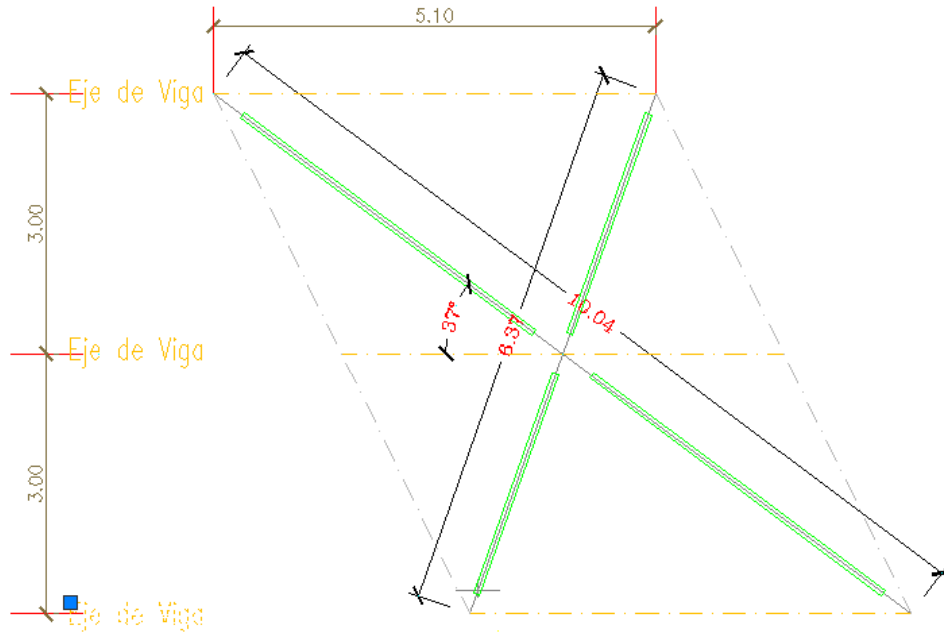
R: Reacción en los apoyos

T: Fuerza de viento en la diagonal

$R = F_t / 2$

$$F_t = 3588.00 \text{ Kg}$$

$$R = 1794.00 \text{ Kg}$$



**Figura 48:** Esquema de Arriostramiento Inferior.

$$T = R / \text{sen } a$$

at: separación entre vigas exteriores      at = 6      m

Sd: separación entre diafragmas      Sd = 5.1      m

l: diagonal del triángulo      l = 10.04      m

$$\text{Ángulo} = 37^\circ$$

$$\text{sen } a = \text{at} / l$$

$$\text{sen } a = 0.600$$

$$T = 2990.00 \text{ Kg}$$

## **ESFUERZOS EN LA DIAGONAL**

Como arriostramiento inferior, se usarán ángulos L75x75x8

A: área del ángulo

r: radio de giro del ángulo

la: longitud conectada del ángulo

k : coeficiente según tipo de conexión

$$A = 11.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 1.46 \text{ cm}$$

$$la = 420 \text{ cm} \quad \text{Longitud de la diagonal más extensa}$$

k = 0.75            Para conexión soldada según AASHTO 4.6.2.5 - Factor de Longitud Efectiva, K.

### **Control del Pandeo**

#### **Relación de esbeltez del ángulo:**

$$kla/r = 215.8$$

#### **Chequeo a tracción:**

$$(kla/r) \text{ máx} = 240 \quad \text{Según AASHTO 6.8.4 - Relación de esbeltez límite}$$

$$215.8 < 240$$

## VERDADERO

$A_n =$  área neta del ángulo 85% A bruta

$$A_n = 9.78 \text{ cm}^2$$

El área efectiva de un ángulo será el área neta del lado conectado más 1/2 del área del lado no conectado, entonces el área efectiva se calculará de la siguiente manera:

$$A_n = 11.5 - (7.5 - 0.8)/2 \times 0.8$$

$$A_n = 8.82 \text{ cm}^2$$

## ESFUERZOS

Esfuerzo real

$$F_a = T / A_n$$

$$F_a = 339.00 \text{ Kg/cm}^2$$

## Esfuerzo admisible

$$F_a = 0.55 F_y$$

## Para Acero A36

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

$$F_{adm} = 0.55 * 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{adm} = 1391.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Para cargas de viento incluso se puede aumentar el esfuerzo admisible en un 25%.

$$1.25 F_{adm} = 1739.375 \text{ Kg/cm}^2$$

**Esfuerzo real < Esfuerzo admisible**

$$339.00 \text{ Kg/cm}^2 < 1391.5 \text{ Kg/cm}^2$$

### VERDADERO

El esfuerzo real es menor que el admisible, con lo cual se determina que el arriostramiento inferior conformado por perfiles L de 75 x 75 x 8 mm soporta las sollicitaciones debidas a carga por viento.

Los ángulos del arriostramiento, se conectarán mediante soldadura a una placa que deberá soldarse al patín de la viga metálica.

#### **6.7.5.6.3 DIAFRAGMAS**

El diafragma servirá para controlar los efectos de viento, sismo, montaje, deflexiones, etc. Se usará la reacción de viento como una acción directa a compresión en el cordón inferior del diafragma, ya que no se puede cuantificar los efectos de montaje, sismo, etc. que interfieran en la estructura que conforma los diafragmas.

Se ubicará marcos transversales (diafragmas) entre vigas. Que servirán en una primera etapa antes que el tablero sea colocado y alcance la resistencia, para controlar efectos de montaje, posicionamiento y vientos, en menor proporción.

“Estas estructuras son muy importantes en una primera etapa cuando se coloca el hormigón ya que son estos los que le dan soporte lateral a la viga, permitiendo que no pandee el patín de compresión a esfuerzos bajos” Fuente: Curso Práctico de Puentes Autor Ing. Juan Vinueza.

Se utilizará diafragmas en cruz, los cordones estarán compuestos por doble ángulos mientras que las diagonales por ángulo simple.

### **ESFUERZOS**

#### **ESFUERZOS EN LOS CORDONES: 2Lx75x75x8**

Relación de esbeltez:

$$\frac{kl}{r} \leq 140$$

Dónde:

A: Área de cada ángulo                      A = 11.5 cm<sup>2</sup>

r: Radio de giro del ángulo                      r = 2.26 cm

la: Longitud cordón                      la = 282 cm

k: Coeficiente de esbeltez                      k = 0.8 (para conexiones soldadas)

$$\frac{kl}{r} = 99.82$$

$$99.82 < 140$$

VERDADERO

**Esfuerzo admisible:**

$$F_a = 0,55 F_y$$

Para Acero A36

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

$$F_{adm} = 1391.5 \text{ Kg/cm}^2$$

**Esfuerzo real**

A = 23 cm<sup>2</sup>;                      Área de los 2 cordones

$$f_a = R/A$$

$$f_a = 78.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Esbeltez: } kl/r < 240$$

### ÁNGULO

Se chequea 1 ángulo del cordón en su longitud no arriostrada

$$l = l_a / 2 = 141 \text{ cm}$$

$$r_{\text{mín}} = 1.46 \text{ cm}$$

$$k = 0.8$$

$$kl/r = 77.26$$

$$77.26 < 240$$

VERDADERO

Al ser la relación de esbeltez menor que la del conjunto, se determina el cordón trabaja como conjunto.

### ESFUERZOS EN LAS DIAGONALES: 1L 75x75x8

$$l_d = 291.8$$

$$K = 0.8$$

$$k l_d/r = 159.89$$

$$159.89 < 240$$

VERDADERO

Fuerza admisible de tracción en la diagonal

$$A_n = 8.82 \text{ cm}^2$$

$T = 12273.03 \text{ Kg}$  Para Acero A - 36

Determinación de la carga (T) que absorbe la diagonal:

$$T = (R * l_d) / l_a$$

R : Reacción del viento  $R = 1794.00 \text{ Kg}$

$l_d$  : Longitud de pandeo  $l_d = 291.8 \text{ cm}$

$l_a$  : Longitud del elemento horizontal  $l_a = 282 \text{ cm}$

$$T = 1856.34 \text{ Kg}$$

**Esfuerzo Real:**  $\sigma_{\text{real}} = T / \text{Área del ángulo}$   $\sigma_{\text{real}} = 210.47 \text{ Kg/cm}^2$

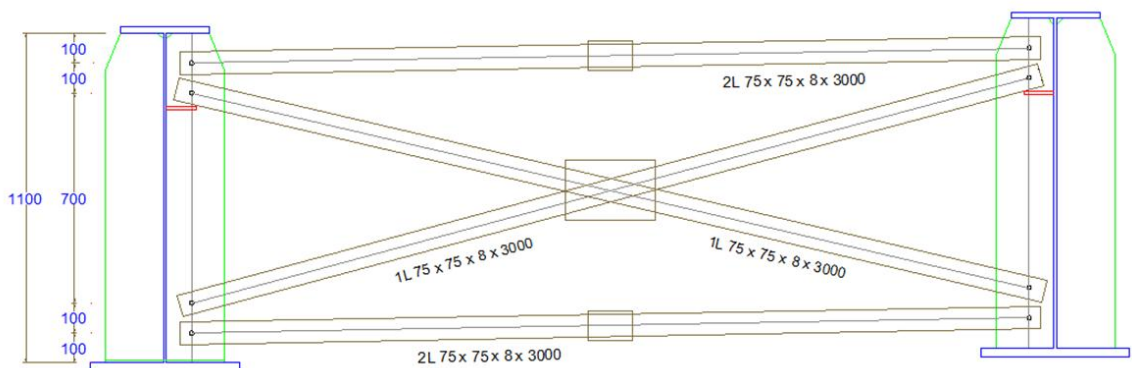
**Esfuerzo Admisible:**

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{k * l}{r}\right)^2}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 364.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{real}} < \sigma_{\text{adm}}$$

$$210.47 \text{ Kg/cm}^2 < 364.21 \text{ Kg/cm}^2$$



**Figura 49:** Arriostramiento Vertical.



#### 6.7.5.6.4 CONECTORES DE CORTE

La separación de los conectores de corte en la dirección de la carga se deberá determinar de manera de satisfacer el Estado Límite de Fatiga, tal como se especifica en los Artículos 6.10.10.2 y 6.10.10.3. El número de conectores de corte resultante no deberá ser menor que el número requerido para satisfacer el Estado Límite de Resistencia tal como se especifica en el Artículo 6.10.10.4.

#### DISEÑO POR FATIGA

$$S_r = V_r \times Q / I_n \quad \text{Fuerza cortante horizontal}$$

$S_r$ : Variación de esfuerzo cortante horizontal en la unión losa y la viga en un punto  $x$ .

$V_r$ : Rango de corte de carga viva + impacto en la sección de análisis (punto  $x$ )

$Q$ : Momento estático respecto al eje neutro de la sección compuesta del área transformada de la sección de hormigón, sujeta a compresión.

$I_n$ : Momento de inercia de la sección compuesta, en las zonas de momento positivo o el momento de inercia de la viga de acero.

$Z_r$ : Valor del cortante horizontal permisible, en un conector individual es igual a:

$$Z_r = B * w; \text{ Cortante permisible (en libras)}$$

$w$ : Longitud del canal (conector) en pulgadas medido en forma transversal al patín de la viga.

$B$ : Valor que depende del número de ciclos del puente.

No. ciclos	B
2000000,00	2400
> 2000000,0	2100

**Tabla 29:** Número de ciclos.

## CORTANTE VERTICAL

El corte se asume como una distribución uniforme en el área del alma de la viga.

Los valores de corte se calcularán para el camión HL-93 o la carga de sustitución, el mayor valor (corte positivo y negativo).

X (m)	V <sub>cv+i (+)</sub> Tn.	V <sub>cv+i (-)</sub> Tn.	V <sub>r</sub> (Tn)
0,00	44.365	0.000	44.365
0.85	42.812	0.452	43.264
1.70	41.254	0.937	42.191
3.40	38.119	3.360	41.479
5.10	34.958	0.874	35.832
6.80	31.768	1.641	33.409
8.50	28.547	4.189	32.736
10.20	25.292	6.773	32.065
11.90	21.999	9.397	31.396
12.75	20.338	9.397	29.734

X (m)	y (cm)	Q (cm <sup>3</sup> )	In (cm <sup>4</sup> )
0,00	27.5	16476.67	2036618.64
0.85	27.5	16476.67	2036618.64
1.70	27.5	16476.67	2036618.64
3.40	27.5	16476.67	2036618.64
5.10	27.5	16476.67	2036618.64
6.80	27.5	16476.67	2036618.64
8.50	27.5	16476.67	2036618.64
10.20	27.5	16476.67	2036618.64
12.75	27.5	16476.67	2036618.64

**Tabla 30:** Propiedades geométricas.

Se mantendrá el mismo momento estático debido a que se mantiene una misma sección de la viga.

Cortante Horizontal:  $Z_r = B * w$  para canales

$B = 2400.00$  (para 2'000000.00) recomendable.

$w = 5.91$  plg. (150 mm)

$Z_r = 14184.0$  lbs

$$Z_r = 6432.65 \quad \text{Kg}$$

**Espaciamiento de conectores (d):**

$$d = Z_r / S_r$$

La separación entre los centros de los conectores en la dirección de la carga no deberá ser mayor que 600 mm según el Artículo 6.10.10.3 de la AASHTO.

$$d \text{ máx} = 60 \text{ cm}$$

El espaciado de los conectores de corte está en función del Cortante horizontal ( $Z_r$ ) y de la fluctuación del Esfuerzo cortante horizontal ( $S_r$ ) en unión losa - viga.

$$S_r = V_r / I$$

X (m)	Sr (Kg/cm <sup>2</sup> )	dcal (cm)	dadop (cm)	< dmáx
0,00	358.919	17.92	15.00	SI
0.85	350.018	18.38	15.00	SI
1.70	341.334	18.85	15.00	SI
3.40	335.572	19.17	15.00	SI
5.10	289.889	22.19	25.00	SI
6.80	270.285	23.80	25.00	SI
8.50	264.843	24.29	40.00	SI
10.20	259.413	24.80	40.00	SI
11.90	253.997	25.33	40.00	SI
12.75	240.555	26.74	35.00	SI

**Tabla 31:** Chequeo de corte y espaciado de conectores.

El número de conectores, calculados por fatiga den chequearse para garantizar la resistencia final y debe ser igual o mayor al dado por la siguiente fórmula:

$$N1 = V_h / \emptyset S_u$$

**Dónde:**

N1: Número de conectores entre el punto de momento máximo y el siguiente apoyo.

Su: Resistencia última del conector de corte

Ø: Factor de reducción = 0.85

Vh: Fuerza cortante horizontal

## RESISTENCIA ÚLTIMA DEL CONECTOR

### PARA CONECTORES TIPO CANAL

#### Resistencia Última

$$Su = 550(h + tf/2) * w \sqrt{f'c}$$

$$Su = 145.817(h + tf/2) * w \sqrt{f'c}$$

Su: resistencia última conector por cortante

h : espesor promedio ala canal

tf : espesor alma del canal

w : longitud del conector de corte del canal

F'c : esfuerzo compresión a los 28 días del hormigón del tablero

ASTM A – 36

Dimensiones	cm	pulg.
t	0.30	0.118
h	0.3	0.118
w	25	9.843

$$Su = 145.817 * (0.30 + 0.30/2) * 25 * \sqrt{(280)}$$

$$Su = 27449.83 \text{ Kg}$$

## CORTANTE HORIZONTAL

En los puntos de máximo momento positivo, la fuerza en el tablero es tomada como el menor de los valores de las siguientes fórmulas:

$$V_h = A_s * F_y$$

$$V_h = 0.85 F'_c * b * t$$

### Dónde:

$A_s$ : Área total de acero incluyen cubreplacas

$F_y$ : Límite de fluencia del acero utilizado

$F'_c$ : Esfuerzo de compresión del concreto a los 28 días

$b$ : Ancho de ala efectivo (12 t)

$t$ : Espesor del tablero

$$V_{h1} = A_s * F_y$$

$$A_s = 300\text{cm}^2$$

$$V_{h1} = 2530 \text{ Kg/cm}^2 * 298 \text{ cm}^2$$

$$V_{h1} = 759000.0 \text{ Kg}$$

$$V_{h2} = 0.85 * F'_c * A_c$$

$$V_{h2} = 0.85 * 280 \text{ Kg/cm}^2 * (12 * 20\text{cm}) * 20\text{cm}$$

$$V_{h2} = 1142400.0 \text{ Kg}$$

Fuerza cortante horizontal mayor:

$$V_h = 1142400.00 \text{ Kg}$$

## NÚMERO DE CONECTORES

El número de conectores de corte debe ser igual o mayor al dado por la siguiente fórmula:

$$N = V_h / \emptyset S_u$$

**Dónde:**

N: Número de conectores entre el punto de momento máximo (+) y el siguiente apoyo

Su: Resistencia última del conector de corte

$\emptyset$ : Factor de reducción = 0.85

Vh: Fuerza cortante horizontal

$$N = 1142400.00 \text{ Kg} / 0.85 * 27449.83 \text{ Kg}$$

$$N = 48.96 \text{ conectores}$$

Número de Conectores Real:

$$N = 51 \text{ conectores}$$

$$51 > 49$$

VERDADERO

El número de conectores adoptado es mayor que el número de conectores requerido por lo cual se mantiene la cantidad de conectores adoptado.

Con las dos opciones el número de conectores requeridos es menor que el número de conectores colocados, por lo tanto se mantiene el número de conectores colocados por fatiga.

### 6.7.5.6.5 DEFLEXIONES

Miembros de vanos simple o continuos, se diseñarán de tal manera que la deflexión debida a la carga viva de servicio más impacto no deberá exceder a L/800, según el Artículo de la AASHTO.

de	a	L	I acero	I 3n	I n	M s+t
0.0	3.40	3.40	659215.92	1480324.22	2036618.64	2204580.00
3.40	6.80	3.40	659215.92	1480324.22	2036618.64	2204580.00
6.80	12.75	5.95	659215.92	1480324.22	2036618.64	12108043.27
Promedio		12.75	659215.92	1480324.22	2036618.64	5505734.42

**Tabla 32:** Resumen de promedio de Inercias y del Momento de contracción y temperatura.

### DEFLEXION POR CARGAS PERMANENTES

#### Carga distribuida:

Deflexión en el centro de la luz por carga distribuida:

$$Dw = \frac{5w(L)^4}{384 * E * I}$$

#### Datos:

$$L = 2600.00 \text{ cm}$$

$$E = 2030000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$w_{cm} = 17.22 \text{ Kg/cm}$$

$$w_{cp} = 5.187 \text{ Kg/cm}$$

**Entonces:**  $Dw = 7.66 \text{ cm}$

#### Carga puntual:

$$D_p = \frac{P(L)^3}{48 * E * I}$$

$$D_p = \frac{5053.407 (2600)^3}{48 * 2040000 * 2036618.64}$$

$$D_{cp} = 1.03 \text{ cm}$$

**Deflexión por contracción y temperatura:**

$$D_{s+t} = M s + t * (L)^2 / (E * I_n * 8)$$

$$D_{s+t} = 13 \text{ cm}$$

**DEFLEXION TOTAL POR CARGAS PERMANENTES**

$$D_t = D_w + D_{cp} + D_{s+t}$$

$$D_t = 9.80 \text{ cm}$$

**DEFLEXION POR CARGA VIVA MAS IMPACTO**

Se utiliza para el cálculo la carga equivalente o de sustitución

$$N^\circ \text{ de vigas} = 8$$

$$N^\circ \text{ de vías} = 4$$

$$P_m = 8163.00 \text{ Kg} \quad \text{Sobrecarga HL - 93}$$

$$w_{cv} = 9.52 \text{ Kg/cm}$$

$$I = 1.24$$

$$P_d = \frac{P_m * N^\circ \text{vías} * I}{N^\circ \text{vigas}}$$

$$P_d = 5053.407 \text{ Kg}$$



$$wd = \frac{wcv * N^{\circ}vías * I}{N^{\circ}vigas}$$

$$wd = 5.89 \text{ Kg/cm}$$

**Carga distribuida:**

$$Dw = \frac{5wL^4}{384 * E * I}$$

Datos:

$$L = 2600 \text{ cm}$$

$$E = 2040000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$wcm = 5.89 \text{ Kg/cm}$$

$$In = 2036.619 \text{ cm}^4$$

$$Dw = 0.844 \text{ cm}$$

**Carga puntual:**

$$Dp = \frac{P(L)^3}{48 * E * I}$$

$$Dp = 0.445 \text{ cm}$$

$$Dtotal = 1.3 \text{ cm}$$

**Deflexión admisible:**

$$Dmáx = L/800$$

$$Dmáx = 3.25 \text{ cm}$$

$$D \text{ máx} > D \text{ total}$$

$$3.25 \text{ cm} > 1.29 \text{ cm}$$

CUMPLE

**6.7.5.6.6 CAMBER O CONTRAFLECHA**

Puesto que el cálculo de deflexiones es una aproximación y que en el proceso constructivo existen errores de fabricación y montaje. Se colocará un camber parabólico de 200 mm en el centro de la luz.

$$y = k * x^2$$

En el centro de luz:

$$y = 200.00 \text{ mm}$$

$$x = 12750.00 \text{ mm}$$

$$k = 0.000001230$$

x (mm)	y (mm)	D (mm)
0.0	0.00	200.00
1500.0	2.77	197.23
3000.0	11.07	188.93
4500.0	24.91	175.09
6000.0	44.29	155.71
7500.0	69.20	130.80
9000.0	99.65	100.35
10500.0	135.64	64.36
12750.0	200.00	0.00

**Tabla 53:** Camber.

## 6.7.6 DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

### 6.7.6.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

La superestructura se apoyará sobre los estribos, elementos que están constituidos de hormigón armado, para su diseño se considera los siguientes datos:

Tipo de superestructura:

- Simplemente apoyado
- Longitud del puente
- Número de vigas
- Vigas metálicas y tablero de hormigón
- Sección compuesta colaborante

Sección transversal:

- Ancho total 24 m
- Dos veredas de 1.5 m cada una
- Ancho de calzada 21 m
- Número de vías 8
- Protecciones laterales de hormigón armado

Tipo de infraestructura:

- Dos estribos de hormigón armado
- Cimentación directa
- Muros de ala monolíticos de HA

### **Parámetros utilizados para el cálculo y diseño:**

Infraestructura:

- Esfuerzo del suelo en el nivel de cimentación 20 Tn/m<sup>2</sup>
- Hormigón estructural  $F'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo  $Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Coeficiente de empuje activo  $Ka = 0,32$

Especificaciones y cargas:

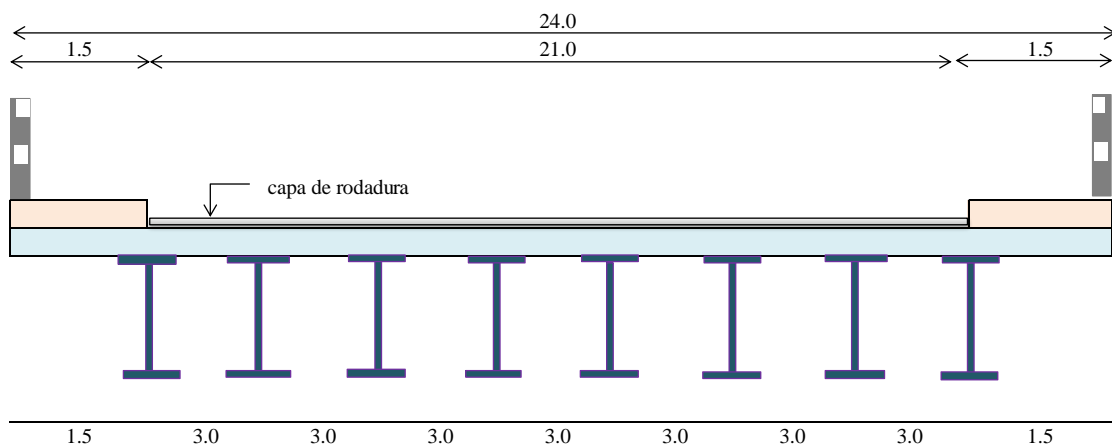
- Carga viva HL-93
- Normas AASHTO 2007 y 2010
- Elementos de hormigón: método de última resistencia
- Vigas metálicas: Método de esfuerzos de trabajo
- Sismo en estribos: Método de Monobe Okabe

### **DATOS DEL SUELO**

- 1.83 Tn/m<sup>3</sup> Peso específico del suelo natural
- 0 ° Ángulo de inclinación del talud de relleno
- 31 ° Ángulo de fricción interna del suelo
- 0 ° Ángulo de inclinación del muro

- 15.5 °      Ángulo de fricción muro y suelo
- 0.6     $\text{tag } \emptyset$     Coeficiente de rozamiento entre muro y terreno base
- 20     $\text{Tn/m}^2$     Capacidad portante del suelo
- 1.8     $\text{Tn/m}^3$     Peso específico del suelo de relleno
- 0.6    m      Sobrecarga del suelo (hs)
- 0.4      Coeficiente de aceleración del suelo en roca (CEC 2000)
- 1.2      Coeficiente de sitio
- 0.005    Coeficiente de rozamiento neopreno hormigón:
- 2      Factor de seguridad al volcamiento:
- 1.5      Factor de seguridad al deslizamiento:
- 0.24      Coeficiente

**DETALLE DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA:**



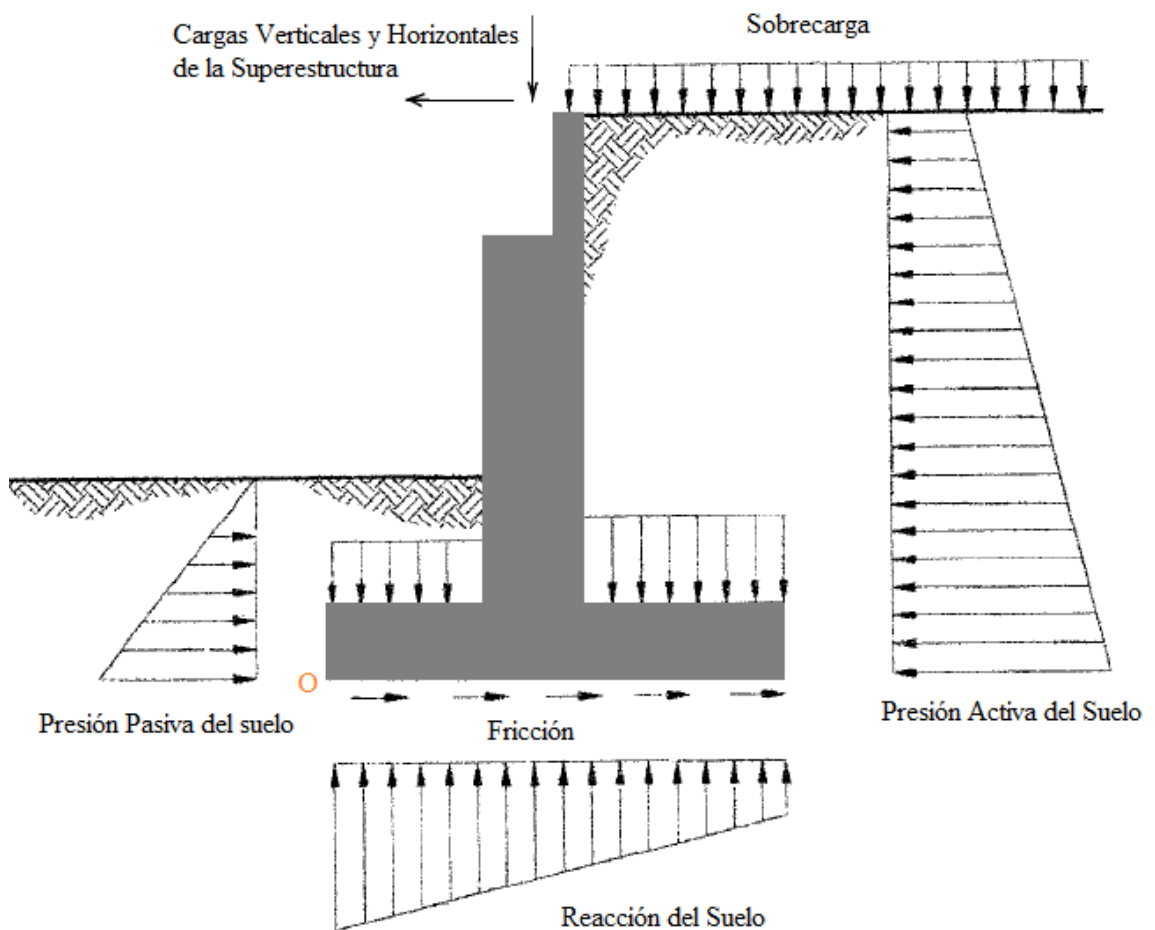
**Figura 50:** Detalle de la sección transversal típica.

**6.7.6.2 CARGAS APLICADAS SOBRE EL ESTRIBO**

Las cargas a considerar según AASHTO 11.6.1.2 son:

- Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva. No se toma en cuenta el efecto de impacto.

- Los empujes laterales del suelo y las presiones hidrostáticas, incluyendo cualquier sobrecarga de suelo.
- El peso propio del estribo y del relleno.
- Los efectos térmicos y la deformación por contracción; y
- Las cargas sísmicas, de acuerdo con lo especificado en la Sección 3 y en otras secciones de estas Especificaciones.



**Figura 51:** Cargas que actúan en el Estribo.

## REACCION POR CARGA MUERTA

### Cargas Permanentes

Elemento	Le (m)	t (m)	L (m)	$\gamma$ Hor (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso
Losa	3.0	0.2	1	2.41	1.446
viga					0.5
Peso Total =					1.946

Tabla 33: Reacción por carga muerta.

$$w_{cper} = 1.946 \text{ Tn / m / viga}$$

### Cargas Posteriores

$$N^{\circ} \text{ Postes por lado} = 15 \quad u$$

$$\text{Longitud de Pasamanos} = 22.2 \quad m$$

Elemento	Dimensiones			P. específico	Numero	Total (Tn)
Postes	0.25	0.25	0.9	2.41	30	4.07
Pasamanos	0.2	0.2	22.2	2.41	4	8.56
Veredas	0.2825	1	26	2.41	2	35.40
Capa rodadura	0.05	21.0	26	2.20	1	60.06
Peso Total =						108.09

Tabla 34: Cargar muerta aplicada sobre el estribo.

$$\text{Peso por viga} = \frac{\text{Peso Total}}{\text{Luz} * N^{\circ} \text{vigas}}$$

$$\text{Peso por Viga} = 0.52 \text{ Tn / m / viga}$$

$$W_{cm} \text{ Total} = w_{cper} + w_{cpost}$$

$$W_{cm} \text{ Total} = (0.52 + 1.946) \text{ Tn / m / viga}$$

$$W_{cm} \text{ Total} = 2.47 \text{ Tn / m / viga}$$

### Reacción por Carga Muerta

$$R_{cm} = W_{cm} \text{ total} * L / 2$$

$$R_{cm} = 32.05 \text{ Tn / viga}$$

$$R_{cm \text{ Total}} = R_{cm} * N^{\circ} \text{ vigas}$$

$$R_{cm \text{ Total}} = 256.43 \text{ Tn}$$

### 6.7.6.3 REACCION POR CARGA VIVA

**Camión de Diseño: HL-93**

$$P = 7.4 \text{ Tn}$$

$$a = 4.27 \text{ m (Separación entre ejes)}$$

$$R_{cv} = 29.654 \text{ Tn / viga}$$

$$R_{cv \text{ Total}} = R_{cv} * N^{\circ} \text{ vigas}$$

$$R_{cv \text{ Total}} = 118.62 \text{ Tn}$$

$$R_{cv/ml} = R_{cv \text{ Total}} / L \text{ estribo}$$

$$R_{cv/ml} = 118.62 \text{ Tn / 24 m}$$

La reacción por carga viva por metro lineal se obtiene:

$$R_{cv/ml} = 4.94 \text{ Tn}$$

### 6.7.6.4 FUERZA DE FRENADO

**Fuerza de Frenado (BR):** AASHTO Sección 3 Artículo 3.6.4

De acuerdo con las especificaciones de la AASTHO LRFD, la fuerza de frenado será la mayor de:

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

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

**Datos:**

$$L = 26.00 \text{ m (longitud del puente)}$$

$$A = 24.00 \text{ m (ancho del puente)}$$

$$N^{\circ} \text{ Vías} = 4$$

**Camión de Diseño: HL – 93**

$$P = 7.38 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso} = 33.20 \text{ Tn}$$

$$\text{Tándem} = 22.4 \text{ Tn}$$

$$\text{Carga carril} = 0.96 \text{ Tn/m}$$

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

$$m = 0.65$$

**Fórmulas de cálculo para Fuerza de Frenado:**

$$BRa = 25\% * (\text{Peso ó Tandem}) * N^{\circ} \text{ vías} * m$$

$$BRb = 5\% * (\text{Peso ó Tandem}) + (\text{Carga carril} * \text{Luz}) * N^{\circ} \text{ vías} * m$$

a)  $BRa1 = 21.58 \text{ Tn}$

$$BRa2 = 14.56 \text{ Tn}$$

b)  $BRb1 = 69.21 \text{ Tn}$

$$BRb2 = 67.81 \text{ Tn}$$

**Fuerza de Frenado Mayor = 69.21 Tn**



### Fuerza de Frenado por metro lineal:

$$BR/ml = \text{Fuerza de Frenado Mayor} / \text{Ancho del Puente}$$

$$BR/ml = 2.88 \text{ Tn/m}$$

### 6.7.6.5 EMPUJE DEL SUELO

#### Datos:

$$H = 5.5 \text{ m}$$

$$Df = 1.5 \text{ m}$$

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

$$\gamma \text{ suelo natural} = 1.83 \text{ Tn/m}^3$$

$$\gamma \text{ suelo relleno} = 1.8 \text{ Tn/m}^3$$

$$\text{Ancho} = 24 \text{ m}$$

$$B = 4 \text{ m}$$

#### ❖ COEFICIENTES DEL SUELO

#### PRESIÓN ACTIVA Y PASIVA

Se determinan en función de las características físicas del suelo:

$$k_a = \cos\beta * \left[ \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos\beta^2 - \cos\phi^2}}{\cos\beta + \sqrt{\cos\beta^2 - \cos\phi^2}} \right]$$

$$k_p = \cos\beta * \left[ \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos\beta^2 - \cos\phi^2}}{\cos\beta - \sqrt{\cos\beta^2 - \cos\phi^2}} \right]$$

Dónde:

$\phi$ : Ángulo de Fricción interna del suelo

$\beta$ : Ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.

ka = 0.320 Coeficiente de Empuje Activo

kp = 3.124 Coeficiente de Empuje Pasivo

#### 6.7.6.6 EMPUJE SÍSMICO: (Teoría de Mononobe Okabe)

El coeficiente dinámico de presión de suelo activo kae , está dado por:

$$k_{ae} = \frac{\cos(\phi - \theta - \psi)^2}{\phi * \cos \psi * \cos \theta^2 * \cos(\delta + \theta + \psi)}$$

$$\psi = \tan^{-1} \left( \frac{K_h}{1 - K_v} \right)$$

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

Dónde:

$\phi$ : Ángulo de Fricción interna del suelo.

$\beta$ : Ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.

$\theta$ : Ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical.

$\delta$ : Ángulo de fricción entre el muro y el suelo.

kh: Coeficiente sísmico horizontal.

kv: Coeficiente sísmico vertical.

$$\psi = \tan^{-1} \left( \frac{0.2}{1 - 0} \right)$$

$$\psi = 11.30$$

$$\phi = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(15.5 + 31) * \sin(31 - 0 - 11.30)}{\cos(15.5 + 0 + 11.30) * \cos(0 - 0)}} \right]^2$$

$$\varphi = 2.229$$

$$k_{ae} = \frac{\cos(31 - 0 - 11.30)^2}{2.229 * \cos 11.30 * \cos 0^2 * \cos(15.5 + 5 + 11.30)}$$

$$k_{ae} = 0.486$$

### **EMPUJE**

$$E_a = 1/2 * k_a * \gamma_{suelo} * H^2 \quad \text{Empuje activo}$$

$$E_p = 1/2 * k_p * \gamma_{suelo} * D_f^2 \quad \text{Empuje pasivo}$$

$$E_s = k_a * \gamma_{suelo} * h_s * H \quad \text{Empuje por sobrecarga}$$

$$E_{ae} = 1/2 * k_{ae} * \gamma_{suelo} * H^2 * (1 - k_v) \quad \text{Empuje Sísmico}$$

### **6.7.6.7 DISEÑO DEL ESTRIBO**

$$H = 5.5 \quad \text{m}$$

$$b \geq 30 \geq 30 \quad \text{m}$$

$$H / 12 \quad 0.46 \quad \text{m} \quad b \text{ adoptado} = 0.35 \quad \text{m}$$

$$B \quad 0.5 H \quad 2.75 \quad \text{m}$$

$$0.70 H \quad 3.85 \quad \text{m} \quad B \text{ adoptado} = 4 \quad \text{m}$$

$$h' \quad H / 8 \quad 0.69 \quad \text{m}$$

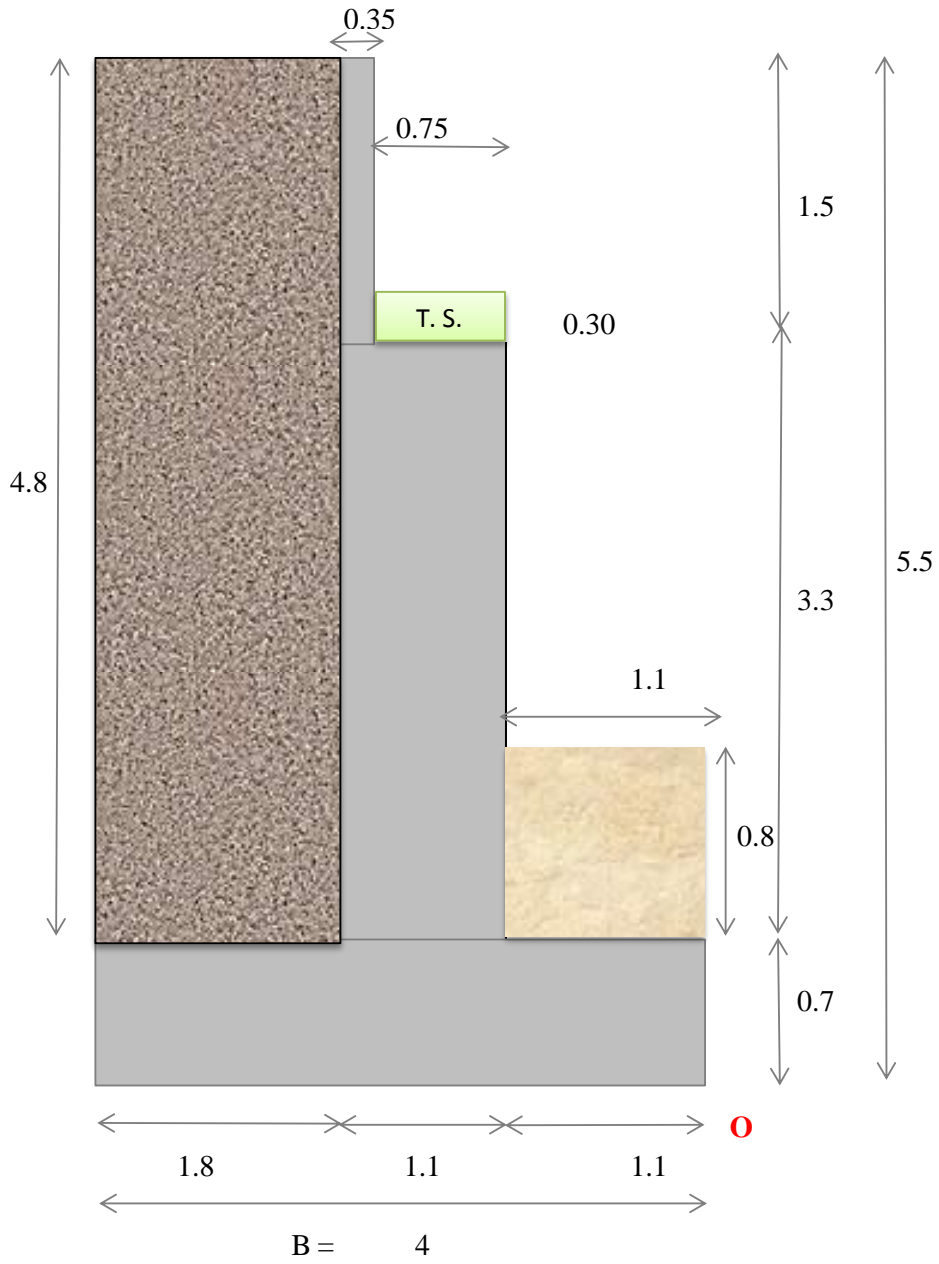
$$H / 6 \quad 0.92 \quad \text{m} \quad h' \text{ adoptado} = 0.7 \quad \text{m}$$

**Materiales**  $F'_c = 240 \quad \text{kg/cm}^2$

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

$$\gamma_{\text{hormigón}} = 2.41 \quad \text{Tn/m}^3$$

**Dimensiones de los elementos del Estribo:**



**Figura 52:** Dimensiones del Estribo.

**Espaldar**

$$h_e = 1.5 \quad \text{m}$$

$$b = 0.35 \quad \text{m}$$

**Traba Sísmorresistente**

$$h_t = 0.3 \quad \text{m}$$

$$b_t = 0.7 \quad \text{m}$$

$$l_t = 0.4 \quad \text{m}$$

$$N^\circ = 16$$

**Pantalla**

$$h_p = 3.3 \quad \text{m}$$

$$D = 1.1 \quad \text{m}$$

**Cimentación**

$$B = 4 \quad \text{m}$$

$$l_z = 1.8 \quad \text{m}$$

$$h_z = 0.7 \quad \text{m}$$

**Muros de ala**

$$\text{Espesor} = 0.35 \quad \text{m}$$

$$\text{Altura} = 4.8 \quad \text{m}$$

**Suelo Pasivo**

$$H_f = 0.8 \quad \text{m}$$

$$l_{z2} = 1.1 \quad \text{m}$$

**RESUMEN DE CARGAS CONSIDERANDO CARGA VIVA**

Chequeo de estabilidad y Esfuerzos

Elemento	Fuerzas Verticales	Fhorizontal (Empujes)	Brazo	Momentos Estabilizadores	Momento Volcadores
Espaldar	30.37		2.03	61.49	
Traba sism.	3.24		1.48	4.78	
Pantalla rect.	209.96		1.65	346.43	
Zapata	161.95		2.00	323.90	
Muros de ala	14.58		3.10	45.18	
Suelo Pasivo	38.02		0.55	20.91	
Suelo relleno	379.47		3.10	1176.35	
Rcm	256.43		1.57	402.59	
Rcv	118.62		1.57	186.23	
Ea		212.64	1.83		389.84
Esobrecarga		46.39	2.75		127.58
Ep		-151.83	0.50		-75.91
<b>SUMATORIA</b>	<b>1212.62</b>	<b>107.20</b>		<b>2567.87</b>	<b>441.51</b>
<b>FSV</b>	5.82		<b>q1 =</b>	<b>17.30</b>	Tn/m <sup>2</sup>
<b>FSD</b>	6.79		<b>q2 =</b>	<b>7.96</b>	Tn/m <sup>2</sup>
<b>x</b>	1.75	M	qsuelo =	20	Tn/m <sup>2</sup>
<b>e</b>	0.25	M			

**Figura 56:** Resumen de cargas considerando carga viva

Las dimensiones son adecuadas debido a que los esfuerzos obtenidos del suelo son menores que su capacidad portante.

$$q1 \text{ y } q2 < q \text{ suelo}$$

Factor de Seguridad al Volcamiento:  $FSV > 2$

$$5.82 > 2$$

CORRECTO

Factor de Seguridad al Deslizamiento:  $FSD > 1.5$

$$6.79 > 1.5$$

CORRECTO

## RESUMEN DE CARGAS CONSIDERANDO CARGA SÍSMICA

Chequeo de estabilidad y Esfuerzos

Elemento	Fuerzas Verticales	Fhorizontal (Empujes)	Brazo	Momentos Estabilizadores	Momento Volcadores
Espaldar	30.37		2.03	61.49	
Traba sism.	3.24		1.48	4.78	
Pantalla rect.	209.96		1.65	346.43	
Zapata	161.95		2.00	323.90	
Muros de ala	14.58		3.10	45.18	
Suelo Pasivo	38.02		0.55	20.91	
Suelo relleno	379.47		3.10	1176.35	
Rcm	256.43		1.57	402.59	
NO Rcv					
Ea		212.64	1.83		389.84
Eae		110.29	3.30		363.95
Ep		-151.83	0.50		-75.91
<b>SUMATORIA</b>	<b>1094.01</b>	<b>171.10</b>		<b>2381.65</b>	<b>677.87</b>
<b>FSV</b>	3.51		<b>q1 =</b>	<b>18.96</b>	Tn/m <sup>2</sup>
<b>FSD</b>	3.84		<b>q2 =</b>	<b>3.83</b>	Tn/m <sup>2</sup>
<b>x</b>	1.56	M	qadm suelo=	25	Tn/m <sup>2</sup>
<b>e</b>	0.44	M			

**Tabla 35:** Resumen de cargas considerando (carga sísmica).

Cuando se incluye sismo los Factores de seguridad y la presión del suelo se incrementa 25%.

Los esfuerzos del suelo obtenidos al intervenir Carga Sísmica son menores que el esfuerzo admisible del suelo.

$$q1 \text{ y } q2 < q \text{ adm suelo}$$

En cuanto a los Factores de Seguridad tanto de Deslizamiento y Volcamiento son mayores que los admisibles.

Factor de Seguridad al Volcamiento:  $FSV > 2$

$$3.51 > 2$$

CORRECTO

Factor de Seguridad al Deslizamiento:  $FSD > 1.5$

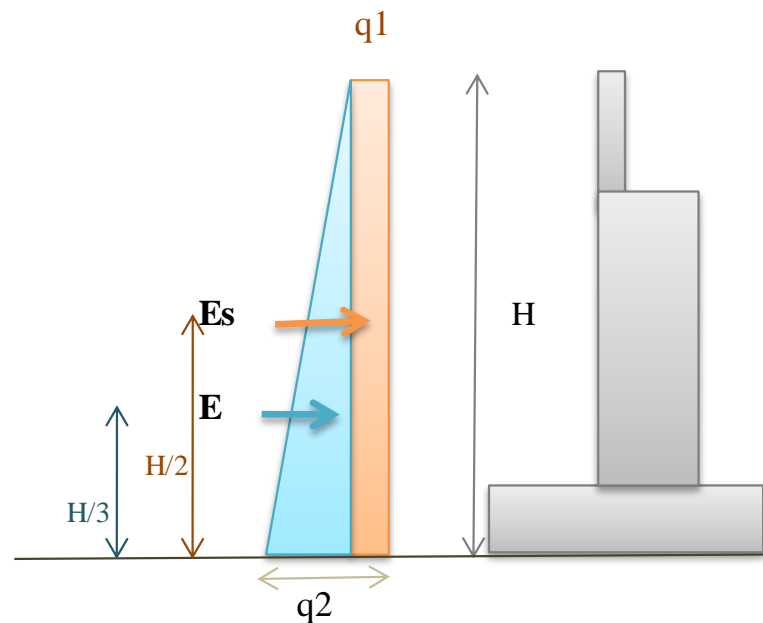
$$3.84 > 1.5$$

CORRECTO

### 6.7.6.8 MOMENTO DE VOLCAMIENTO SÍSMICO

#### EMPUJE ACTIVO

Conformado por el Empuje Natural y el Empuje por sobrecarga.



**Figura 53:** Esquema de puntos de aplicación de Empuje estático y dinámico del suelo.

#### Empuje Natural del suelo (E)

$$q = K_a * \gamma_{\text{suelo}} * H$$

$$q = 3.22 \text{ Tn/m}^2$$



$$E = q * H/2 * Ancho$$

$$E = 212.64 \text{ Tn}$$

### **Empuje por sobrecarga (Es)**

$$K_a = 0.320$$

$$q_1 = K_a * \gamma_{\text{suelo}} * h_s$$

$$q_1 = 0.351 \text{ Tn/m}^2$$

$$E_s = q * H * Ancho$$

$$E_s = 46.39 \text{ Tn}$$

### **Empuje Total:**

Del Empuje Activo se obtiene un diagrama de presiones trapezoidal, del cual se obtiene la resultante y su ubicación:

$$H = 5.5 \text{ m}$$

$$q_2 = q_1 + q$$

$$q_2 = 3.573 \text{ Tn/m}^2$$

El diagrama de presión total del suelo sobre el cuerpo del estribo, adopta la forma de un trapecio por lo cual se calcula con la siguiente fórmula:

$$E_t = (q_1 + q_2) * H/2 * Ancho$$

$$E_t = 259.032 \text{ Tn}$$

$$x = 2.00 \text{ m} \quad \text{Punto de ubicación de la resultante.}$$

$$M_{e0} = 517.420 \text{ Tn-m} \quad \text{Momento debido a empuje del suelo.}$$

### 6.7.6.9 EMPUJE SÍSMICO DEL SUELO

#### MÉTODO DE MONONOBE OKABE

DATOS:

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1.83 \text{ Tn/m}^3 \text{ Total} = 5.5 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 24 \text{ m}$$

$$A = 0.40$$

$$C = 0.24$$

$$k_h = 0.20$$

$$k_v = 0.00$$

$$k_{ae} = 0.486$$

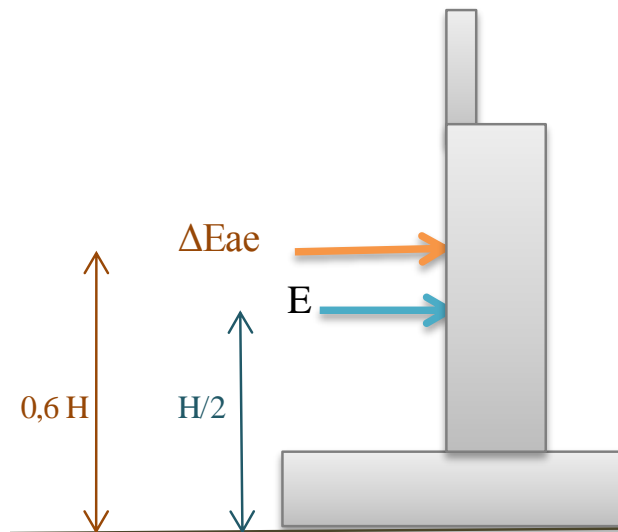
$$E_{AE} = 1/2 * K_{AE} * \gamma_{\text{suelo}} * H^2 * (1 - K_v) * \text{Ancho}$$

$$E_{AE} = 322.93 \text{ Tn}$$

$$\Delta E_{ae} = E_{ae} - E$$

$$\Delta E_{ae} = 322.93 \text{ Tn} - 212.64 \text{ Tn}$$

$$\Delta E_{ae} = 110.29 \text{ Tn}$$



**Figura 54:** Componentes para Momento de Volcamiento Sísmico.

Nota: El Método de Mononobe Okabe determina que la fuerza sísmica está aplicada a 0.6 de la altura del Estribo.

$$\mathbf{Mea = E * H/3 + \Delta Eae * (0.6 H)}$$

$$\text{Mea} = 212.64 \text{ Tn} * 5.5 \text{ m} / 3 + 110.29 \text{ Tn} * (0.6 * 5.5 \text{ m})$$

$$\text{Mea} = 753.78 \text{ Tn} - \text{m}$$

## **FUERZA SÍSMICA**

$$\mathbf{EQ = W * A * S}$$

EQ: Fuerza sísmica aplicada en el centro de gravedad de la sección, en la dirección que se produzca el efecto crítico.

A: Coeficiente que depende de la región sísmica donde se ubica el proyecto

S: Factor numérico que depende del tipo de estructura que resiste el sismo  $S = 1.00$

W: Carga muerta, peso del elemento considerado.

## INFRAESTRUCTURA

ELEMENTO	Wi (Tn)	Yi (m)	Wi*Yi (Tn-m)
Espaldar	30.37	4.75	144.24
Traba sismorresistente	3.24	4.15	13.44
Pantalla rectangular	209.96	2.35	493.40
Zapata	161.95	0.35	56.68
Muros de ala total	14.58	3.10	45.18
<b>SUMATORIA</b>	<b>420.09</b>		<b>752.95</b>

**Tabla 36:** Peso de la Infraestructura.

$$h_{inf} = W_i / (W_i * Y_i)$$

$$h_{inf} = 752,95 \text{ Tn-m}$$

$$h_{inf} = 1.79 \text{ m}$$

$$EQ_{inf} = \sum W * kh$$

$$EQ_{inf} = 84.02 \text{ Tn}$$

$$Meq_{inf} = 150.59 \text{ Tn-m}$$

## SUPERESTRUCTURA

$$h_{sup} = 4.00 \text{ m (Altura hasta la viga de asiento)}$$

$$EQ_{sup} = R_{cm} * A * S$$

$$EQ_{sup} = 102.57 \text{ Tn}$$

$$Meq_{sup} = 410.29 \text{ Tn-m}$$

## TOTAL SISMO

$$EQ = E_{ae} + EQ_{inf} + EQ_{sup}$$

$$EQ = 817.23 \text{ Tn}$$

### **Momento Sísmico:**

$$M_{eq} = M_{ae} + M_{eq-inf} + M_{eq-sup}$$

$$M_{eq} = 1314.66 \text{ Tn-m}$$

### **6.7.6.10 ESTABILIDAD Y ESFUERZOS EN EL SUELO**

#### **GRUPO I ESTRIBO + SUELO + (CM + CV TABLERO)**

Fuerza vertical  $F_v = 1212.62 \text{ Tn}$

$$M_v = 2567.87 \text{ Tn-m}$$

Fuerza Horizontal  $F_h = 107.20 \text{ Tn}$

$$M_h = 441.51 \text{ Tn-m}$$

$$x = 1.75 \text{ m}$$

$$e = 0.25 \text{ m}$$

$$M = 298.88 \text{ Tn-m}$$

Deslizamiento  $FSD = 6.79 > 1.50$

Volcamiento  $FSV = 5.82 > 2.00$

Esfuerzos del Suelo  $q_1 = 17.30 \text{ Tn/m}^2$

$$q_2 = 7.96 \text{ Tn/m}^2$$

#### **GRUPO VII ESTRIBO + SUELO + SISMO + CM TABLERO**

Fuerza vertical  $F_v = 1094.01 \text{ Tn}$

$$M_v = 2381.65 \text{ Tn-m}$$

Fuerza Horizontal	$F_h = 171.10 \text{ Tn}$
	$M_h = 677.87 \text{ Tn-m}$
	$x = 1.56 \text{ m}$
	$e = 0.44 \text{ m}$
	$M = 484.24 \text{ Tn-m}$
Deslizamiento	$FSD = 3.84 > 1.50$
Volcamiento	$FSV = 3.51 > 2.00$
Esfuerzos del Suelo	$q_1 = 18.96 \text{ Tn/m}^2$
	$q_2 = 3.83 \text{ Tn/m}^2$

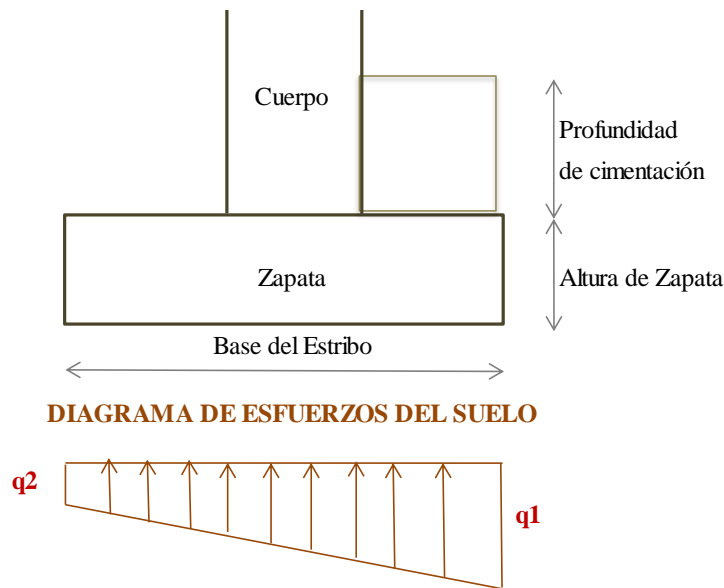
### **ESTRIBO + SUELO + SISMO**

Fuerza vertical	$F_v = 837.58 \text{ Tn}$
	$M_v = 1979.05 \text{ Tn-m}$
Fuerza Horizontal	$F_h = 322.93 \text{ Tn}$
	$M_h = 753.78 \text{ Tn-m}$
	$x = 1.46 \text{ m}$
	$e = 0.54 \text{ m}$
	$M = 449.88 \text{ Tn-m}$
Deslizamiento	$FSD = 1.56 > 1.50$
Volcamiento	$FSV = 2.63 > 2.00$

Esfuerzos del Suelo  $q_1 = 15.75 \text{ Tn/m}^2$

$q_2 = 1.70 \text{ Tn/m}^2$

Se consideran esfuerzos críticos del suelo menor para el diseño del Talón, mientras para el diseño del Dedo el mayor.



**Figura 55:** Esfuerzos del suelo en la Base del Estribo.

Fundamentado en lo anterior, se determina que de los tres casos estudiados los esfuerzos críticos se produce en el caso en el que interviene las Cargas de Estribo, Carga por Empuje Natural del Suelo y Carga por Sismo, por lo cual estos esfuerzos serán los Esfuerzos para el diseño de la cimentación del Estribo.

#### 6.7.6.11 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

##### ❖ DISEÑO DE TALÓN

**Dimensiones:**

$h = 70 \text{ cm}$

$rec = 10 \text{ cm}$

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1.83 \text{ Tn/m}^3$$

$$\gamma_{\text{Hor}} = 2.4 \text{ Tn/m}^3$$

$$P_{rt} = \gamma_{\text{suelo}} * h_r$$

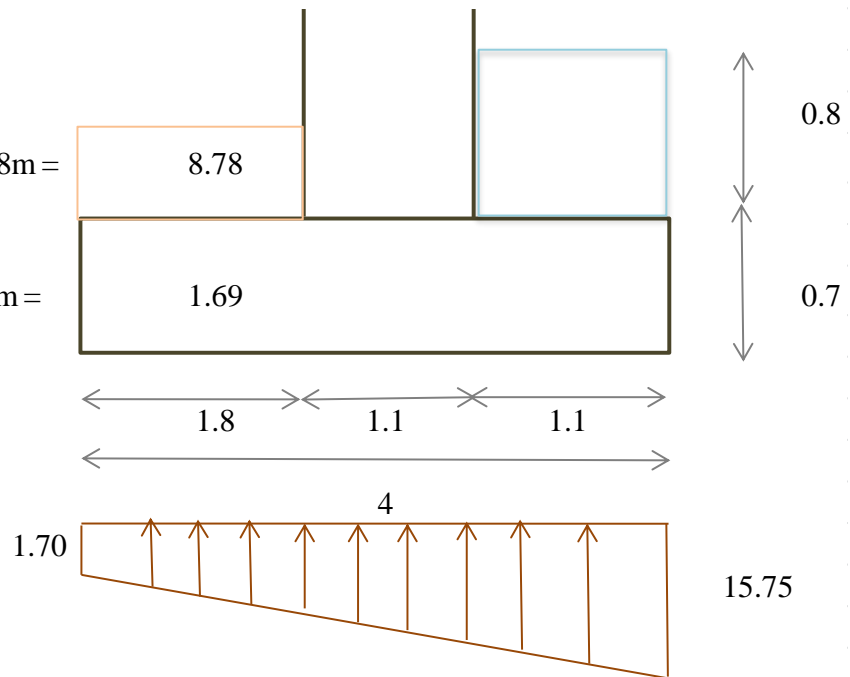
$$P_{rt} = 1.83 \text{ Tn/m}^3 * 4.8 \text{ m} =$$

8.78

$$P_t = \gamma_{\text{Hor}} * h_z$$

$$P_t = 2.41 \text{ t/m}^3 * 0.7 \text{ m} =$$

1.69

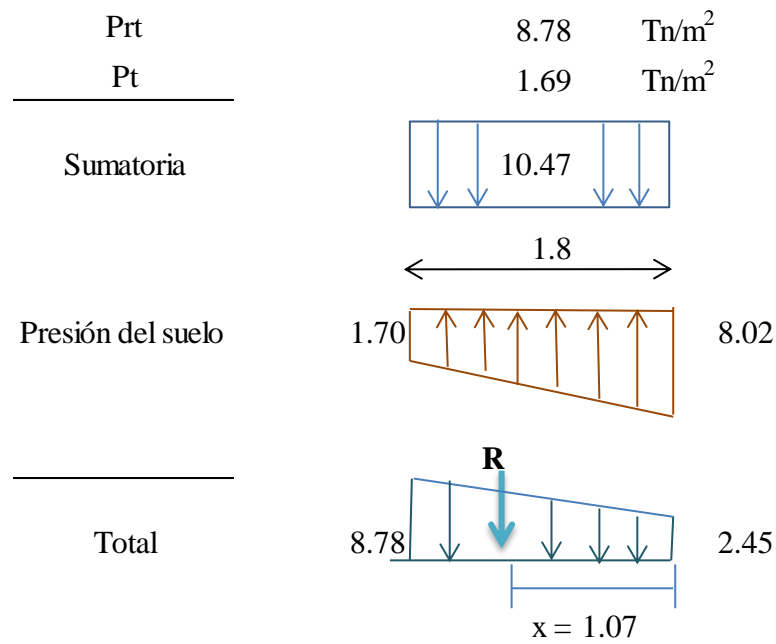


**Figura 56:** Esfuerzos del suelo en el talón.

**Materiales:**  $F'c = 240 \text{ kg/cm}^2$  y  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Diagrama de Presiones en el Talón de la Zapata:





**Figura 71:** Diagrama de Presiones en el Talón de la Zapata.

### Cálculo de la Fuerza Resultante

Al resultar un diagrama de presiones trapezoidal, la resultante **R** se determina como el área de un trapecio.

$$R = \frac{(q_{\text{mayor}} + q_{\text{menor}})}{2} * \text{longitud del talón}$$

$$R = \frac{(8.78 \text{ Tn/m}^2 + 2.45 \text{ Tn/m}^2)}{2} * 1.80 \text{ m}$$

$$R = 10.10 \text{ Tn}$$

### Momento:

$$M = R * x$$

$$M = 10.80 \text{ Tn - m}$$

### Momento Último:

$$M_u = 1.4 * M$$

$$M_u = 15.120 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$k = 0.021$$

$$k \text{ máx} = 0.424$$

$$p = 0.001 < p_{\text{mín}}$$

$$p \text{ mín} = 0.003$$

$$A_s = 20.14 \text{ cm}^2$$

TIPO	FUERZA	BRAZO	M (Tn-m)
DC	3.04	0.9	2.733
EV	15.81	0.9	14.230
LS	1.94	0.9	1.750

**Tabla 37:** Momento último.

$$M_u = n [1.25 M_{cm} + 1.35 M_{dw} + 1.75 M_{LS}] \quad n = 1$$

$$M_u = 1.0 [1.25 * 2.733 \text{ Tn} - \text{m} + 1.35 * 14.230 \text{ Tn} - \text{m} + 1.75 * 1.750 \text{ Tn} - \text{m}]$$

$$M_u = 25.69 \text{ T-m}$$

#### **Diseño a flexión:**

$$k = 0.035$$

$$k \text{ máx} = 0.424$$

$$p = 0.0020 < p_{\text{mín}}$$

$$p \text{ asum} = 0.002$$

#### **Acero Calculado:**

$$A_{st} = 0.002 * b * t$$

$$A_s = 14.00 \text{ cm}^2$$

**Acero Real:**

$$5 \quad \emptyset \quad 20 \quad \text{mm}$$

$$A_{sr} = 15.71 \text{ cm}^2$$

$$z = \text{rec} + \emptyset / 2$$

$$z = 11 \text{ cm}$$

$$d = h - z$$

$$d = (70 - 11) \text{ cm}$$

$$d = 59 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{\emptyset f'_c h}$$

$$a = 4.62 \text{ cm}$$

**Momento Resistente:**

$$M_u = \emptyset * A_s * F_y * (d - a / 2)$$

$$M_u = 0.9 * 15.71 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ Kg/cm}^2 * (59 \text{ cm} - 4.62 \text{ cm} / 2)$$

$$M_u = 33.66 \text{ Tn-m}$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{F'_c}$$

$$f_r = 31.14$$

$$S = b * h^2 / 6$$

$$S = 81666.67$$

$$1.2M_{cr} = f_r * S$$

$$1.2M_{cr} = 30.52 \text{ Tn-m}$$

**Momento Resistente > Momento Solicitante**

$$33.66 \text{ Tn-m} > 30.52 \text{ Tn-m}$$

VERDADERO

**Acero de temperature:**

$$A_{st} = 0.002 b d$$

$$A_{st} = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}/2 = 6 \text{ cm}^2$$

**Acero real:** 4 Ø 14 mm

$$A_{sr} = 6.16 \text{ cm}^2$$

Entonces se colocará 1 Ø 14 mm @ 25cm

**Diseño a Corte:**

$$V_u = n [1.25 V_{cm} + 1.35 V_{dw} + 1.75 V_{Ls}]$$

$$V_u = 28.54 \text{ Tn/m}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b v * d v \quad V_c: \text{Cortante calculado}$$

$$V_c = 48.44 \text{ Tn}$$

$$V_r = \phi V_c \quad V_r: \text{Cortante resistente}$$

$$V_r = 43.60 \text{Tn}$$

$$V_r > V_c$$

$$43.60 \text{Tn} > 28.54 \text{Tn}$$

VERDADERO

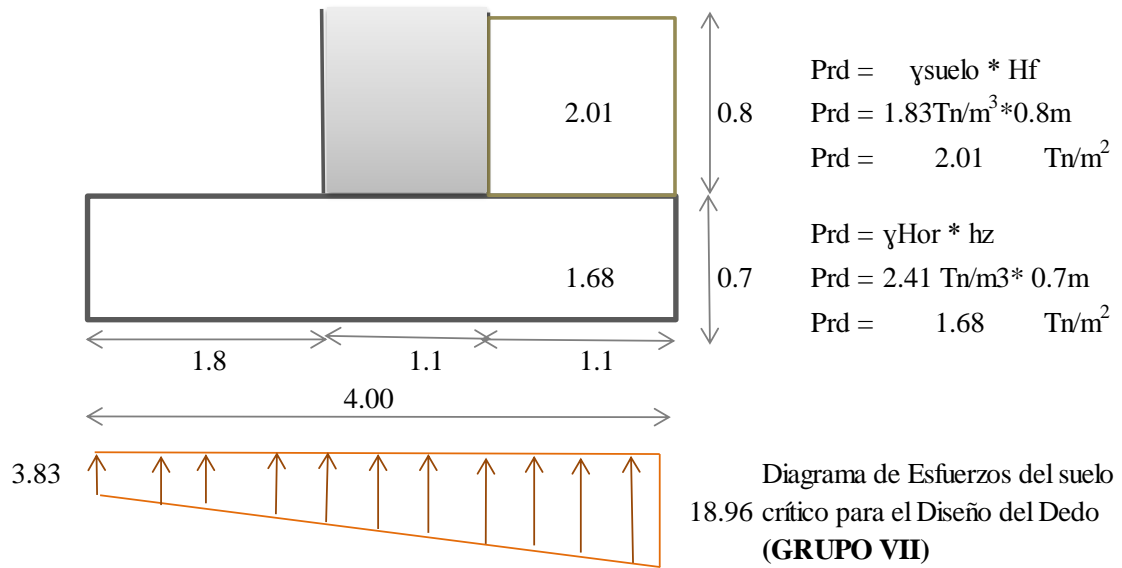
❖ **DISEÑO DEL DEDO**

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 10 \text{ cm}$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$



**Figura 57:** Esfuerzos Críticos del Suelo para Diseño del Dedo.

$$A_{st} = 0.002 b d$$

$$A_{st} = 12 \text{ cm}^2$$

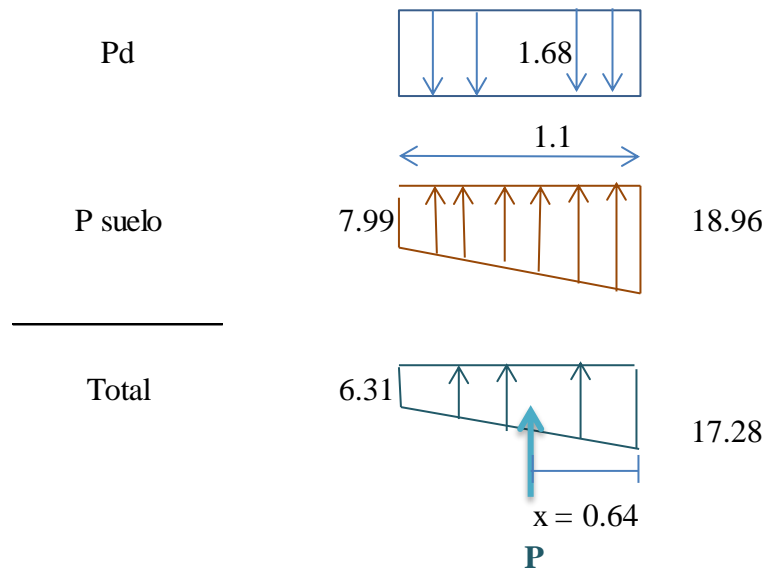
$$A_{st} / 2 = 6 \text{ cm}^2$$

$$4 \quad \emptyset \quad 14$$

$$A_{sr} = 6.16 \text{ cm}^2$$

### DIAGRAMA DE PRESIONES DEL SUELO:

No se considera el peso del suelo de relleno para el diseño del dedo por la misma razón de lo especificado en el Artículo 11.6.3.5 de la AASHTO que establece despreciar la resistencia pasiva a menos que se garantice que la base se encuentre por debajo de la profundidad máxima de socavación.



**Figura 58:** Esfuerzos actuantes sobre el dedo de la cimentación.

Dónde:

P: Resultante del Diagrama de Presiones Total del Dedo.

x: Ubicación de la Resultante

$$P = \frac{(q_{\text{mayor}} + q_{\text{menor}})}{2} * \text{longitud del Dedo}$$

$$P = \frac{(17.28 \text{ Tn/m}^2 + 6.31 \text{ Tn/m}^2)}{2} * 1.10 \text{ m}$$

$$P = 12.98 \text{ Tn}$$

**Momento:**

$$M = P * x$$

$$M = 8.24 \text{ Tn-m}$$

$$M_u = 1.4 M$$

$$M_u = 11.540 \text{ Tn-m}$$

**Comprobación:**

$$M_{\text{diseño}} = Ld^2 (2 * \text{lado lejano} + \text{lado cercano})/6$$

$$M_{\text{diseño}} = (1.10 \text{ m})^2 (2 * 17.28 \text{ Tn/m}^2 + 6.31 \text{ Tn/m}^2)/6$$

$$M_{\text{diseño}} = 8.24 \text{ Tn-m}$$

$$M_u = 11.540 \text{ Tn-m}$$

$$k = 0.016$$

$$k_{\text{máx}} = 0.424$$

$$p = 0.00091 < p_{\text{mín}}$$

VERDADERO

$$A_s = 14.00 \text{ cm}^2$$

5 Ø 20 mm

$$A_{sr} = 15.71 \text{ cm}^2$$

$$z = \text{rec} + \emptyset / 2$$

$$z = 11 \text{ cm}$$

$$d = h - z$$

$$d = 59 \text{ cm}$$

$$a = \frac{As f_y}{\emptyset f'_c h}$$

$$a = 4.62 \text{ cm}$$

**Momento Resistente:**

$$M_u = \emptyset * A_s * f_y * (d - a / 2)$$

$$M_u = 0.9 * 15.71 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ Kg/cm}^2 * (59 \text{ cm} - 4.62 \text{ cm} / 2)$$

$$M_u = \mathbf{33.66 \text{ Tn-m}}$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 31.14$$

$$S = b * h^2 / 6$$

$$S = 81666.67$$

$$1.2M_{cr} = f_r * S$$

$$1.2M_{cr} = 30.52 \text{ Tn-m}$$

$$33.66 \text{ Tn-m} > 30.52 \text{ Tn-m}$$

VERDADERO

$$c = 5.435$$



$$c/de = 0.09$$

$$0.09 < 0.42 \quad \text{VERDADERO}$$

### CHEQUEO DEL CORTE DEL DEDO

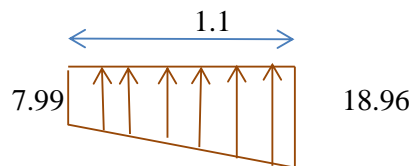
$$Pd = 1.68 \text{ Tn} \quad \text{Peso del Dedo}$$

$$Prd = 2.01 \text{ Tn} \quad \text{Peso del relleno del Dedo}$$

$$\text{Peso Total} = 3.69 \text{ Tn}$$

**Peso lineal:** Peso Total / Longitud del Dedo

$$\text{Peso} = 3.69 \text{ Tn} / 1.1 \text{ m} = 3.357 \text{ Tn} / \text{m}$$



**Figura 59:** Esfuerzos del suelo sobre el dedo de la cimentación.

$$R = V \quad R = (B + b) * L / 2$$

$$V = 11.13 \text{ Tn/m}$$

$$Vu = 1.4 V$$

$$Vu = 15.58 \text{ Tn/m}$$

$$v = \frac{Vu}{\emptyset * b * d}$$

$$v = \frac{15.58 \times 10^3 \text{ Kg/cm}}{0.85 * 60 \text{ cm} * 100 \text{ cm}}$$

$$vu = 3.06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$vu < vadm$$

$$3.06 \text{ Kg/cm}^2 < 8.21 \text{ Kg/cm}^2$$

VERDADERO

### 6.7.6.12 DISEÑO DEL CUERPO

#### Datos:

$$h' = 4.8 \text{ m} \quad \text{Altura}$$

$$hs = 0.6 \text{ m} \quad \text{Altura por sobrecarga}$$

$$\gamma \text{ suelo} = 1.83 \text{ T/m}^3 \quad \text{Peso específico del suelo natural}$$

$$ka = 0.320 \quad \text{Coeficiente de Empuje Activo}$$

$$Kae = 0.486 \quad \text{Coeficiente de Empuje Sísmico}$$

#### Esfuerzos del Suelo:

##### Por Suelo Natural:

$$q = ka * \gamma \text{ suelo} * h'$$

$$q = 0.32 * 1.83 \text{ Tn/m}^3 * 4.8 \text{ m}$$

$$q = 2.812 \text{ Tn/m}^2$$

##### Por Sobrecarga:

$$q1 = ka * \gamma \text{ suelo} * hs$$

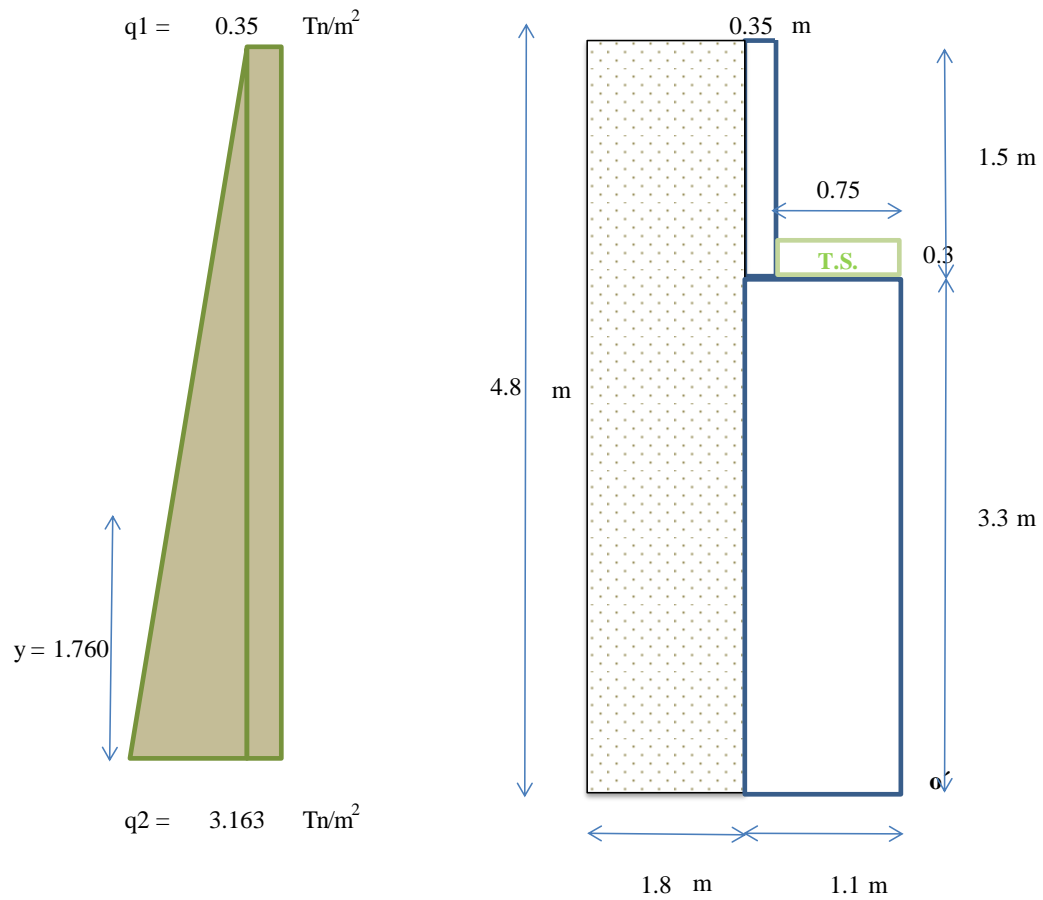
$$q1 = 0.32 * 1.83 \text{ Tn/m}^3 * 0.6 \text{ m}$$

$$q1 = 0.35 \text{ Tn/m}^2$$

##### Empuje en la base:

$$q2 = q + q1$$

$$q2 = 3.163 \text{ Tn/m}^2$$



**Figura 60:** Diagrama de Presiones sobre el Cuerpo del Estribo.

**Cargas actuantes sobre el Cuerpo del Estribo:**

ELEMENTO	Wi (Tn/m)	Xi (m)	Mo'(Tn-m)	ΣMo'(Tn-m)
Espaldar	1.27	0.93	1.17	1.17
Traba sismorresistente	0.54	0.38	0.20	1.37
Pantalla rectangular	8.75	0.55	4.81	5.01
<b>Sumatoria</b>	<b>10.56</b>			<b>5.01</b>
Rcm	10.68	0.47	5.02	10.04
<b>Sumatoria</b>	<b>21.24</b>			<b>5.02</b>
Rcv	4.94	0.47	2.32	2.32
<b>Sumatoria</b>	<b>26.18</b>			<b>7.34</b>

**Tabla 38:** Resumen de Momentos para el diseño de la pantalla del Estribo.

## EMPUJE TOTAL DEL SUELO

El Empuje constituye la resultante del Diagrama de Presiones Trapezoidal del suelo sobre el Cuerpo de estribo.

$$E = \frac{(q1 + q2)}{2} * h \quad E = 8.435 \text{Tn}$$

$$y = 1.760 \text{ m}$$

$$Meo = 14.846 \text{ Tn-m}$$

## FUERZA SÍSMICA

### INFRAESTRUCTURA

ELEMENTO	Wi (Tn)	yi (m)	Mo' (Tn-m)
Espaldar	1.27	4.05	5.12
Traba sismorresistente	0.54	3.45	1.87
Pantalla rectangular	8.75	1.65	14.43
<b>Sumatoria</b>	<b>10.56</b>		<b>21.43</b>

**Tabla 39:** Fuerza sísmica sobre la infraestructura.

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

$$EQ = 2.53 \text{ Tn}$$

$$MEQ = 5.14 \text{ Tn-m}$$

### SUPERESTRUCTURA

$$Rcm = 10.68 \text{ Tn}$$

$$h = 3.30 \text{ m}$$

$$EQ = 4.27 \text{ Tn}$$

$$MEQ = 14.10 \text{ Tn-m}$$

## TOTAL SISMO

$$EQ = 17.06 \text{ Tn}$$

$$MEQ = 40.12 \text{ Tn-m}$$

### **Empuje del Suelo sin Sobrecarga**

$$q_2 = 2.812 \text{ T/m}^2$$

$$E = 6.75 \text{ Tn}$$

### **METODO DE MONONOBE OKABE**

$$q_e = k_{ae} * \gamma_{\text{suelo}} * h'$$

$$q_e = 0.486 * 1.83 \text{ Tn/m}^3 * 4.8 \text{ m}$$

$$q_e = 4.27 \text{ Tn/m}^2$$

$$E_{ea} = \frac{q_e * h'}{2}$$

$$E_{ea} = \frac{4.27 \text{ Tn/m}^2 * 4.8 \text{ m}}{2}$$

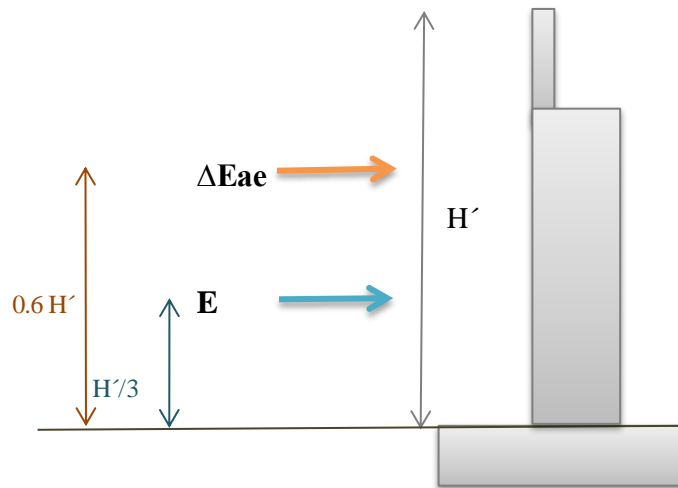
$$E_{ea} = 10.25 \text{ Tn}$$

$$\Delta E_{ae} = E_{ea} - E$$

$$\Delta E_{ae} = 10.25 \text{ Tn} - 6.75 \text{ Tn}$$

$$\Delta E_{ae} = 3.50 \text{ Tn}$$

La resultante del esfuerzo total se conoce que el componente estático actúa a  $H/3$  sobre la base del estribo, mientras que el componente dinámico según “**Seed y Whitman (1970)** recomendaron que el componente dinámico se considere actuando aproximadamente a  $0.6H$ ”. Diseño Sísmico de Estructuras Autor: Ing. Juan Valenzuela.



**Figura 61:** Ubicación de Empuje Estático y Dinámico.

$$\mathbf{Meae} = E * H'/3 + \Delta Eae * (0.6H') \text{ Momento por Empuje Dinámico (Sísmico)}$$

$$\mathbf{Meae} = 20.88 \text{ Tn} - \text{m}$$

#### **GRUPO I**

$$P = 26.18 \text{ Tn}$$

$$x = -0.29 \text{ m}$$

$$e = 0.84 \text{ m}$$

$$M = 21.90 \text{ Tn-m}$$

$$Mu = 35.04 \text{ Tn-m}$$

#### **GRUPO IV**

$$P = 21.24 \text{ Tn}$$

$$x = -0.19 \text{ m}$$

$$e = 0.74 \text{ m}$$

$$M = 15.75 \text{ Tn-m}$$

$$M_u = 25.20 \text{ Tn-m}$$

El Momento de Diseño se tomará el mayor valor resultante de las Combinaciones I y IV. Por lo cual el **Momento de Diseño** es  $M_u$  de la Combinación IV.

$$\mathbf{M_u = 35.04 \text{ Tn-m}}$$

$$\mathbf{DATOS:} \quad t = 110 \text{ cm} \quad F'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 10 \text{ cm} \quad F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 100 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

#### **Diseño a Flexión:**

$$k = 0.017$$

$$k \text{ máx} = 0.424$$

$$p = 0.001 < p_{\text{mín}}$$

$$p \text{ mín} = 0.002$$

#### **Acero calculado:**

$$A_s = p \text{ mín} * b * d$$

$$A_s = 20.00 \text{ cm}^2$$

**Acero real: 5 Ø 20 mm**

$$A_{sr} = 21.99 \text{ cm}^2$$

$$z = \text{rec} + \emptyset / 2$$

$$z = 11 \text{ cm}$$

$$d = L - z$$

$$d = 99 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{\emptyset f'_c h}$$

$$a = 4.53 \text{ cm}$$

### **Momento Resistente:**

$$M_r = \emptyset * A_s * F_y * (d - a / 2)$$

$$M_r = 0.9 * 21.99 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ Kg/cm}^2 * (99 \text{ cm} - 4.53 \text{ cm} / 2)$$

$$M_r = 80.41 \text{ Tn} - \text{m}$$

### **M resistente > M diseño**

$$80.41 \text{ Tn} - \text{m} > 35.04 \text{ Tn} - \text{m Verdadero}$$

### **CHEQUEO DEL CORTE:**

$$b_v = 100$$

$$d = 99$$

$$H = 110$$

$$d_v = 96.74 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_v * d$$

$$V_c = 81.27 \text{ Tn}$$



$$V_r = 73.14 \text{ Tn}$$

**Acero de temperatura:**

$$A_{st} = 0.002 * b * t$$

$$A_{st} = 22 \text{ cm}^2$$

**Cara Interna 1/3 Ast**

$$A_{si} = 7.33 \text{ cm}^2$$

$$5 \quad \emptyset \quad 14 \quad \text{mm}$$

MC 107 y 108

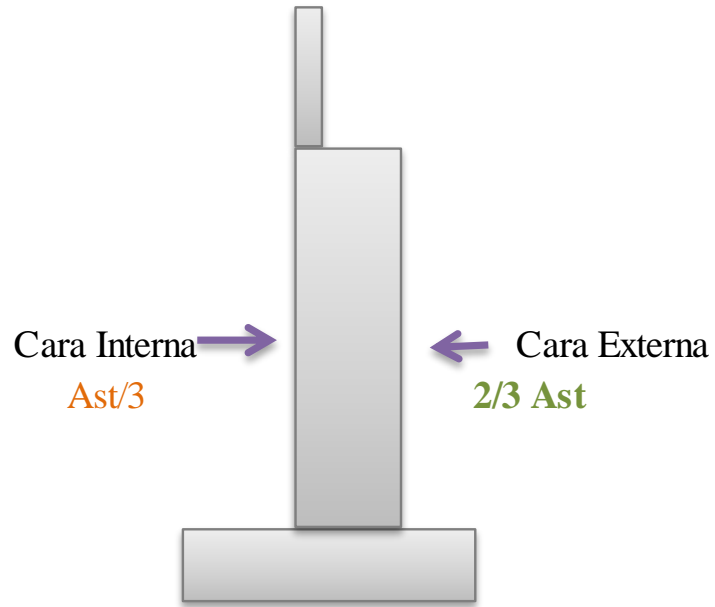
**Cara Externa 2/3 Ast**

$$A_{se} = 14.67 \text{ cm}^2$$

$$5 \quad \emptyset \quad 20 \quad \text{mm}$$

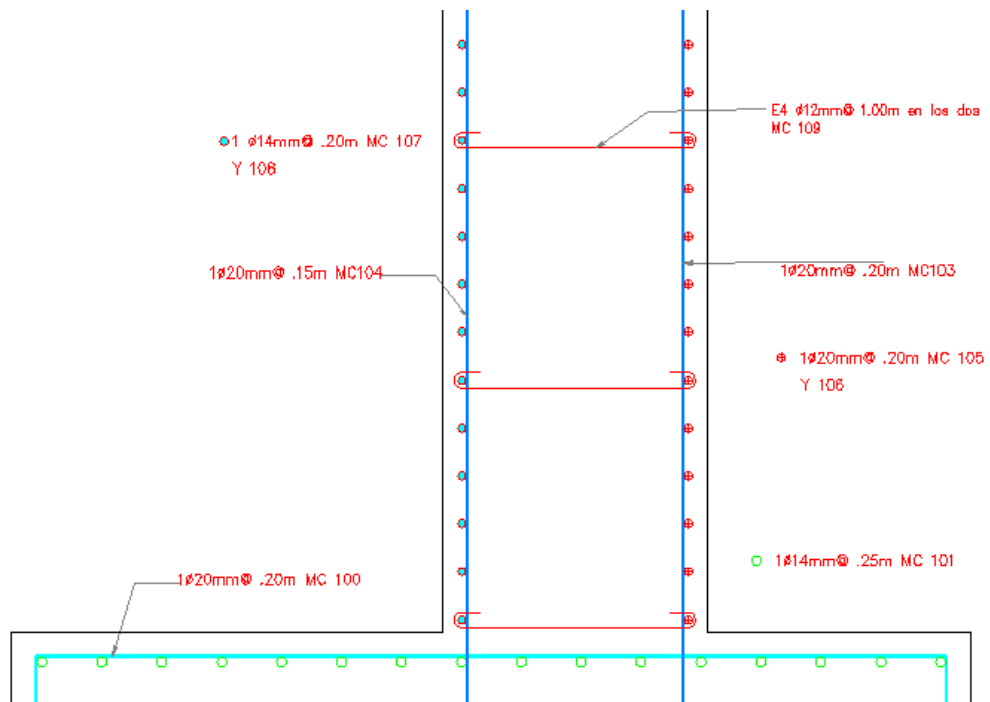
$$A_{sr} = 15.71 \text{ cm}^2$$

MC 105 y 106



**Figura 62:** Cuerpo del Estribo.

**ARMADO DEL ESTRIBO:**



**Figura 63:** Armado del cuerpo del Estribo.

### 6.7.6.13 DISEÑO DE LA VIGA DE ASIENTO

#### Datos:

$$R_{cm} = 256.43 \text{ Tn}$$

$$C_m = 32.05 \text{ Tn}$$

$$R_{cv} = 118.62 \text{ Tn}$$

$$C_v = 14.83 \text{ Tn}$$

$$b \text{ adoptado} = 60 \text{ cm}$$

$$P_u = n [1.25DC + 1.75LL]$$

$$n = 1$$

$$P = 22.00 \text{ Tn/ml}$$

$$V_u = 33 \text{ Tn}$$

$$M_u = 24.75 \text{ Tn-m}$$

$$a = 3.77 \text{ cm}$$

#### Acero de refuerzo:

$$A_s (-) = 12.33 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ } \emptyset 18 \text{ mm}$$

$$A_{sr} = 12.72 \text{ cm}^2$$

#### CHEQUE DEL CORTANTE:

$$v = \frac{V_u}{\emptyset * b * h}$$

$$vu = \frac{33 \times 10^3 \text{ Kg/cm}}{0.85 * 100 \text{ cm} * 60 \text{ cm}}$$

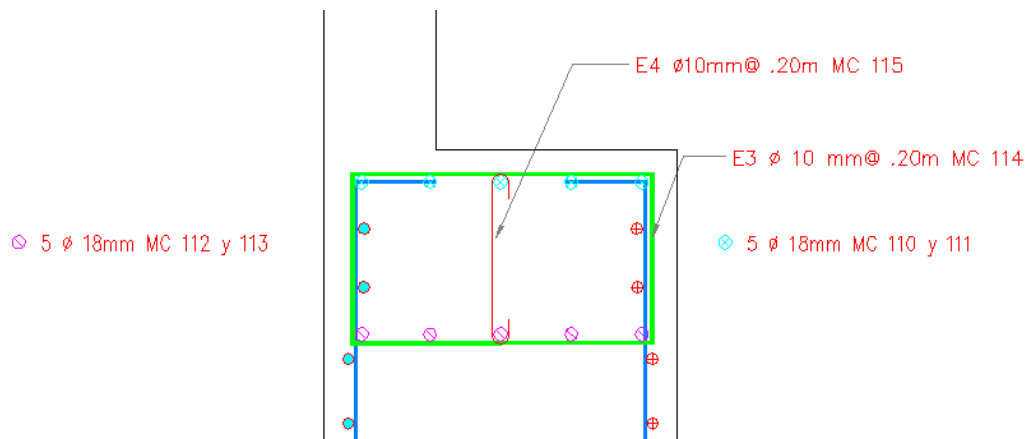
$$vu = 6.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$vu < vadm$$

$$6.47 \text{ Kg/cm}^2 < 8.21 \text{ Kg/cm}^2$$

### VERDADERO

No se necesita colocar estribos pero se debe colocar por Norma se colocará  $1\text{Ø } 10$  mm a un espaciamiento de 20 cm.



**Figura 64:** Armado de la viga de asiento.

#### 6.7.6.14 DISEÑO DEL CABEZAL SUPERIOR

**Datos:**

a = 35 cm

rec = 7.5 cm

d = 27.50 cm

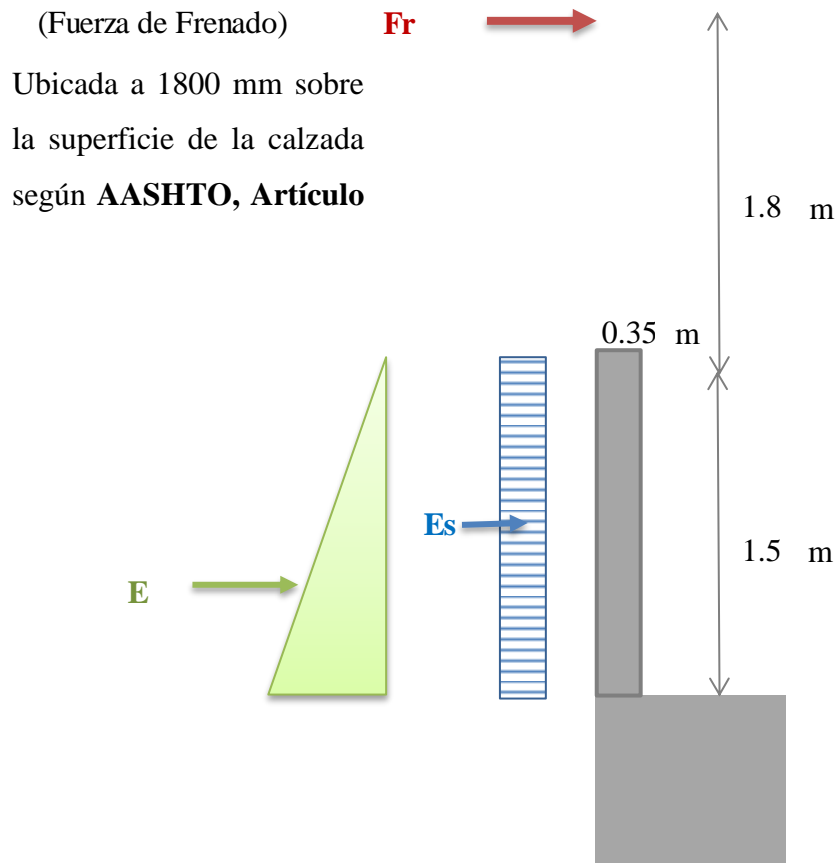
b = 100 cm

$\gamma$  suelo = 1.83 Tn/m<sup>3</sup>

Fr = 2.88 Tn

p mín =	0.003
pb =	0.025
p máx =	0.012

ka = 0.320



**Figura 65:** Fuerzas actuantes en la viga cabezal.

$$E = K_a * \gamma \text{ suelo} * h^2 / 2$$

$$E = 0.66 \text{ Tn}$$

$$E_s = K_a * \gamma \text{ suelo} * h$$

$$E_s = 0.88 \text{ Tn}$$

**Primera Combinación:**

$$M_{cm} = 0.33 \text{ Tn-m}$$

$$M_{cv} = 9.52 \text{ Tn-m}$$

**Segunda Combinación:**

$$M_E = 0.33 \text{ Tn-m}$$

$$M_{Es} = 0.66 \text{ Tn-m}$$

$$M_u = 1.3 M_{cm} + 1.7 M_{cv}$$

$$M_{Fr} = 9.52 \text{ Tn-m}$$

Momento por fuerza de frenado

$$M_u = 16.61 \text{ Tn-m}$$

$$M_u = 1.5 M_E + 1.75 M_{Es} + 1.75 M_{Fr} \quad \text{Momento último}$$

$$M_u = 18.30 \text{ Tn-m}$$

Entonces el Momento de diseño es el mayor valor obtenido:

$$\mathbf{M_{dis} = 18.30 \text{ Tn-m}}$$

#### **Diseño a Flexión:**

$$k = 0.108$$

$$k_{\text{máx}} = 0.424$$

$$p = 0.0066$$

$$p_{cal} > p_{\text{mín}}$$

#### **Acero Calculado:**

$$A_s = p_{cal} * b * d$$

$$A_s = 0,0066 * 100 \text{ cm} * 28 \text{ cm}$$

$$A_s = 18.15 \text{ cm}^2$$

#### **Acero real:**

1 Ø 22 mm @ 20cm (MC 117)

$$A_{sr} = 19.01 \text{ cm}^2$$

**Acero Longitudinal:**

$$A_s = \phi * b * d$$

$$A_s = 0,002 * 100 \text{ cm} * 28 \text{ cm}$$

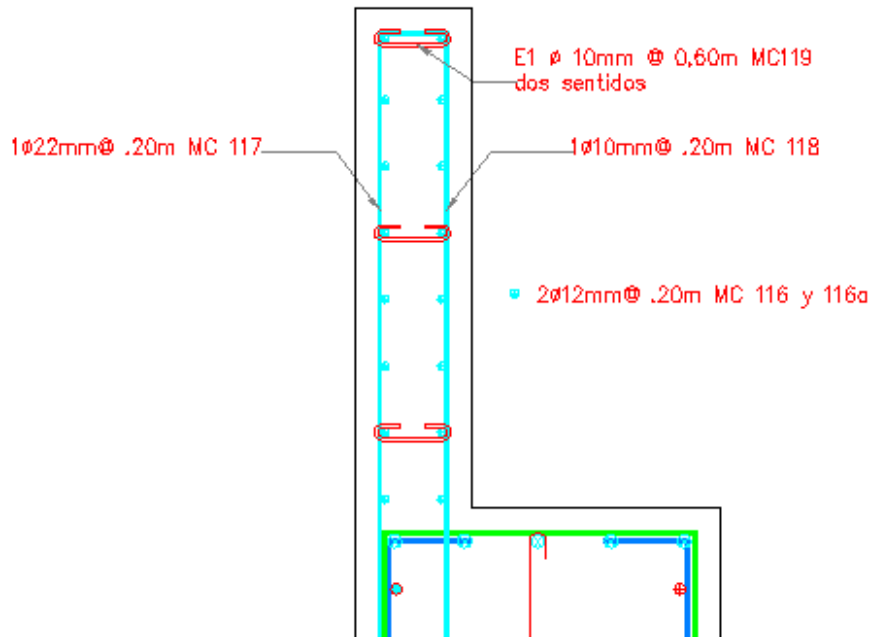
$$A_s = 5.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \phi 12 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ colocar} = \frac{2}{3} A_{st}$$

$$\frac{2}{3} A_{st} = 3.667 \text{ cm}^2$$

$$5 \quad \phi \quad 10 \quad \text{mm}$$

$$1 \quad \phi \quad 10 \quad \text{mm} \quad @ \quad 20 \quad \text{cm}$$



**Figura 66:** Armado del cabezal superior.

### 6.7.6.15 DISEÑO DEL MURO DE ALA

Datos:

$$t = 35 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 7 \text{ cm}$$

$$d = 28 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$p \text{ mín} =$	0.00336
$p_b =$	0.025
$p \text{ máx} =$	0.012

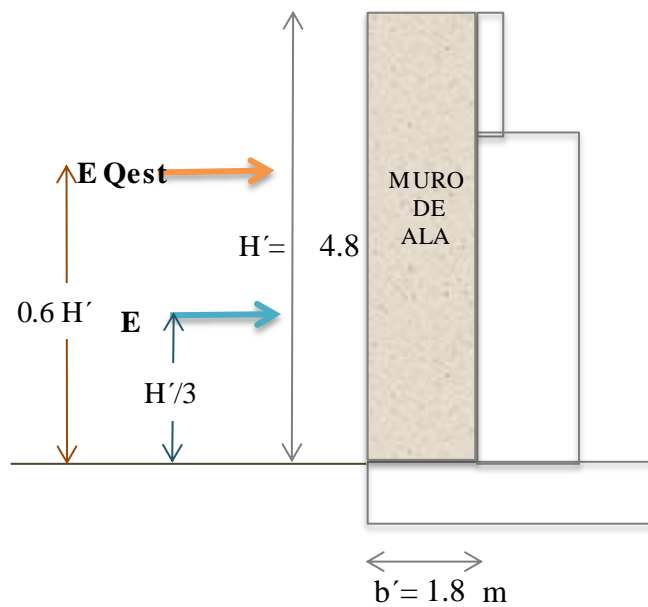


Figura 67: Diseño del muro de ala.

#### MOMENTOS ACTUANTES:

##### Momento por Carga Muerta MDC

$$w_{pp} = b' * H' * \gamma_{\text{Hor}} \quad \text{Peso propio del Muro de Ala por metro lineal.}$$

$$w_{pp} = 1.5183 \text{ Tn}$$

$$\text{MDC} = w_{pp} * t/2 \quad \text{Momento por peso propio.}$$



$$\text{MDC} = 0.266 \text{ Tn-m}$$

**Momento debido a Empuje del Suelo (ME):**

$$q = 2.812$$

$$E = 6.748 \quad \text{Empuje Natural del Suelo}$$

$$\text{ME} = 10.797$$

**Momento debido a Empuje Sísmico del Suelo (ME Qest):**

$$E \text{ Qest} = 3.50$$

$$\text{ME Qest} = 10.08$$

**Momento Último:**

Se determina mediante para los siguientes estados de carga:

$$\text{a) } \quad \text{Mu} = n (1.25 * \text{MDC} + 1.35 * \text{MEH})$$

$$\text{Mu} = 16.523 \text{ Tn-m}$$

$$\text{b) } \quad \text{Mu} = n (1.25 * \text{MDC} + 1 * \text{ME Qest})$$

$$\text{Mu} = 10.41 \text{ Tn-m}$$

El Momento de Diseño (Mdis) constituye el mayor momento obtenido por las combinaciones.

$$\text{Mdis} = 16.523 \text{ Tn-m}$$

**Diseño a Flexión**

$$k = 0.090$$

$$k \text{ máx} = 0.424$$

$$p = 0.005$$

$$p_{\text{mín}} < p < p_{\text{máx}}$$

**Acero calculado:**

$$A_s = p * b * d$$

$$A_s = 16.35 \text{ cm}^2$$

**Acero real:**

$$5 \quad \emptyset \quad 22 \quad \text{mm}$$

$$1 \emptyset 22 \text{ mm @ } 0.20 \text{ m} \quad | \text{MC } 123$$

$$A_{sr} = 19.01 \text{ cm}^2$$

$$z = \text{rec} + \emptyset / 2$$

$$z = 6.1 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 28.9 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{\emptyset f'c h}$$

$$a = 11.18 \text{ cm}$$

Para el Acero longitudinal se coloca  $1/3 A_s$ , entonces se colocará  $1 \emptyset 20 \text{ mm @ } 0.20 \text{ m}$ .

**Momento Resistente:**

$$M_r = \emptyset * A_s * F_y * (d - a / 2)$$

$$M_r = 0.9 * 19.01 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ Kg/cm}^2 * (28.9 \text{ cm} - 11.18 \text{ cm} / 2)$$

$$M_r = 16.75 \text{ Tn} - \text{m}$$

**M resistente > M diseño**

$$16.75 \text{ Tn} - \text{m} > 16.53 \text{ Tn} - \text{m}$$

### **As de temperatura**

Este refuerzo sirve para contrarrestar los efectos de retracción y contracción, además sirve como hierros de amarre, los cuales se distribuyen en las dos caras de la pantalla.

$$A_{st} = 0.0018 * b * t$$

$$A_{st} = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}/3 = 2.10 \text{ cm}^2$$

### **ACERO CARA EXTERIOR**

$$2A_{st}/3 = 4.20 \text{ cm}^2$$

$$5 \quad \emptyset \quad 12 \quad \text{mm} \quad \text{MC 120 Y 122}$$

$$A_{sr} = 5.65 \text{ cm}^2$$

### **6.7.6.16 DISEÑO DE LA TRABA SÍSMICA**

#### **DATOS:**

$$F'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

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

#### **GEOMETRÍA:**

$$L = 1.00 \text{ m}$$

$$a = 0.75 \text{ m}$$

$$h = 0.30 \text{ m}$$

$$r = 0.05 \text{ m}$$

$$A_{cv} = 2250 \text{ cm}^2$$

### CARGAS

$$R_{cm} = 256.43 \quad \text{Reacción carga muerta por estribo}$$

$$A = 0.40 \quad \text{Aceleración de sitio.}$$

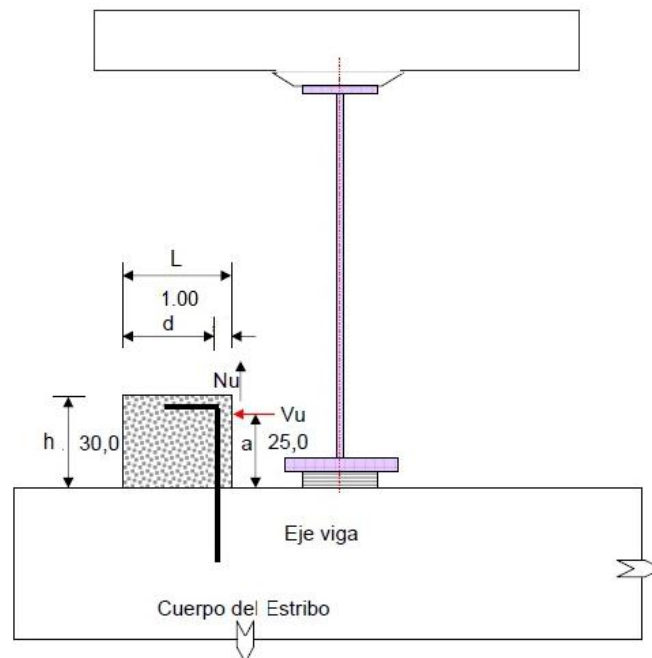
$$k_h = 0.20 \quad \text{Aceleración de sitio.}$$

$$E_q = 51.29 \quad \text{Fuerza sísmica lateral (A Rcm)}$$

$$f_u = 1.40 \quad \text{Factor de mayoración}$$

$$V_u = 71.80 \quad \text{Carga última sísmica}$$

$$N_{u\min} = 14.36 \quad \text{Fuerza vertical mínima (hacia arriba)}$$



**Figura 68:** Vista Frontal de la Traba.

## CORTE FRICCIÓN

$$A_{vf} = V_n / F_y \mu \lambda \quad \text{Acero por corte-fricción}$$

$$V_n = V_u / \phi \quad \text{Carga ext. factorizada}$$

$$\phi = 0.85$$

$$\lambda = 1$$

$$\mu = 1 \lambda = 1 \quad \text{AASHTO 5.8.4.2 Cohesión y Fricción}$$

$$V_n = 84.47 \text{ Tn}$$

$$V_n \text{ máx1} = 0.2 F'_c A_{cv} \quad \text{Cortante resistente}$$

$$V_n \text{ máx2} = 56 A_{cv} \quad \text{Cortante resistente}$$

$$V_n \text{ máx1} = 108000 \text{ Kg}$$

$$V_n \text{ máx1} = 108 \text{ Tn}$$

$$V_n \text{ máx2} = 126000 \text{ Kg}$$

$$V_n \text{ máx2} = 126 \text{ Tn}$$

$$V_n < V_n \text{ máx} \quad \text{Utilizar el menor}$$

$$V_n \text{ máx} = 108 \text{ Tn}$$

$$84.47 \text{ Tn} < 108 \text{ Tn}$$

## VERDADERO

La sección es suficiente

$$A_{vf} = 20.11 \text{ cm}^2$$

### FUERZA HORIZONTAL

$$A_n = N_u / \phi F_y$$

$$A_n = 4.02 \text{ cm}^2$$

### FLEXIÓN

$$M_u = V_u * a$$

$$M_u = 17.95$$

$$M_n = N_u * r$$

$$M_n = 0.718 \text{ Tn-m}$$

$$A_f = [M_u + M_n] / \phi F_y j_d$$

$$j_d = 0.8075$$

$$A_f = 6.476$$

### ARMADURA PRINCIPAL

$$A_s = 2/3 A_{vf} + A_n$$

$$A_s = 2/3 * 20.11 \text{ cm}^2 + 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 17.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero real (A}_{sr}\text{): } 7 \text{ } \phi 18 \text{ mm} = 17.81 \text{ cm}^2$$

## ARMADURA LATERAL

$$A_h = 1/3 A_{vf}$$

$$A_h = 6.704 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ } \varnothing 14 \text{ mm} = 7.70$$

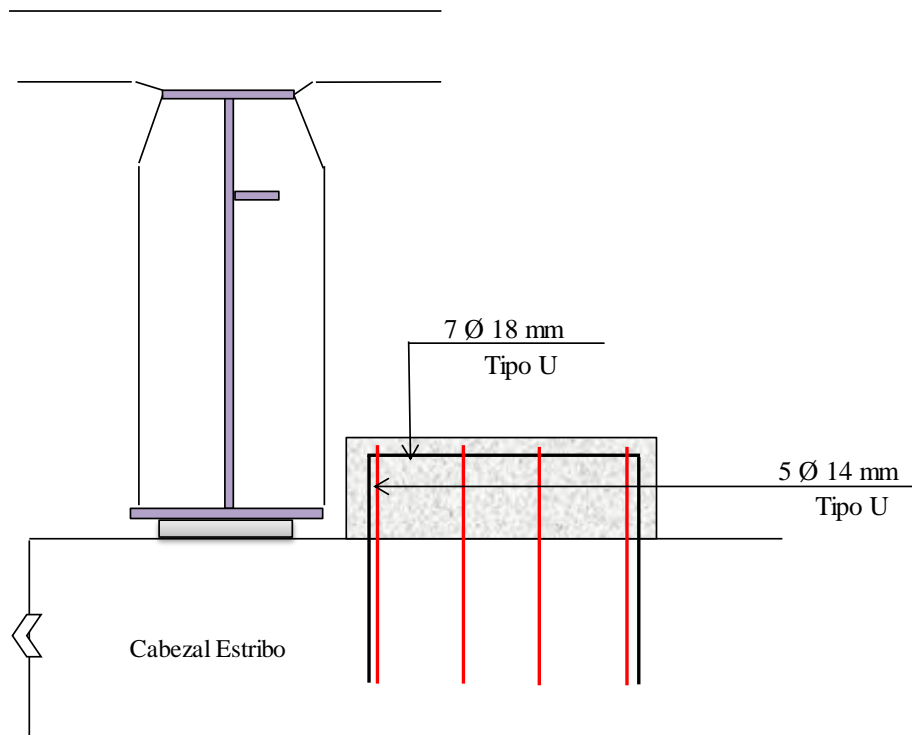
## ARMADURAS MÍNIMAS

$$A_{s \text{ mín}} = 0.04 f'c * b * d / F_y$$

$$A_{s \text{ mín}} = 16.29 \text{ cm}^2$$

$$A_h \text{ mín} = 0.5 (A_s - A_n)$$

$$A_h \text{ mín} = 6.70 \text{ cm}^2$$



**Figura 69:** Armado de la traba sísmica.

### 6.7.6.17 DISEÑO DEL APARATO DE APOYO DE NEOPRENO

Las placas de neopreno para apoyos de puentes tienen tres ventajas importantes, son económicos, efectivos y no requieren de mantenimiento mayor. El neopreno actualmente se usa para apoyos de puentes por dos razones importantes:

**Resistencia.-** La resistencia del neopreno a la compresión es más que suficiente para soportar cargas de puentes, puede soportar cargas a la compresión de hasta 70 Kg/cm<sup>2</sup>.

**Durabilidad.-** La vida útil de un neopreno es de aproximadamente 40 años. Sin darle ningún tipo de mantenimiento hasta 35 años.

Luz del puente = 26 m                      ancho de viga = 0.45 m

Número de vigas = 8

Cargas Totales:

$$R_{cm} = 256.430 \quad Tn$$

$$R_{cv} = 118.616 \quad Tn$$

$$R_{total} = 375.045 \quad Tn$$

**Cargas por Apoyos:**

$$R_{cm} = 32.054 \quad Tn$$

$$R_{cv} = 14.83 \quad Tn$$

**Datos del material:**

$$\alpha_t = 0.0000108$$

$$\alpha_c = 0.0002 \text{ Coeficiente de contracción :}$$

$$\Delta T = 20 \quad \text{Variación máx. por temperatura :}$$

$$\sigma_{adm \text{ cm}} = 35$$

$$\sigma_{adm \text{ cv+cm}} = 56$$



**Dimensiones:**

Ancho  $b = 40$  cm adoptado

Espesor del apoyo

$$e = 0.32 Lc / 3$$

$$e = 0.32 \times 26 \text{ m} / 3$$

$$e = 2.773 \text{ cm}$$

$$e \text{ máx} = 5.20 \text{ cm}$$

$$e \text{ adoptado} = 5 \text{ cm}$$

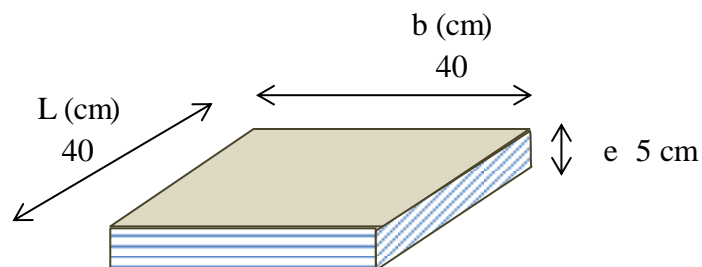
$$\sigma = R / (L * b)$$

$$L = R / (b * \sigma)$$

$$L \text{ cm} = 22.90$$

$$L \text{ cm} + cv = 20.93$$

$$L \text{ adop} = 40 \text{ cm}$$



**Figura 70:** Dimensionamiento de la placa de neopreno

**1.- Tensión real aplicada: Esfuerzo real**

$$E_{\text{real}} = (R_{\text{cm}} + R_{\text{cv}}) / (b \times L)$$

$$E_{\text{real}} = 29.30 \text{ Kg/cm}^2$$

**2.- Factor de forma:**

$$FF = \text{área} / \text{sup. lateral}$$

$$FF = (a \times b) / 2(a + b) e$$

$$FF = 2.0$$

3.- De gráficos se tiene:  $E < 15\%$  corresponde a Dureza Shore 70 %

### Desplazamientos:

a) Temperatura

$$\chi_{T1} = \delta t \chi_T L_p$$

$$\chi_{T1} = 0.005616$$

$$\chi_{T2} = -0.005616$$

$$\chi_{Tt} = \chi_{Tt1} * 2$$

$$\chi_{Tt} = 0.011232 < 0.02$$

b) Por contracción:

$$\delta_1 = \delta \chi_{Tt} + \delta_{\text{fraguado}}$$

Desplazamiento total

$$\delta_{\text{fraguado}} = 0.0052 \text{ m}$$

c) d máximo  $\delta_{\text{máx neopreno}} = 1.90 \times R_{cm} \times e / (5 \times b \times L \times G)$

Para dureza Shore 70 se tiene  $G = 150 \text{ Tn/m}^2$

G: Módulo de corte del elastómetro AASHTO 14.7.5.2

$$G = 12 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Para Dureza Shore 70 \%}$$

$$\delta \text{ máx neopreno} = 1.90 \times 30054 \text{ Kg} \times 5 \text{ cm} / (5 \times 40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} \times 12 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\delta \text{ máx neopreno} = 3.172 \text{ cm}$$

$$\text{Desplazamiento total dt} = 3 \times \delta_{\text{fraguado}} = 0.0156 \text{ m}$$

$$3 \times \delta_{\text{fraguado}} < \delta \text{ máx neopreno}$$

$$0.156 < 0.0317 \text{ m}$$

### 6.7.7 DISEÑO DE LA SEGUNDA ALTERNATIVA: Tablero de Hormigón Armado y Vigas de Hormigón Postensado.

#### Datos:

$$\text{Longitud total} \quad L = 26 \text{ m}$$

$$\text{Ancho del puente} \quad A = 24 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de calzada} \quad A_c = 21 \text{ m}$$

$$\text{Número de vigas} \quad N^\circ = 8 \text{ u}$$

$$\text{Distancia entre vigas} \quad S = 3 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del tablero} \quad t = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Espesor de la capa de rodadura} \quad e = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico del concreto} = 2.4 \text{ Tn/m}^3$$

$$\text{Peso específico de la capa de rodadura.} = 2.25 \text{ Tn/m}^3$$

Módulo de elasticidad del acero

$$E_s = 2.03 \text{ E}+06 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000.00 \text{ kg/cm}^2$$

**Materiales:**

$$F_c = 280 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Tablero, Estribos)}$$

$$F_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Protecciones laterales)}$$

$$F_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vigas postensadas)} \quad 35 \text{ MPa}$$

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

**6.7.7.1 DISEÑO DE ELEMENTOS PRINCIPALES**

**Pre dimensionamiento de la viga**

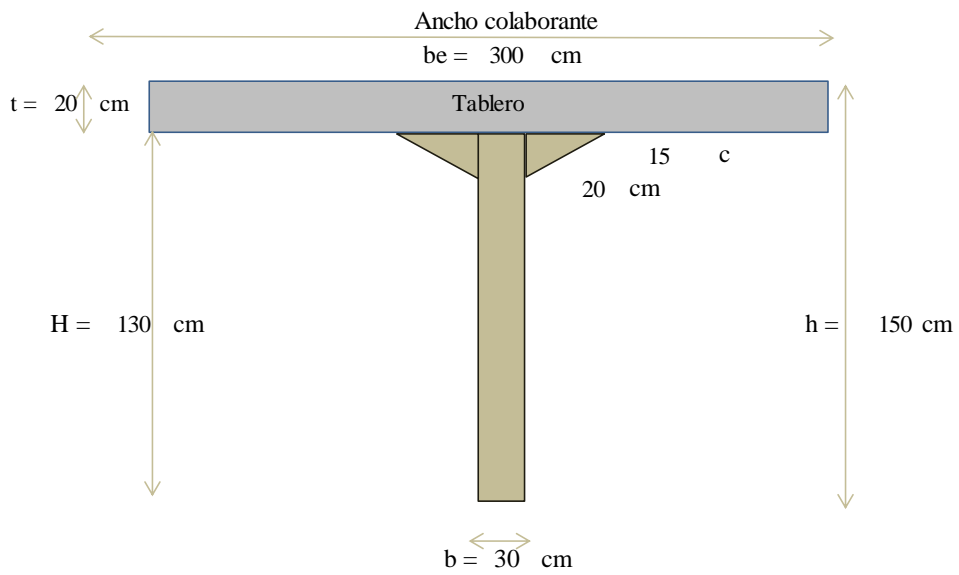
h: Altura de la viga más tablero

$$h = L/15 \quad h = 1.733 \text{ m}$$

$$h = L/20 \quad h = 1.3 \text{ m}$$

$$h = 1.5 \text{ m} \quad \text{(Adoptado)}$$

b: Ancho de la viga  $b = 0.3 \text{ m}$  (Adoptado)



**Figura 71:** Sección de la viga.

Sección	Área (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	y*Área (cm <sup>2</sup> )	y <sup>2</sup> A (cm <sup>2</sup> )	Icg (cm <sup>4</sup> )
I	300 * 20 = 6000	10	60000	600000.00	200000.00
II	30 * 130 = 3900	85	331500	28177500.00	5492500.00
III	(20*15)/2*2= 300	25	7500	187500.00	3750.00
Sumatoria	10200		399000	28965000.00	5696250.00

**Tabla 40:** Propiedades de la Sección transversal de la viga en el centro de la luz.

$$y = y * \text{Área} / \text{Área}$$

$$y = 39.118 \text{ cm}$$

$$y' = h - y$$

$$y' = 110.882 \text{ cm}$$

$$I = \sum Icg + \sum (y^2 * A)$$

$$I = 34661250.00 \text{ cm}^4$$

$$Icg = 5696250.00 \text{ cm}^4$$

$$wi = Icg / y$$

$$wi = 145618.4211$$

**Módulo de Sección:**

$$Ss = 145618.42 \text{ cm}^3 \text{ Fibra superior}$$

$$Si = 51372.02 \text{ cm}^3 \text{ Fibra inferior}$$

**Distancia del Núcleo:**

$$Ks = 5.04$$

$$Ki = 14.28$$

## CARGAS INICIALES:

Peso Propio de la viga (wpp):

$$W_{pp} = \text{Área} * \text{Peso específico del hormigón}$$

$$W_{pp} = 10200/10^4 \text{cm}^2 * 2.4 \text{Tn/m}^3$$

$$W_{pp} = 2.448 \text{ Tn/m}$$

Momento por Carga Muerta:

$$M_{cm} = W_{pp} * L^2 / 8$$

$$M_{cm} = 206.856 \text{ Tn-m}$$

Diafragmas:  $S_d = 5.1 \text{ m}$

$$a_d = 25 \text{ cm}$$

$a_v$ : ancho de viga

$P_{diaf} = (S - a_v) * (h' - 0.15) * a_d * \gamma_{Hor}$   $h$ : altura de la viga

$$P_{diaf} = (3.00 - 0.30) * (1.50 - 0.15) * 0.25 * 2.4$$

$$P_{diaf} = 1.863 \text{ Tn}$$

$a_d$ : ancho de diafragma

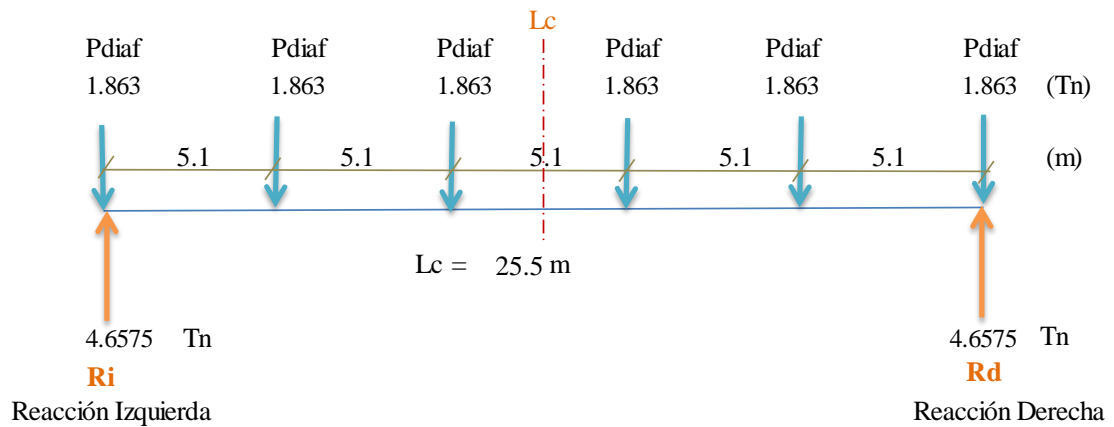
$\gamma_{Hor}$ : Peso específico del hormigón

$$\text{Reacción} = 4.6575 \text{ Tn}$$

$S_d$ : Separación entre diafragmas

## DIAGRAMA DE CARGAS DEL DIAFRAGMA:

Se realiza el diagrama de cargas debido a peso por Diafragmas, representado en el siguiente esquema:



**Figura 72:** Modelo Matemático de Cargas del Diafragma.

$$M_{\text{máx}} = R_i * \frac{L_c}{2} - P_{\text{diaf}} * \frac{L_c}{2} - P_{\text{diaf}} * \left( \frac{S_d}{2} + S_d \right) - P_{\text{diaf}} * \frac{S_d}{2}$$

$$M_{\text{máx}} = 4.656 \text{Tn} * \frac{25.5 \text{m}}{2} - 1.863 \text{Tn} * \frac{25.5 \text{m}}{2}$$

$$- 1.863 \text{Tn} * \left( \frac{5.10 \text{m}}{2} + 5.10 \text{m} \right) - 1.863 \text{Tn} * \frac{5.10 \text{m}}{2}$$

$$M_{\text{máx}} = 16.63 \text{Tn} - \text{m}$$

Corresponde al Momento Máximo producido por el peso de los diafragmas.

$$M_o = M_{\text{cm}} + M_{\text{máx}}$$

$$M_o = 206.856 \text{Tn-m} + 16.63 \text{Tn-m}$$

$$M_o = 223.48 \text{Tn-m}$$

Peso del Asalto:

$$w_{\text{asf}} = S * e * \gamma_{\text{asf}}$$

S: Distancia entre vigas

e: Espesor de la capa de rodadura

$\gamma_{asf}$ : Peso específico de la capa de rodadura

$$wasf = 3m * 0.05m * 2.25 \text{ Tn/m}^3$$

$$wasf = 0.3375 \text{ Tn/m}$$

**Momento Máximo por Asfalto:**

$$M_{\text{máx}} = \frac{was * L^2}{8}$$

$$M_{\text{máx}} = 27.43 \text{ Tn-m}$$

**CARGA VIVA HL - 93**

$$M_{CV} = 24 P \qquad Fi = 1.24$$

$$M_{CV} = 177.60 \text{ Tn - m}$$

$$M_{CV} + I = 219.891 \text{ Tn - m}$$

Cálculo de los Factores de Distribución para el Estado Límite de Resistencia

Distribución g en la viga interior

Dos o más carriles cargados:

g = factor de distribución

$$g_m = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.2} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{Kg}{Lhl^3}\right)^{0.1}$$

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{tablero}}$$

$$n = 1$$

$$A = b * h$$



$$A = 3900 \text{ cm}^3$$

$$I = 5492500 \text{ cm}^4$$

$$eg = 75 \text{ cm}$$

$$Kg = n[I + Aeg^2]$$

$$Kg = 27430000 \text{ cm}^4$$

$$\left(\frac{Kg}{Lt^3}\right)^{0.1} = 1.03$$

$$g = 0.27$$

$$M_{CV} + I = g * (M_{CV} + I)$$

$$M_{CV} + I = 59.319 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$Md + i = Masf + M_{CV} + I$$

$$Md + i = 86.751 \text{ Tn} - \text{m}$$

Cargas Iniciales:

$$Mo = 223.483 \text{ Tn-m}$$

Cargas de Servicio:

$$Md+i = 86.751 \text{ Tn-m}$$

$$Mt = 310.235 \text{ Tn-m}$$

## ESQUEMA DE LA SUPERESTRUCTURA:

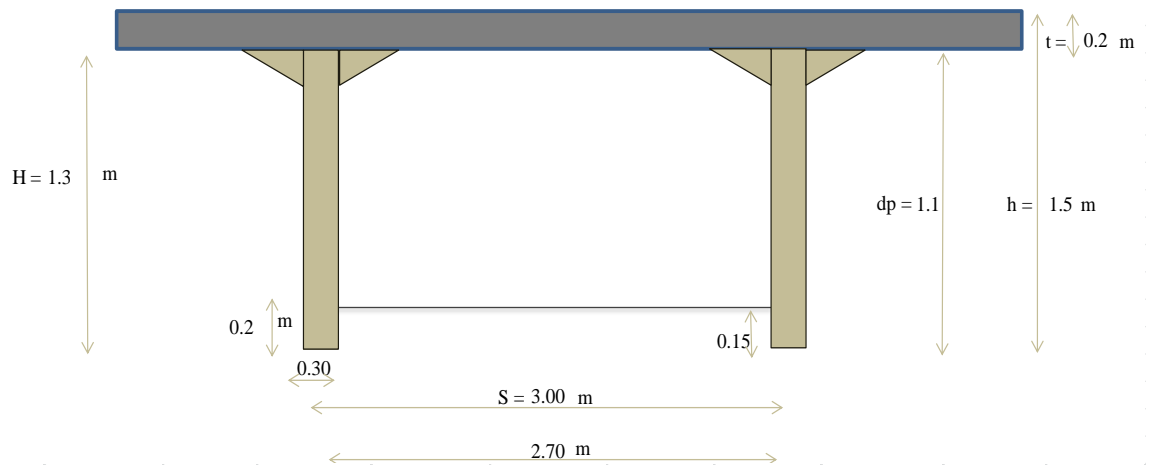


Figura 73: Esquema de vigas y diafragma.

### 6.7.7.2 LÍMITES PARA LA TENSIÓN EN EL HORMIGÓN

#### ESFUERZOS ADMISIBLES - AASHTO 5.9.4 Límites para la tensión en el hormigón

##### Iniciales:

Fibra superior:

$$f_{ti} = 0.80\sqrt{f'c_i}$$

$$f_{ti} = 13.39 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra inferior:

$$f_{ci} = -0.60\sqrt{f'c_i}$$

$$f_{ci} = -168 \text{ kg/cm}^2$$

##### Aplicadas:

Fibra superior:

CASO I: Carga Total

$$f_{cs} = -0.60 f'c$$

$$f_{cs} = -210 \text{ kg/cm}^2$$

CASO II: Sobrecarga y semisuma de presforzado + cargas permanentes

$$f_{cs} = -0.40 f'c$$

$$f_{cs} = -140 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra inferior:

$$f_{ts} = 0 \text{ kg/cm}^2$$

### Módulos de Sección requeridos

R = % de fuerza inicial después de las pérdidas

$$R = 0.85$$

$$S_s \text{ mín} = 40701.10 \text{ cm}^3 < S_s = 145618.42 \text{ VERDADERO}$$

$$S_i \text{ mín} = 63097.71 \text{ cm}^3 < S_i = 51372.02 \text{ FALSO}$$

### CÁLCULO DE LA EXCENRICIDAD DE LOS CABLES Y FUERZA INICIAL EN EL CENTRO DE LA LUZ

Inicialmente:

$$\frac{I}{P_i} \geq \frac{e - k_i}{M_o + f_{ti} S_s}$$

$$\frac{I}{P_i} \geq \frac{e - 15.65}{0.71 * 150 + 13.39 * 178460}$$

- a) 3.15282E-06
- b) 3.09627E-06
- c) 2.62804E-06
- d) 0.000146792

$$P_i = 1/2.45723E-06$$

$$P_i = 380511.15 \text{ Kg}$$

$$P_i = 380.51 \text{ Tn}$$

## COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS EN CENTRO DE LUZ

### ESTADO DE SERVICIO 1

Fibra superior

$$f_{ti} = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i e}{S_s} - \frac{M_o}{S_s}$$

$$f_{ti} = -153.27 \text{ kg/cm}^2 < \text{admitido} \quad f_{ti} = 13.39 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra inferior:

$$f_{ci} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S_i} + \frac{M_o}{S_i}$$

$$f_{ci} = -435.74 \text{ kg/cm}^2 < \text{admitido} \quad f_{ci} = -168 \text{ kg/cm}^2$$

En condiciones finales:

$$P = R * P_i$$

$$P = 323.43 \text{ Tn}$$

Fibra superior

CASO 1 (Carga total)

$$f_{cs} = -\frac{RP_i}{A} + \frac{RP_i e}{S_s} - \frac{M_t}{S_s}$$

$$fcs = -212.876 \quad \text{kg/cm}^2 \quad < \quad \text{admitido} \quad fcs = -210 \quad \text{kg/cm}^2$$

### Caso II (Sobrecarga y semisuma de presforzado + Cargas permanentes)

$$fcs = -\frac{Ml}{Ss} + \frac{1}{2} \left[ -\frac{RPi}{A} + \frac{RPie}{Ss} - \frac{Mpp + asf}{Ss} \right]$$

$$fcs = -74.273 \quad \text{kg/cm}^2 \quad < \quad \text{admitido} \quad fcs = -140 \quad \text{kg/cm}^2$$

Fibra inferior

$$fts = -\frac{RPi}{A} - \frac{RPi e}{Si} + \frac{Mt}{Si}$$

$$fts = 0.00 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{admitido} \quad fts = 0 \quad \text{kg/cm}^2$$

### ESTADO DE SERVICIO III

En condiciones iniciales:

Fibra superior (Ecuación 1)

$$fti = -\frac{Pi}{A} + \frac{Pi e}{Ss} - \frac{Mo}{Ss}$$

$$fti = -188.164$$

En condiciones finales:

$$Pi = 380.51 \text{ Tn}$$

$$R = 0.85 \quad \% \text{ de fuerza inicial después de las pérdidas (Asumido)}$$

$$P = 323.43 \text{ Tn}$$

#### 6.7.7.3 NÚMERO DE CABLES REQUERIDOS POR VIGA

El acero seleccionado constituye un torón conformado por 7 cables

## SELECCIÓN DEL TORÓN

Se utilizará torones de 5/8", su capacidad es de 21100 kg/cm<sup>2</sup>:

$$\varnothing \quad 5/8"$$

DATOS DEL CABLE SELECCIONADO:

$$\text{Área cable} = 1.51 \quad \text{cm}^2$$

$$f_{pu} = 270 \quad \text{ksi}$$

$$f_{pu} = 21100 \quad \text{kg/cm}^2$$

## LÍMITES PARA LA TENSIÓN EN LOS TENDONES

Según lo especificado en el Artículo 5.9.3 de la Norma AASHTO, establece adoptar el 70% de  $f_{pu}$ , del tendón en el estado límite de servicio:

$$f_{pi} = 0.70 f_{pu}$$

$$f_{pi} = 14770 \quad \text{kg/cm}^2$$

Se adoptará cables conformados por 7 torones:

$$N^{\circ} \text{ torones} = 7$$

Entonces la Fuerza de Postensado ( $F_{pc}$ ) por Cable resulta:

$$F_{pc} = R * N^{\circ} \text{ torones} * A \text{ cable} * f_{pi}$$

$$F_{pc} = 132701.07 \text{ Tn}$$

$$N^{\circ} \text{ cables} = 2.4$$

$$N^{\circ} \text{ cables} = 3 \quad (\text{adoptado})$$

$$A_{sp} = 31.71 \quad \text{cm}^2$$

$$P_{gato} = f_s * A_{ps}$$

$$P_{gato} = 468356.7 \text{ Kg}$$

$$P_{gato} = 468.36 \text{ Tn}$$

$$f_{pe} = 10199.760 \text{ kg/cm}^2$$

#### 6.7.7.4 MÉTODO ÚLTIMO DE LA VIGA:

#### VERIFICACIÓN POR ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL} + IM$$

$$M_u = 1.25(223.48 \text{ Tn} - m) + 1.50(23.47 \text{ Tn} - m) + 1.75(53.319 \text{ Tn} - m)$$

$$M_u = 424.311 \text{ Tn}$$

#### 6.7.7.5 MOMENTO RESISTENTE DE LA VIGA:

Para secciones rectangulares o con alas para las cuales  $f_{pe} \geq 0.5 f_{pu}$ , la tensión media en el acero de pretensado  $f_{ps}$  se puede tomar como:

$$C = \frac{A_{ps} * f_{pu} - A_s * F_y - A'_s * F'_y}{0.85 * F'_c * \beta * b + k * A_{ps} * \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$A_{ps}$  = área del acero de presfuerzo

$A_s$  = área del refuerzo de tensión del acero no Presforzado

$A'_s$  = área del refuerzo de compresión

$F'_c$  = resistencia cilíndrica del concreto = 350 kg/cm<sup>2</sup>

$F_y$  = resistencia de fluencia del refuerzo no presforzado de tensión

$F'_y$  = resistencia de fluencia del refuerzo no presforzado de compresión

fpu: Resistencia a la tracción especificada del acero

dp = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del tendón de presfuerzo

c = distancia desde el eje neutro a la cara en compresión

**DATOS:**

$$A_{sp} = 31.71 \text{ cm}^2$$

$$F'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{pu} = 21100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_p = 110 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.8 \quad (\text{para } F'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$A_{sp} = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$F'_c = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Para calcular c, se asume un comportamiento rectangular de la sección y se comprueba si la profundidad del bloque de esfuerzos de compresión equivalente, c, es menor o igual que el espesor de la losa: t = 20 cm.

$$C = 20.1 \text{ cm} \quad \text{Entonces se utiliza } c = t$$

$$a = \beta * C$$

$$a = 16.17 \text{ cm}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

$$k = 0.28 \quad \text{para cables de baja relajación}$$

$$f_{ps} = 19811.20$$



$$M_n = A_{ps} * f_{ps} * (d_p - a/2)$$

$$M_n = 31.71 \text{cm}^2 * 19811.20 \text{Kg/cm}^2 (110 \text{cm} - 16.17 \text{cm}/2) \quad \times \quad 10^{-5}$$

Tn-m

$$M_n = 640.25 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$MR = \phi * M_n$$

$$\phi = 1 \quad \text{para flexión y tensión en concreto presforzado}$$

$$MR = 640.25 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$MR > M_u$$

$$640.25 \text{ Tn} - \text{m} > 424.311 \text{ Tn} - \text{m}$$

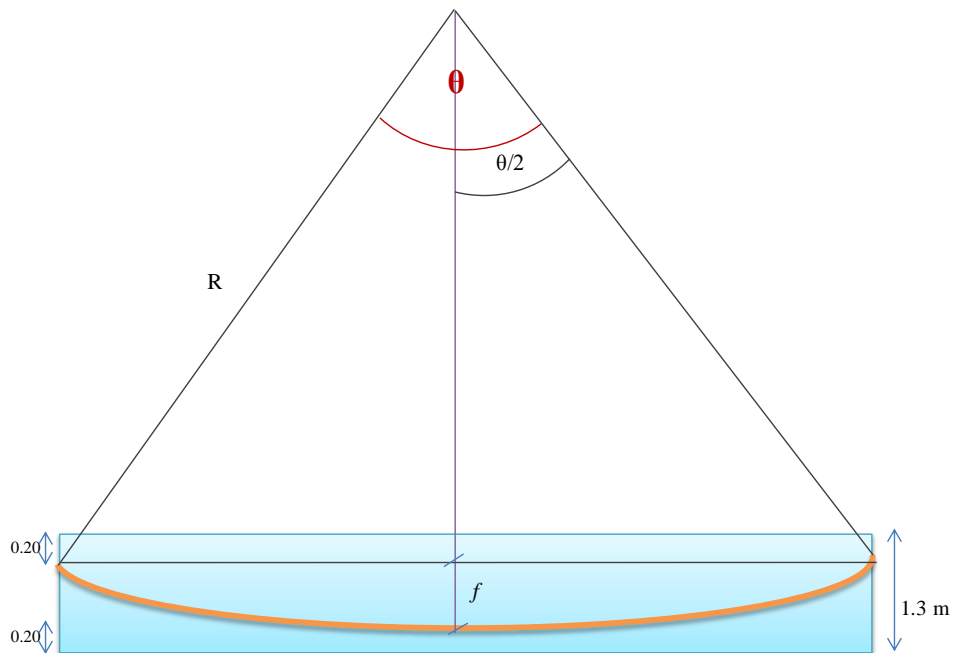
VERDADERO

#### **6.7.7.6 FACTOR DE SEGURIDAD**

$$FS = MR/M_u$$

$$FS = 1.50$$

### 6.7.7.7 CÁLCULO DEL ANGULO $\theta$ PARA LA TRAYECTORIA DEL CABLE



**Figura 74:** Trayectoria del cable.

$\theta$ : ángulo de curvatura del ducto para cable de preesforzado.

R: Radio

$$L = 26 \quad \text{m}$$

$$f = 0.9 \quad \text{m}$$

**CÁLCULO DEL RADIO:**

$$R^2 = (L / 2)^2 + (R - f)^2$$

Por deducción de fórmulas resulta:

$$R^2 = (L / 2)^2 + R^2 - 2Rf + f^2$$

$$R^2 - R^2 + 2Rf = (L / 2)^2 + f^2$$

$$R = \frac{(L / 2)^2 + f^2}{2f}$$

Reemplazando valores:

$$R = \frac{(26 \text{ m} / 2)^2 + (0.9 \text{ m})^2}{2(0.9 \text{ m})}$$

$$R = 94.34 \text{ m}$$

Reemplazando en la fórmula para determinar el ángulo:

$$\theta = \frac{L}{R} \qquad \theta = 0.2756 \text{ radianes}$$

$$\text{Entonces } \theta/2 = 0.137$$

$$\theta = \frac{26 \text{ m}}{94.34 \text{ m}}$$

#### **6.7.7.8 PÉRDIDAS DE PRESFUERZO (Pe)**

La fuerza inicial de preesfuerzo aplicada en el elemento de concreto sufre un proceso progresivo de reducción en un periodo que comprende aproximadamente cinco años, lo cual es un hecho comprobable. La reducción en la fuerza de preesfuerzo se agrupa en dos categorías.

La primera considera la pérdida elástica inmediata debida al acortamiento elástico del concreto, las pérdidas en el anclaje y las pérdidas por fricción.

La segunda advierte pérdidas en función del tiempo como es el flujo plástico, la contracción y aquellas por defecto de temperatura y relajación del concreto.

#### **PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS (Pins)**

Está formado por tres tipos de pérdidas que ocurren en el instante de la aplicación de la carga y que varían en función de la distancia  $x$  que hay desde la sección en estudio hasta el anclaje activo más próximo. Estas pérdidas son:

- Pérdidas por fricción (P1)
- Pérdidas por penetración de cuñas (P2)
- Pérdidas por acortamiento elástico del concreto (P3)

### **Pérdidas por fricción (P1)**

Las pérdidas de fricción se presentan únicamente en estructuras presforzadas postensadas, pues es aquí donde interviene el rozamiento entre el cable y el conducto longitudinal.

El ACI y la AASHTO, permiten que la fórmula para el cálculo de las Pérdidas Instantáneas se simplifique a la siguiente expresión:

$$P_o = P_{gato} e^{-[(\mu\theta + KL)]}$$

#### **Dónde:**

K: Coeficiente de fricción por desviación de la vaina (por mm de tendón).

$\mu$ : Coeficiente de fricción.

L: Luz de cálculo.

$\theta$ : Ángulo de curvatura de la trayectoria del Tendón.

#### **DATOS:**

$$\mu = 0.250$$

**(ANEXO F)**

$$K = 0.0033$$

**Fuente:** ACI 318-99. Tabla C18.6.2

Coeficientes de fricción  $\mu$  y k

$$P_{gato} = 468.36 \text{ Tn}$$

#### **CÁLCULO:**

$$P_o = 468.36 \text{ Tn } e^{-[(0.25 \cdot 0.1378 + 0.0033 \cdot 26)]}$$

$$P_o = 415.29 \text{ Tn}$$

$$P1 = P_{gato} - P_0$$

$$P1 = 468.36 \text{ Tn} - 415.29 \text{ Tn}$$

$$P1 = 53.065 \text{ Tn}$$

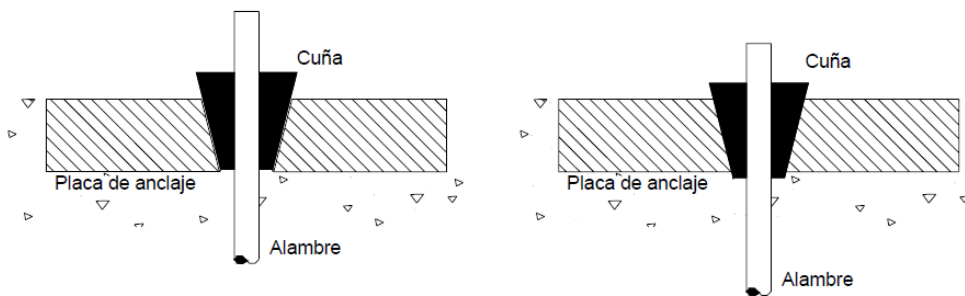
Porcentaje:

$$\% P1 = \frac{P_{gato} - P1}{P_{gato}}$$

$$\% P1 = 11.33 \%$$

### **Pérdidas por penetración de cuñas (P2)**

En los sistemas presforzados anclados por cuñas, los cables sufren un pequeño deslizamiento antes de quedar acunados y ocurre tanto con armaduras pretensadas como con armaduras postensadas. La penetración de la cuña se define como el movimiento solidario del cono macho y las armaduras activas hacia el interior del cono hembra, durante el anclaje, por efecto de la tensión de dichas armaduras (ver figura).



**Figura 75:** Esquema de colocación de una cuña.

**Fuente:** Guía Teórica y Práctica del Curso de Concreto Presforzado

$$P2 = \frac{a E_p A_{ps}}{L}$$

a: es la penetración de la cuña, un valor promedio para a puede ser de 2.5mm

$$P2 = \frac{0.25 \text{ cm} * 2040000 \text{ Kg/cm}^2 * 31.71 \text{ cm}^2}{2600 \text{ cm}}$$

$$P2 = 6342 \text{ Kg}$$

Transformación de Unidades:

$$P2 = 6.34 \text{ Tn}$$

$$\%P2 = 1.35\%$$

### **Pérdidas por acortamiento elástico del concreto (P3)**

La pérdida por acortamiento elástico en estructuras postensadas, no se toma en cuenta si se realiza solamente una operación de tensado, es decir si el gato presfuerza al elemento una sola vez.

$$P3 = 0 \text{ Tn}$$

La fuerza inicial en la transferencia, después de ocurridas todas las pérdidas instantáneas es:

$$P_i = P_{\text{gato}} - P_1 - P_2 - P_3$$

$$P_i = 468.36 \text{ Tn} - 53.065 \text{ Tn} - 6.34 \text{ Tn} - 0 \text{ Tn}$$

$$P_i = 408.949 \text{ Tn}$$

### **6.7.7.9 FUERZA EFECTIVA DE PRESFUERZO (Pe)**

La fuerza de presfuerzo  $P_e$ , constituye la fuerza efectiva aplicada a las armaduras activas del elemento estructural de concreto presforzado, en este caso las vigas del puente. El método de aplicación de esta fuerza varía dependiendo del tipo de estructura (pretensada o postensada) y del sistema de aplicación usado (mecánico, eléctrico o químico). El sistema más utilizado para el diseño es el sistema

mecánico mediante gatos hidráulicos que transmiten una tensión a la armadura activa, a la vez que producen algún tipo de anclaje.

### Resumen de pérdidas para el ejemplo de la sección

Fuente de pérdida	Pérdida (Tn)	% de Pérdida
<b>Pérdidas instantáneas</b>		
1. Pérdida por fricción (P1)	53.07	11.33%
2. Pérdida por penetración de cuñas (P2)	6.22	1.33%
3. Pérdida por acortamiento elástico de concreto (p3)	0.00	0.00%
<b>Sumatoria de pérdidas instantáneas</b>	<b>59.286</b>	<b>12.66%</b>

**Tabla 41:** Resumen de pérdidas de presfuerzo.

La Fuerza Efectiva de Presfuerzo, después de ocurridas las pérdidas corresponde:

$$P_e = P_{gato} - P_1 - P_2 - P_3$$

$$P_e = 468.36 \text{ Tn} - 53.07 \text{ Tn} - 6.22 \text{ Tn} - 0 \text{ Tn}$$

$$P_e = 408.949 \text{ Tn}$$

Porcentaje con referencia a la fuerza inicial de postensado.

$$\text{Porcentaje} = P_e / P_{gato}$$

$$\text{Porcentaje} = 408.949 \text{ Tn} / 468.36 \text{ Tn}$$

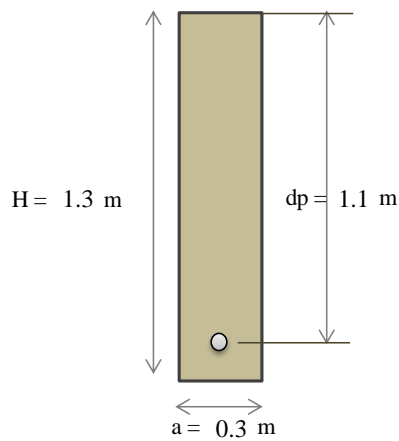
$$\text{Porcentaje} = 87.34 \%$$

#### 6.7.7.10 DISEÑO DE LA ARMADURA PASIVA DE LA VIGA

**DATOS:**

$$F'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F'_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$



**Figura 76:** Geometría de la viga.

$b = 30 \text{ cm}$

$H = 1.3 \text{ m}$

$r = 7 \text{ cm}$

$d = 123 \text{ cm}$

$A_g = 3900 \text{ cm}^2$

$w_{pp} = 0.936 \text{ Tn/m}$

$M_{cm} = 76.08 \text{ Tn m}$

Área de la sección.

Peso propio de la viga por metro lineal.

Momento por peso propio (Carga muerta)

$p_{\text{mín}} =$	0.00336
$\beta =$	0.80
$p_b =$	0.036
$p_{\text{máx}} =$	0.018

El cálculo de la armadura pasiva se lo realiza en base al Momento debido únicamente Carga Muerta es decir al peso propio de la viga, ya que su función es por cuestión de configuración, pues la armadura que en verdad resiste las sollicitaciones es la Armadura Activa es decir los cables de Postesado.

$$M_u = 1.3 M_{cm}$$

$$M_u = 1.3 * 76.08 \text{ Tn}$$

$$M_u = 98.903 \text{ Tn}$$



Cálculo del Acero:

$$k = 0.073$$

$$k \text{ máx} = 0.424$$

$$p = 0.006393 > p_{\text{mín}}$$

$$A_s = p * b * d$$

$$A_s \text{ cal} = 23.59 \text{ cm}^2$$

Acero real:

$$\text{Área } 1 \text{ } \varnothing 20 \text{ mm} = 3.142$$

$$N^{\circ} \text{ aceros} = 7.51$$

8  $\varnothing$  20 mm

1  $\varnothing$  14 mm @ 15 cm

### **DISEÑO A CORTE**

$$L_c = 26 \text{ m}$$

$$w_{pp} = 2.448 \text{ Tn/m}$$

$$P_d = 0.690 \text{ Tn}$$

$$V_{cm} = w_{pp} * P_d / 2$$

$$V_{cm} = 31.824 \text{ Tn}$$

### **CAMIÓN HL 93**

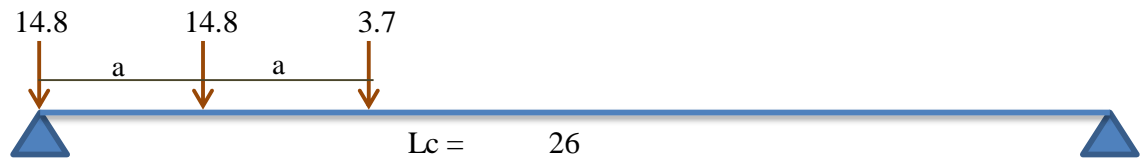
$$P = 7.4 \text{ Tn}$$

Eje 1 3.6 Tn

$$a = 4.27 \text{ m (Separación entre ejes)}$$

Eje 2 14.8 Tn

Eje 3 14.8 Tn



**Figura 77:** Esquema de ubicación de los Ejes del vehículo de diseño sobre la viga.

$$V_{cv} = 14.83 \text{ Tn}$$

$$V_{cv} + i = 19.28 \text{ Tn}$$

### Corte último

$$V_u = 1.3 * (V_{cm} + 1.67 (V_{cv} + i))$$

$$V_u = 83.22 \text{ Tn}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * h}$$

$$v_u = \frac{83.22 \times 10^3 \text{ Kg/cm}}{0.85 * 100 \text{ cm} * 110 \text{ cm}}$$

$$v_u = 6.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{adm} = 0.53\sqrt{F'_c}$$

$$v_{adm} = 0.53\sqrt{350}$$

$$v_{adm} = 9.915 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u < v_{adm}$$

$$6.47 \text{ Kg/cm}^2 < 9.15 \text{ Kg/cm}^2$$

## VERDADERO

No se necesita requiere estribos pero por Norma se adopta colocar lo mínimo de acero por corte  $1\text{Ø } 10 \text{ mm}$  a un espaciamiento de 25 cm.

### 6.7.7.11 DISEÑO DEL DIAFRAGMA:

#### DATOS:

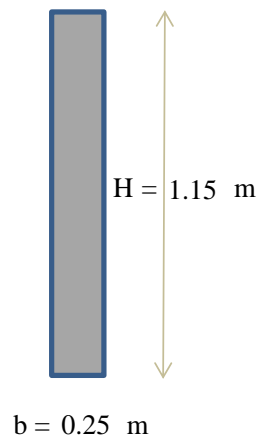
$$b = 25 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 110 \text{ cm}$$

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

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$



**Figura 78:** Sección del diafragma.

Pesos: Son calculados para un metro de ancho.

Solicitaciones:

$$P_{\text{diafragma}} = b * H * \gamma_{\text{Hor}}$$

$$Pd = 0.25\text{m} * 1.15\text{m} * 2.4 \text{ Tn/m}^3$$

$$Pd = 0.690 \text{ Tn}$$

$$P \text{ tablero} = t * a * \gamma_{\text{Hor}}$$

$$Pt = 0.20\text{m} * 1\text{m} * 2.4 \text{ Tn/m}^3$$

$$Pt = 0.48 \text{ Tn}$$

$$W \text{ total} = P_{\text{diafragma}} + P_{\text{tablero}}$$

$$W \text{ total} = 1.17 \text{ Tn}$$

$$\mathbf{Mcm = 0.71 \text{ Tn-m}}$$

Carga del camión HL-93 P = 7.4 Ton

$$Mcv = \frac{P * Li}{8}$$

$$Mcv = \frac{7.4 \text{ Tn} * 2.70 \text{ m}}{8}$$

$$\mathbf{Mcv = 2.50 \text{ Tn-m}}$$

**Calculo del impacto:**

$$I = \frac{15.24}{Li + 38}$$

$$I = \frac{15.24}{2.70 + 38}$$

$$I = 37.17\% < 30\%$$

$$I \text{ adop} = 30\%$$

$$M(\text{cv} + I) = 1.30 * Mcv$$

$$M(cv + l) = 3.25 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$Mu(-) = 1.3 * Mf + 2.17 * M(cv + i)$$

$$\mathbf{Mu(-) = 6.34 \text{ Tn-m}}$$

$$k = 0.0028$$

$$k \text{ máx} = 0.424$$

$$p = 0.000139$$

$$p_{\text{mín}} = 0.00336$$

$$p < p_{\text{mín}}$$

**Acero calculado:**

$$A_s = p_{\text{mín}} * b * d$$

$$A_s = 9.23 \text{ cm}^2$$

\*Colocamos tanto en la parte inferior como en la parte superior del diafragma.

**Acero real:**

$$\text{Área } 1 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ aceros} = \frac{A_s \text{ cal}}{2.011 \text{ cm}^2} = 4.59$$

$$A_s \text{ real} = 5 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

$$1 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm @ } 20 \text{ cm}$$

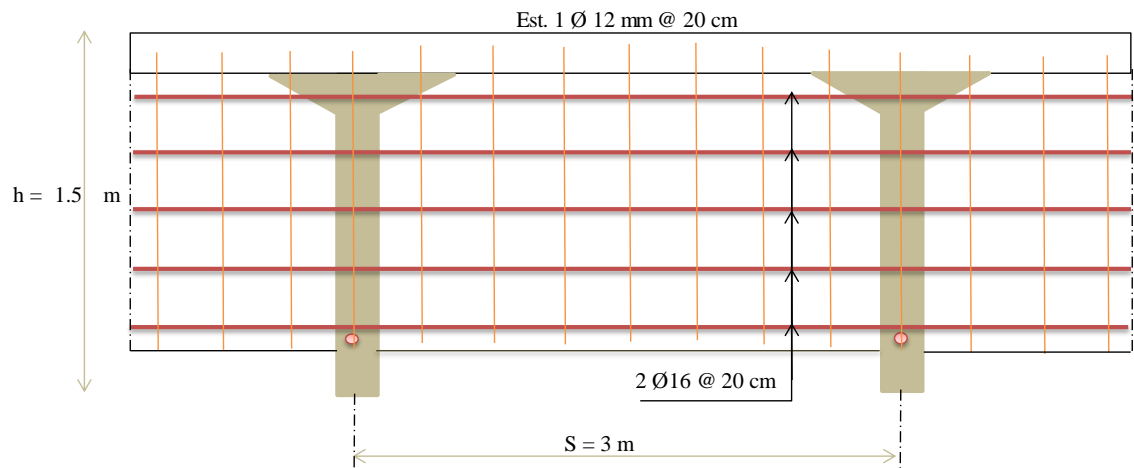
$$A_s \text{ real} = 10.05 \text{ cm}^2$$

**Acero lateral:**

As lateral = 50% As

$$\text{As lateral} = 0.5 * 9.23 \text{ cm}^2 = 4.62 \text{ cm}^2$$

As colocado = 1Ø12 mm @ 0.20 m



**Figura 79:** Armadura del Diafragma.

### **6.7.8 ANÁLISIS PARA LA DEFINICIÓN DE LA ALTERNATIVA ÓPTIMA**

El análisis para la determinación de la alternativa óptima se realiza considerando los siguientes puntos de vista:

Estructural (confiabilidad del diseño)

Constructivo (rapidez de la construcción)

Económico

Basado en el diseño de las alternativas que garanticen confiabilidad en el diseño habiéndose reglamentado por normas y estándares nacionales e internacionales con la finalidad de garantizar parámetros de calidad y seguridad, es así que se desarrolla un diseño en el que se consiguen estructuras dúctiles. En cuanto al análisis de los Factores de Seguridad obtenidos se concluye que la alternativa de Estructura Mixta “Puente de vigas metálicas y tablero de hormigón armado” se obtiene un mayor factor de seguridad de 1.53, mientras que en el diseño de la segunda Alternativa “Tablero de Hormigón Armado y vigas de Hormigón Postesado” el Factor de Seguridad 1.50. Dentro de este contexto de seguridad y confiabilidad uno de los parámetros de afectación a los elementos de acero es el pandeo por ser elementos esbeltos y delgados, para lo cual se realizó los chequeos respectivos de esbeltez.

Realizando un enfoque constructivo, se debe recalcar una de las ventajas de los puentes de estructura mixta y que por ello sustituyen a los puentes pretensados, incluso en luces pequeñas, es que su construcción se puede hacer igual que la de un puente metálico con las ventajas que esto representa por su mayor ligereza. Resulta relativamente más fácil realizar el montaje de vigas metálicas de 26m de luz que unas de hormigón. Una vez realizado el montaje lo que resta ejecutar es el tablero de hormigón, bien in situ o bien prefabricado. Esta solución es demandada sobre todo en pasos superiores de autopistas en funcionamiento, por lo cual será la

mejor alternativa en el caso de la Av. Ilaló pues por la demanda de los usuarios se debe realizar los trabajos en el menor tiempo posible.

En cuanto a este enfoque es imprescindible recalcar que el acero A588 Grado A utilizado en el diseño de la Estructura Mixta, es un acero poco aleado de alta resistencia a la corrosión atmosférica, no necesita de ningún tipo de recubrimiento en cualquier tipo de atmósfera a la que se encuentre expuesto. Además la exposición a la atmósfera normal causa un óxido adherente en la superficie que protege al acero contra la corrosión. Cuando el acero A588 se utiliza en la condición revestida, la vida de capa es típicamente más larga que con otros aceros. Lo cual a su vez incide favorablemente en su costo. Además refiriéndose en este ámbito una gran ventaja que presentan las estructuras soldadas es la de requerir menor tiempo en la fabricación y montaje, lo cual las hace más económicas. De la misma manera al adoptarse una Estructura Mixta se produce una disminución de cargas muertas entre 40% a 50% reduciendo los costos en cimentación.

Fuera de estos tres ámbitos y basado en una propiedad del material de diseño es necesario resaltar que se mitiga la contaminación del medio ambiente, debido a que no requiere la utilización de los recursos naturales y no afectan el entorno ecológico. El acero es 100% reciclable.



## 6.7.9 MODELACIÓN - ESTRUCTURA MIXTA

### DATOS:

Luz = 26m

Ángulo de Esviajamiento = 26°

### MATERIALES:

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

Acero Estructural:

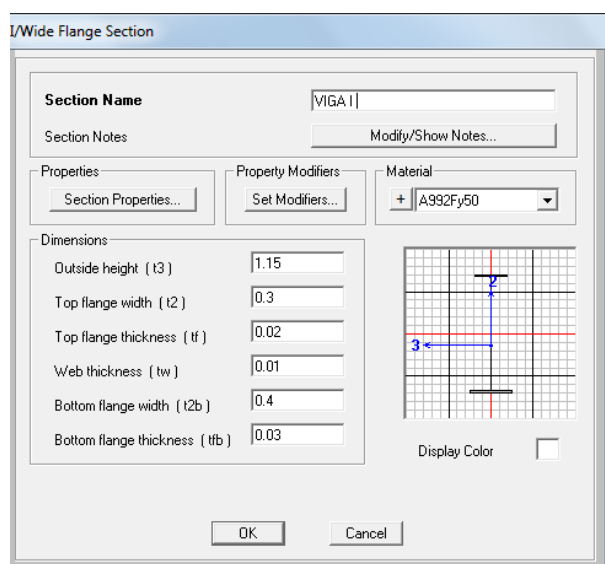
VIGAS de Acero A-588 (que debido que no existe en el programa se toma el acero de similares características que es el A572Gr50).

Para arriostramiento horizontal y vertical Acero A-36.

### SECCIONES:

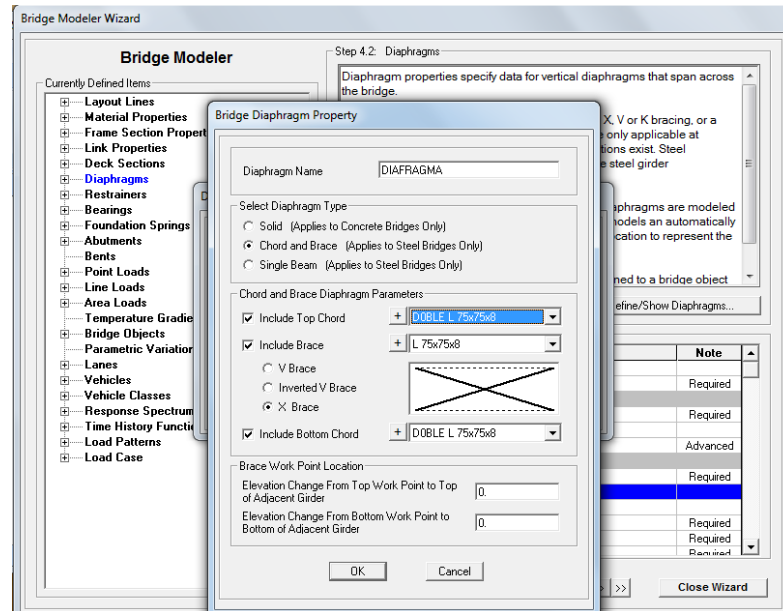
VIGA

Secciones	Dimensiones (cm)	
Platabanda		
Ala inferior	40	3
Alma	1	110
Rigidizador longitudinal	10	1
Ala superior	30	2
Suma		115



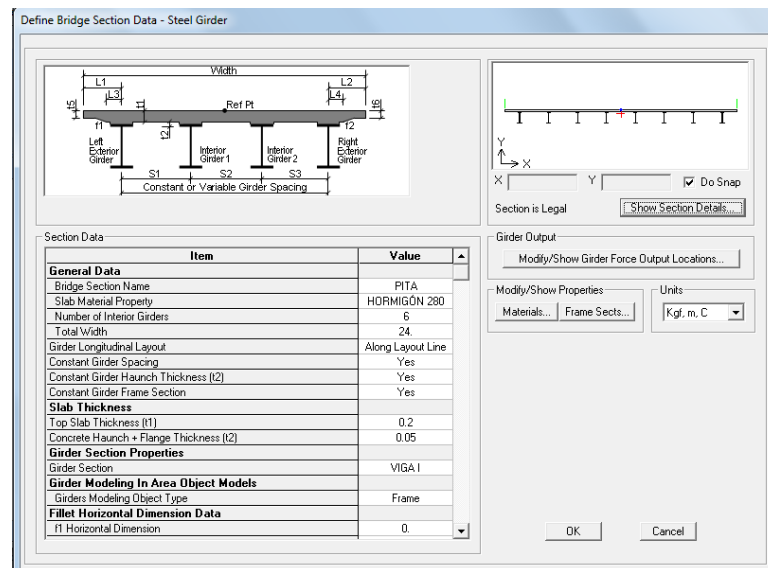
## DIAFRAMAS:

Cordones: 2L PERFILES L 75 x 75 x 8mm, Diagonales: 2L PERFILES L 75 x 75 x 8mm



## SECCIÓN DE TABLERO:

Número de Vigas = 8, Ancho = 24 m, Longitud de Volado = 1.5m



## RESTRICCIONES: (APOYOS)

Apoyo Fijo

Apoyo Móvil

**Bridge Bearing Data (Left):**

Bridge Bearing Name: APOYO FIJO | Units: Kgf, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:  User Definition

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

**Bridge Bearing Data (Right):**

Bridge Bearing Name: APOYO MÓVIL | Units: Kgf, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:  User Definition

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

RESORTES:

ABUTMENT:

(CIMENTACIÓN)

(Características de los estribos)

**Foundation Spring Data:**

Foundation Spring Name: SPRINGS | Units: Kgf, m, C

Foundation Spring Is Defined By:  User Definition

Property is Defined for This Length in a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area in an Area Spring: 1.

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Along Skew (U2)	Fixed	
Translation Normal to Skew (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Line Along Skew (R2)	Fixed	
Rotation About Line Normal to Skew (R3)	Fixed	

**Bridge Abutment Data:**

Bridge Abutment Name: ESTRIBO | Units: Kgf, m, C

Girder Support Condition:  Connect to Girder Bottom Only

Substructure Type:  Foundation Spring

Foundation Spring Property: SPRINGS

Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.

## CARGAS

- PUNTUALES

POSTES:

Derecha

Bridge Point Load Distribution Definition Data

Load Name: Postes Der Units: Kgf. m. C

Load Direction:  
Load Type: Force  
Coordinate System: GLOBAL  
Direction: Gravity

Load Value:  
Value: 135.56

Load Transverse Location:  
Reference Location: Right Edge of Deck  
Load Distance from Reference Location: 0.125

Load Vertical Location:  
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Izquierda

Bridge Point Load Distribution Definition Data

Load Name: Postes Izq Units: Kgf. m. C

Load Direction:  
Load Type: Force  
Coordinate System: GLOBAL  
Direction: Gravity

Load Value:  
Value: 135.56

Load Transverse Location:  
Reference Location: Left Edge of Deck  
Load Distance from Reference Location: 0.125

Load Vertical Location:  
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

- DISTRIBUIDA LINEAL

PASAMANOS:

Derecha

Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: Pasamanos Der Units: Kgf. m. C

Load Direction:  
Load Type: Force  
Coordinate System: GLOBAL  
Direction: Gravity

Load Value:  
Value: 192.8

Load Transverse Location:  
Reference Location: Right Edge of Deck  
Load Distance from Reference Location: 0.15

Load Vertical Location:  
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Izquierda

Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: Pasamanos Izq Units: Kgf. m. C

Load Direction:  
Load Type: Force  
Coordinate System: GLOBAL  
Direction: Gravity

Load Value:  
Value: 192.8

Load Transverse Location:  
Reference Location: Left Edge of Deck  
Load Distance from Reference Location: 0.15

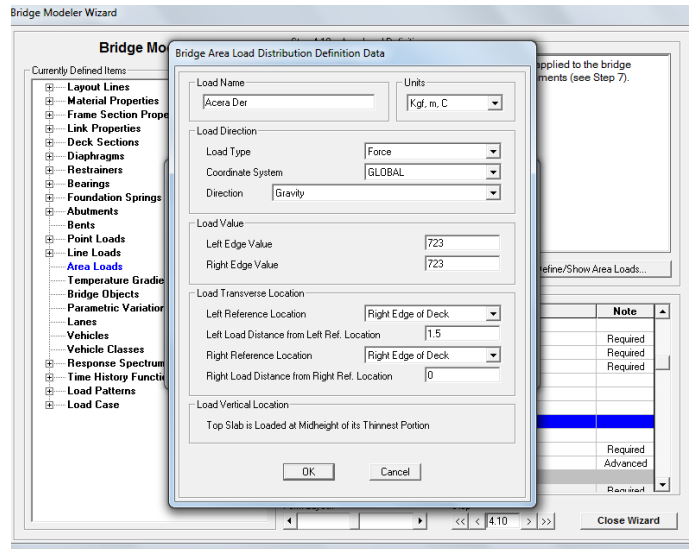
Load Vertical Location:  
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

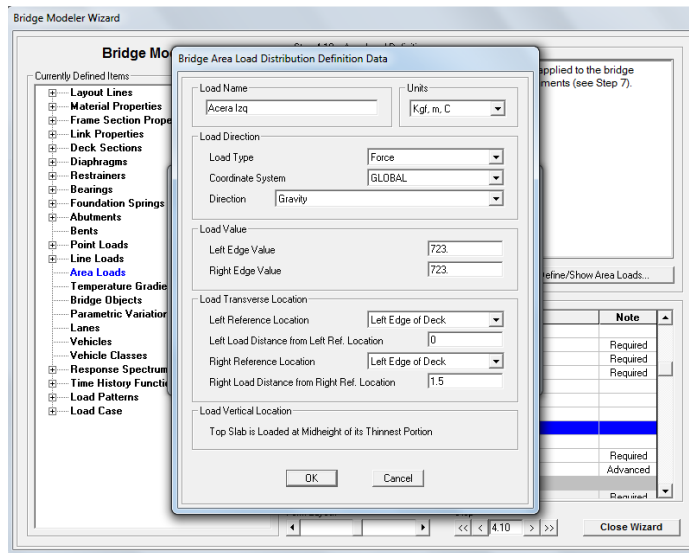
- **DISTRIBUIDA**

ACERAS:

Acera Derecha

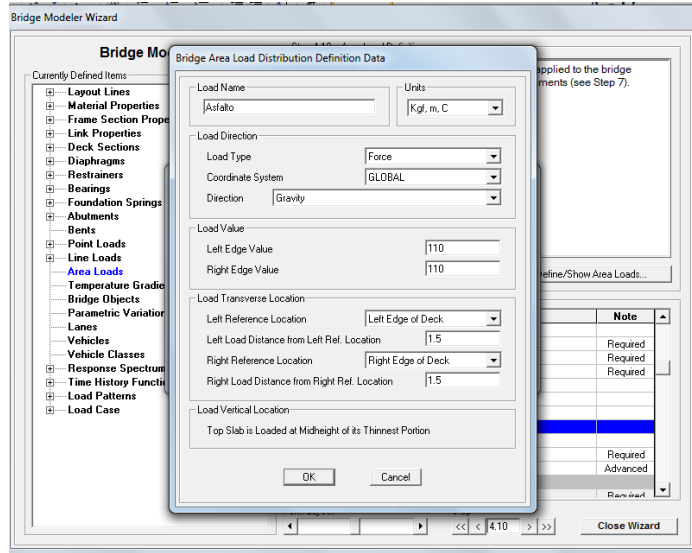


Acera Izquierda



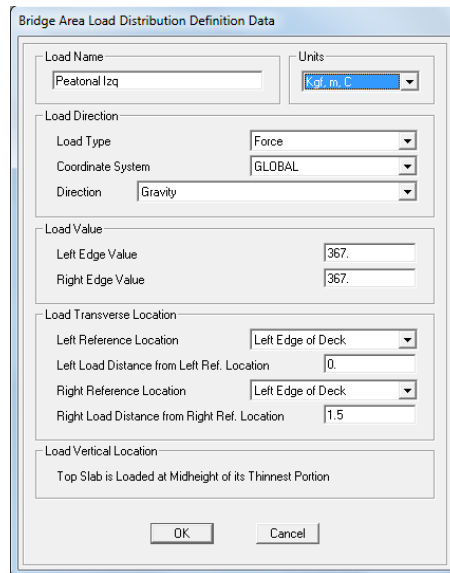
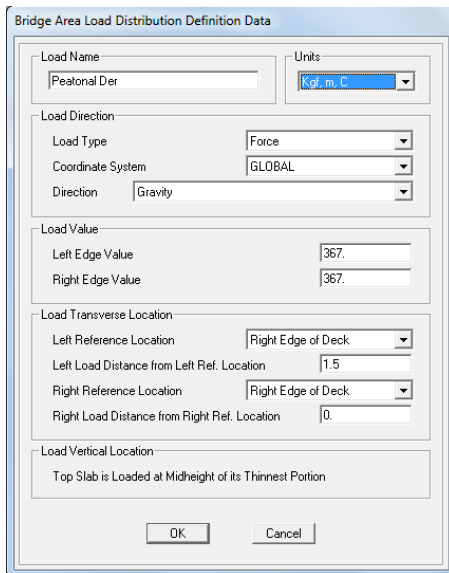
ASFALTO:

CARGA PEATONAL:



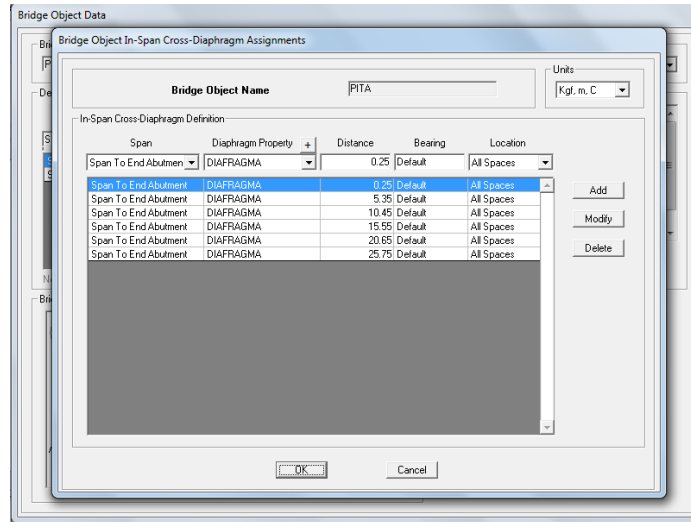
Peatonal derecha

Peatonal izquierda

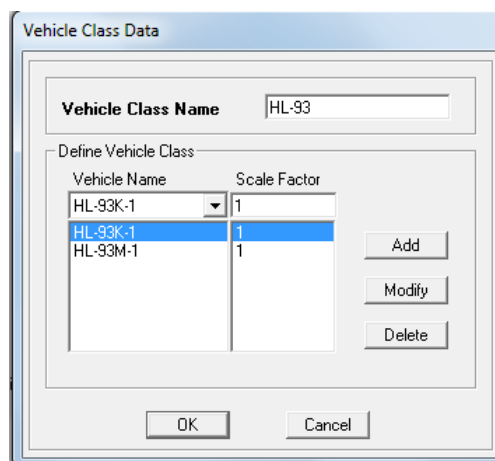


## UBICACIÓN DE DIAFRAGMAS:

Separación entre Diafragmas = 5.10 m



## CLASES VEHICULOS



## ASIGNACION DE CARGAS:

### PUNTUALES:

Point Load Assignments - PITA

Point Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station m	Spacing m	Number	Transverse Variation
POSTES	Postes Der	0.125	2.1	5	None
POSTES	Postes Der	8.8	2.1	5	None
POSTES	Postes Der	17.475	2.1	5	None
POSTES	Postes Izq	0.125	2.1	5	None
POSTES	Postes Izq	8.8	2.1	5	None
POSTES	Postes Izq	17.475	2.1	5	None

Kgf, m, C

### LINEALES:

Line Load Assignments - PITA

Line Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station m	End Station m	Transverse Variation
PASAMANOS	Pasamano Der	0	26	None
PASAMANOS	Pasamano Izq	0	26	None

Kgf, m, C

### DISTRIBUIDAS:

Area Load Assignments - PITA

Area Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station m	End Station m	Left Edge Variation	Right Edge Variation
PEATONAL	Peatonal Der	0	26	None	None
PEATONAL	Peatonal Izq	0	26	None	None
ACERAS	Acera Der	0	26	None	None
ACERAS	Acera Izq	0	26	None	None
ASFALTO	Asfalto	0	26	None	None

Kgf, m, C



## CARRILES: (LANES)

Número de Vías = 4

Se requiere la creación de 4 carriles de diseño

Bridge Lane Data

Lane Name: LANE 1

Coordinate System: GLOBAL

Units: Tonf, m, C

Maximum Lane Load Discretization Lengths

Along Lane: 3.048

Across Lane: 3.048

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane

Discretization Length Not Greater Than 1/ 4 of Span Length

Discretization Length Not Greater Than 1/ 10 of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
LINEA CARRILES	34.	2.625	3.05
LINEA CARRILES	34.	2.625	3.05
LINEA CARRILES	7.	2.625	3.05

Move Lane...  
Add  
Insert  
Modify  
Delete

Plan View (X-Y Projection)

North

Layout Line  
Station  
Bearing  
Radius  
Grade  
X  
Y  
Z

Snap To Layout Line  
 Snap To Lane

Objects Loaded By Lane

Program Determined  
 Group

Lane Edge Type

Left Edge: Interior

Right Edge: Interior

Display Color: [Blue]

OK Cancel

Bridge Lane Data

Lane Name: LANE1B

Coordinate System: GLOBAL

Units: Tonf, m, C

Maximum Lane Load Discretization Lengths

Along Lane: 3.048

Across Lane: 3.048

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane

Discretization Length Not Greater Than 1/ 4 of Span Length

Discretization Length Not Greater Than 1/ 10 of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
LINEA CARRILES	36.5	7.875	3.05
LINEA CARRILES	36.5	7.875	3.05
LINEA CARRILES	9.	7.875	3.05

Move Lane...  
Add  
Insert  
Modify  
Delete

Plan View (X-Y Projection)

North

Layout Line  
Station  
Bearing  
Radius  
Grade  
X  
Y  
Z

Snap To Layout Line  
 Snap To Lane

Objects Loaded By Lane

Program Determined  
 Group

Lane Edge Type

Left Edge: Interior

Right Edge: Interior

Display Color: [Cyan]

OK Cancel

**LANE 2:**

Bridge Lane Data

Lane Name: LANE2

Coordinate System: GLOBAL

Units: Tonf, m, C

Maximum Lane Load Discretization Lengths:  
 Along Lane: 3.048  
 Across Lane: 3.048

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:  
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 4 of Span Length  
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 10 of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
LINEA CARRILES	31.5	-2.625	3.05
LINEA CARRILES	31.5	-2.625	3.05
LINEA CARRILES	4.	-2.625	3.05

Plan View (X-Y Projection)

Objects Loaded By Lane:  
 Program Determined  
 Group

Lane Edge Type:  
 Left Edge: Interior  
 Right Edge: Interior

Display Color: [Pink]

OK Cancel

**LANE 2B:**

Bridge Lane Data

Lane Name: LANE2B

Coordinate System: GLOBAL

Units: Tonf, m, C

Maximum Lane Load Discretization Lengths:  
 Along Lane: 3.048  
 Across Lane: 3.048

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:  
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 4 of Span Length  
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 10 of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
LINEA CARRILES	29.	-7.875	3.05
LINEA CARRILES	29.	-7.875	3.05
LINEA CARRILES	1.5	-7.875	3.05

Plan View (X-Y Projection)

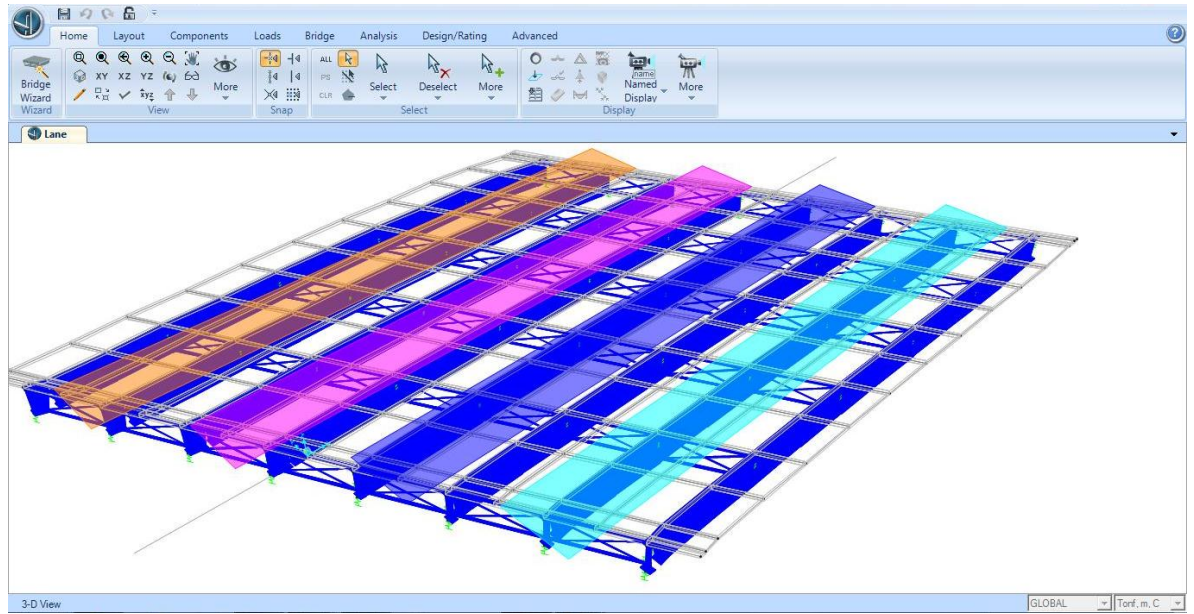
Objects Loaded By Lane:  
 Program Determined  
 Group

Lane Edge Type:  
 Left Edge: Interior  
 Right Edge: Interior

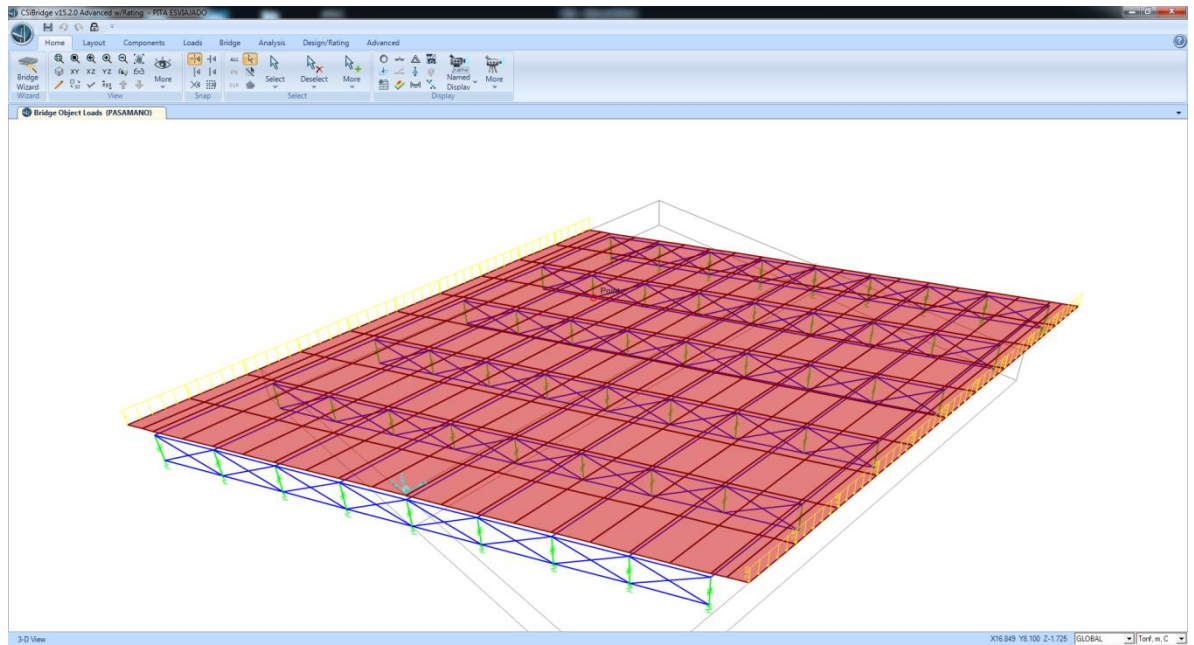
Display Color: [Orange]

OK Cancel

## CARRILES DE DISEÑO:



## MODELO PUENTE ESVIAJADO:

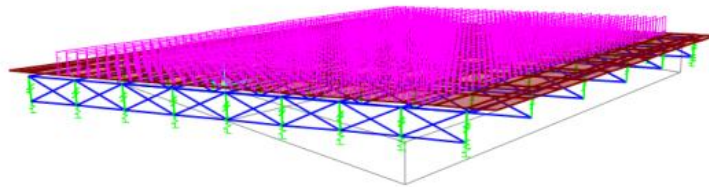


## **VISUALIZACIÓN DE CARGAS ASIGNADAS:**

**CARGA DE ASFALTO:** 110 Kg/m<sup>2</sup>

$$\text{Asfalto} = 0.05\text{m} * 2200\text{Kg/m}^3$$

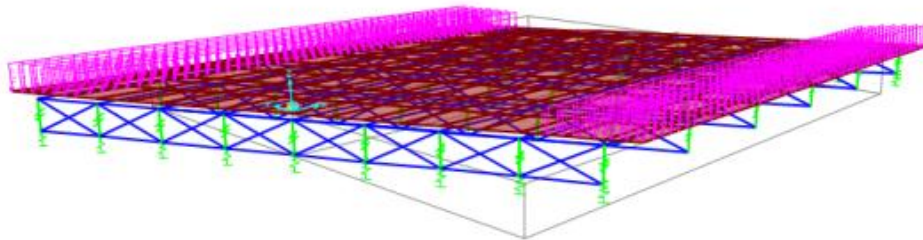
$$\text{Asfalto} = 110\text{Kg/m}^2$$



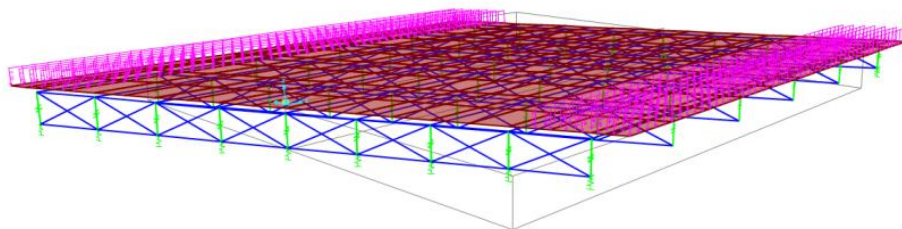
**CARGA DE ACERAS:**

$$\text{Acera} = 0.30 \text{ m} * 2410 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Asfalto} = 723 \text{ Kg/m}^2$$



**CARGA DE PEATONAL:** 3.6 x 10<sup>-3</sup> MPa, Equivale a 360 Kg/m<sup>2</sup> (AASHTO 2007 Artículo 3.6.1.6)



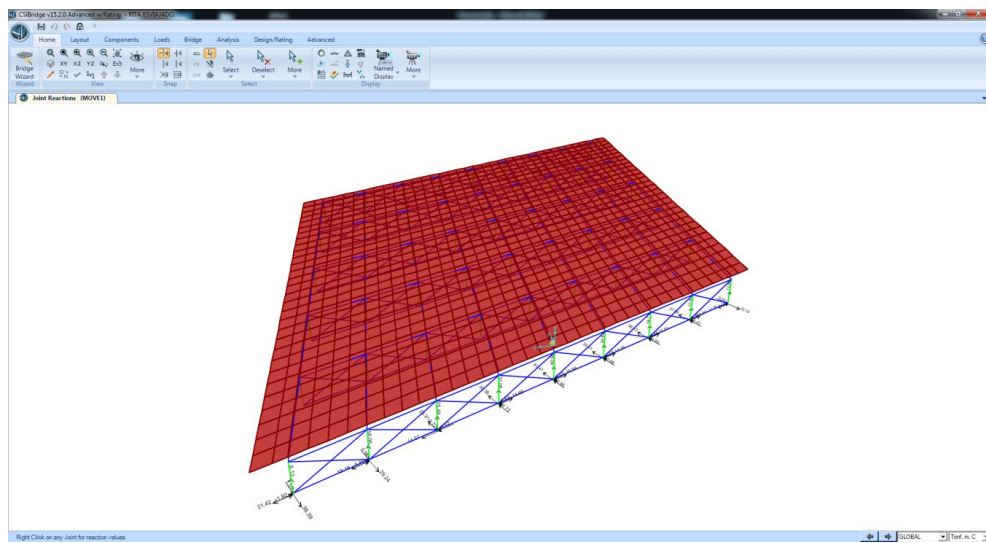
## CARGA DE PASAMANOS:

$$\text{Pasamanos} = 0.20\text{m} * 0.20\text{m} * 2410 \text{ Kg/m}^3$$

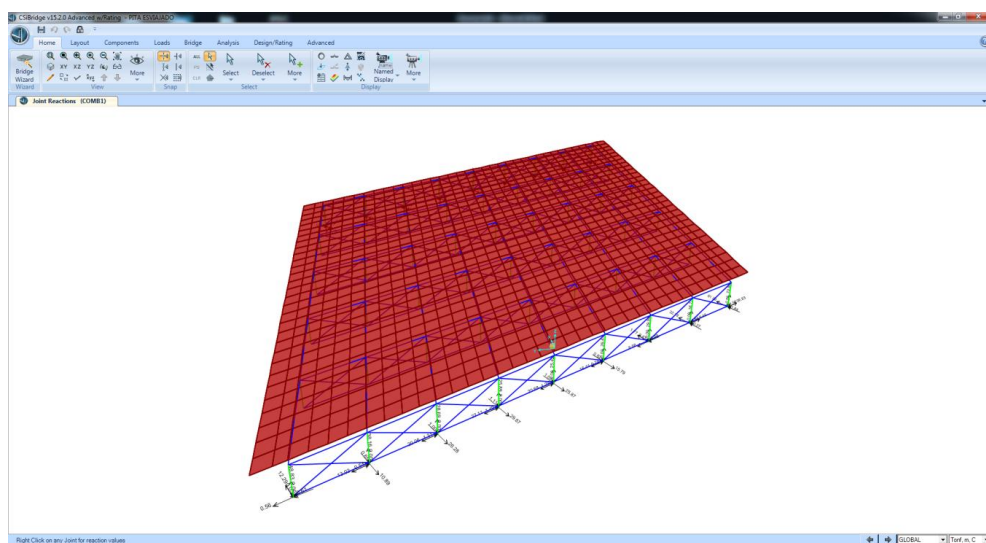
$$\text{Pasamanos} = 96.4 \text{ Tn/m} * (\text{x 2 pasamanos en cada lado})$$

$$\text{Pasamanos} = 192.8 \text{ Kg/m}$$

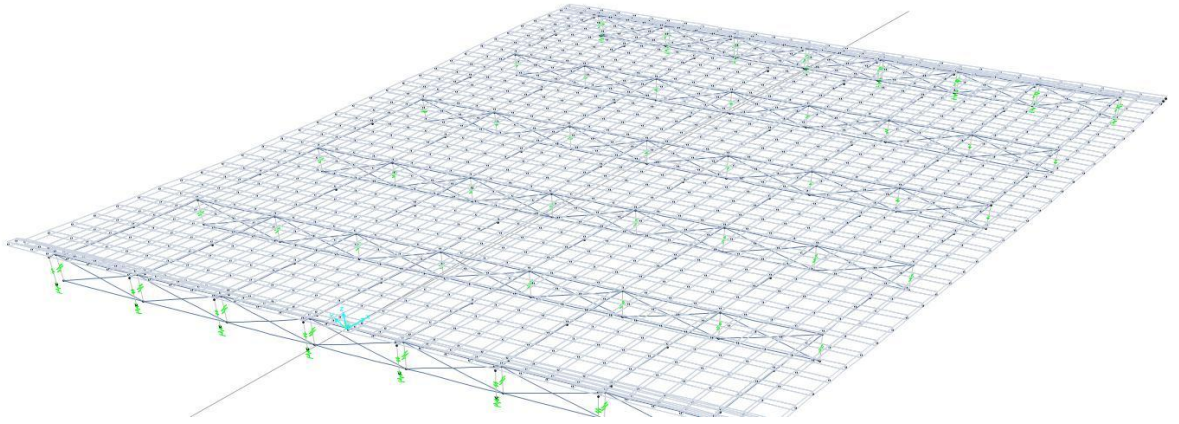
## REACCIONES POR CARGA MOVIL



## REACCIONES POR CARGA MUERTA TOTAL



**DEFORMACIÓN:**



## **6.7.10 EVALUACIÓN ECONÓMICA Y PROGRAMACIÓN**

Para la realización de la evaluación económica de cada una de las alternativas es necesario considerar los siguientes criterios básicos:

Costo de una obra: valor de inversión realizada para obtener el total del valor en la terminación de la obra.

Unidad de obra: unidad de medición indicada en las especificaciones para cuantificar la cantidad de trabajo para fines de medición y pago.

Partida: cada una de las actividades a realizarse en una obra.

Planos: determina la cantidad de elemento a ejecutar por partida.

Especificaciones: determinan la calidad, y las características técnicas de las partidas.

### **Análisis de Precios unitarios:**

Rendimiento: cantidad de trabajo que se obtiene de los recursos por jornada.

Cuadrilla: número de obreros que participan en la estructura de costos de mano de obra.

Aporte unitario: cantidad de recurso que se necesita para ejecutar una unidad determinada de una partida.

## **PRESUPUESTO**

”Es un plan de acción dirigido a cumplir una meta prevista, expresada en valores y en términos financieros que debe cumplirse en determinado tiempo y bajo ciertas condiciones previstas, este concepto se aplica a cada centro de responsabilidad de la organización.



## **PARTES DE UN PRESUPUESTO**

- **MATERIALES**

COSTOS DIRECTOS MANO DE OBRA

EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

- **COSTO INDIRECTOS**

GASTOS GENERALES

UTILIDAD

### **COSTOS DIRECTOS:**

Son todos aquellos producidos por los gastos en mano de obra, materiales, equipo y transporte efectuados exclusivamente para la ejecución de la obra.

### **COSTOS INDIRECTOS:**

Los costos indirectos son relacionados con los gastos administrativos, fiscalización, utilidades e imprevistos de una obra, no contribuyen directamente con la ejecución de la obra. Los costos indirectos comprenden: Gastos generales, Utilidades

#### **6.7.10.1 PRESUPUESTO REFERENCIAL DEL PROYECTO**

Constituye un factor imprescindible de cualquier proyecto, el cual depende de las cantidades de obra a ejecutarse y del valor unitario de a cada rubro considerado.

### **PRESUPUESTO REFERENCIAL**

PROYECTO: Puente de Estructura Mixta Sobre el Río Pita, Sector del Valle de los Chillos .



**PRESUPUESTO REFERENCIAL**

**PROYECTO: PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS**

**TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS**

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
<b>1 INFRAESTRUCTURA</b>					
1	Excavación y relleno cimentación puentes	m3	1.573,00	6,91	10.869,43
2	Hormigón estructural C f'c=180 kg/cm2 (replanteo)	m3	19,20	137,54	2.640,77
3	Hormigón premezclado B f'c=240 Kg/cm <sup>2</sup> (muros)	m3	383,72	125,55	48.176,34
4	Acero de refuerzo en barras fy=4200 Kg/cm <sup>2</sup>	kg	25.729,59	2,54	65.353,16
5	Placas de neopreno dureza Shore 70° (40x40x5) cm	u	16,00	399,48	6.391,68
6	Desalojo con equipo pesado tierra escombros, d=5km	m3	1.364,00	6,04	8.238,56
7	Encofrado muros (alquiler)	m2	653,18	6,35	4.147,69
8	Tubería subdrenes PVC Ø = 10 cm.	m	57,50	5,94	341,55
<b>2 SUPERESTRUCTURA</b>					
9	Hormigón premezclado A f'c=280 Kg/cm <sup>2</sup> (losa)	m3	129,38	134,14	17.354,50
10	Acero de refuerzo en barras fy=4200 Kg/cm <sup>2</sup>	kg	20.628,16	2,54	52.395,53
11	Tubería subdrenes PVC Ø = 10 cm.	m	10,40	5,70	59,28
12	Junta de dilatación (Tipo III MOP)	m	41,50	191,37	7.941,86
13	Encofrado poste puente 0.25x0.25 m	m	40,00	12,39	495,60
14	Tubo H.G. Ø4" x 6 mm proteccion puente	m	104,00	74,29	7.726,16
15	Hormigón premezclado f'c=210 Kg/cm <sup>2</sup> (aceras, postes y	m3	70,04	127,03	8.897,18
16	Encofrado lateral de aceras	m	104,00	4,24	440,96
17	Encofrado alivianamiento aceras	m2	195,00	13,54	2.640,30
18	Encofrado tablero puente	m2	686,40	19,49	13.377,94
19	Encofrado lateral de tablero puente	m	105,30	3,51	369,60
20	Pintura de trafico bordillos y postes protecciones	m2	60,00	2,39	143,40
21	Estructura metálica ASTM A-588	kg	54.593,45	6,00	327.560,68
22	Estructura metálica ASTM A-36	kg	16.291,25	5,30	86.343,64
23	Asfalto para imprimación	lts	820,80	0,60	492,48
24	Asfalto diluido para riego de adherencia	lts	820,80	0,62	508,90
25	Carpeta asfáltica en caliente e=5cm incluye transporte	m2	624,00	8,96	5.591,04
<b>3 AMBIENTAL</b>					
26	Charlas de concientizacion	u	2,00	341,28	682,56
27	Publicacion en la prensa	u	2,00	273,34	546,68
28	Agua para control de polvo	m3	60,00	10,94	656,40
<b>4 RUBROS COMPLEMENTARIOS</b>					
29	Replanteo y nivelación	m2	695,50	2,14	1.488,37
30	Derrocamiento hormigón armado losas y muros puentes, desalojo	m3	161,00	86,28	13.891,08
31	Desbroce, desbosque y limpieza, incluye desalojo	Ha	1,00	600,11	600,11
32	Sobreacarreo tierra escombros	m3-km	27.280,00	0,42	11.457,60
33	Andamios metálicos (alquiler)	u.mes	120,00	2,44	292,80
34	Sobreacarreo material pétreo	m3	12.510,00	0,42	5.254,20
35	Sub base clase 3	m3	345,60	15,84	5.474,30
36	Escollera de piedra	m3	120,00	25,68	3.081,60
37	Muro de gaviones	m3	324,00	83,87	27.173,88
38	Excavación sin clasificar	m3	480,00	5,63	2.702,40
39	Derrocamiento de mampostería de piedra	m3	100,00	15,85	1.585,00
<b>PRECIO TOTAL DEL PROYECTO:</b>					<b>753.385,20</b>

SON : SETECIENTOS CINCUENTA Y TRES MIL TRESCIENTOS OCHENTA Y CINCO CON 20/100 CENTAVOS DE DÓLAR.

## 6.7.10.2. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

### ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

RUBRO: Excavación y relleno cimentación puentes UNIDAD: m3

Hoja 1 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Retroexcavadora	1.00	25.00	25.00	0.0600	1.50
Vibroapisonador	1.00	3.50	3.50	0.0600	0.21
Herramienta menor	2.00	0.20	0.40	0.0900	0.04
Camión cisterna 230 HP 10.000 l	1.00	28.90	28.90	0.1000	2.89
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>4.64</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	0.0600	0.17
Chofer licencia "d"	1.00	4.16	4.16	0.0600	0.25
Operador de retroexcavadora (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	0.0600	0.18
Engrasador o abas. resp.(ESTR. OC. D2)	1.00	2.82	2.82	0.1200	0.34
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.94</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Agua	m3	0.3000	0.60	0.18	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.18</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5.76
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%					1.15
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					6.91
VALOR OFERTADO:					6.91
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Hormigón estructural C f'c=180 kg/cm2  
(replantillo)

UNIDAD: m3

Hoja 2 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Concretera 1 saco	1.00	3.20	3.20	0.8330	2.67
Vibrador de hormigón	1.00	2.10	2.10	0.4000	0.84
Herramienta menor	10.00	0.20	2.00	0.8330	1.67
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>5.18</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	3.03	3.03	0.8330	2.52
Albañil (Estr.Oc D2)	2.00	2.82	5.64	0.8330	4.70
Ayudante en general (Estr.Oc E2)	2.00	2.78	5.12	0.8330	4.26
Peon (Estr.Oc E2)	12.00	2.78	30.72	0.8330	25.59
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>37.08</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Cemento	Kg	335.0000	0.16	53.60	
Ripio	m3	0.5000	14.18	7.09	
Arena	m3	0.8000	14.41	11.53	
Agua	m3	0.2250	0.60	0.14	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>72.36</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			114.62
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			22.92
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			137.54
		VALOR OFERTADO:			137.54

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Hormigón premezclado B f'c=240 Kg/cm<sup>2</sup> (muros) UNIDAD: m3  
Hoja 3 de 39

EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Herramienta menor	4.00	0.20	0.80	0.5000	0.40	
Vibrador de hormigón	1.00	2.10	2.10	1.0000	2.10	
Bomba para hormigon	1.00	5.89	5.89	1.0000	5.89	
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>8.39</b>	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Peon (Estr.Oc E2)	4.00	2.78	11.12	1.0000	11.12	
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	1.0000	2.82	
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	0.10	2.94	0.29	1.0000	0.29	
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>14.23</b>	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
		A	B	C = A x B		
Hormigon premezclado f'c=240kg/cm2	m3	1.0000	82.00	82.00		
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>82.00</b>	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
		A	B	C = A x B		
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>	
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			104.62	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES:			17.00%	20.92
		OTROS INDIRECTOS:				
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:				125.55
		VALOR OFERTADO:				125.55

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Acero de refuerzo en barras  $f_y=4200$       UNIDAD: kg  
Kg/cm<sup>2</sup>      Hoja 4 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora de hierro	1.00	0.45	0.45	0.0500	0.02
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.0500	0.01
<b>SUBTOTAL M</b>					0.03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	3.03	3.03	0.0150	0.05
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	0.0300	0.08
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.0300	0.08
<b>SUBTOTAL M</b>					0.21
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Acero de refuerzo $f_c=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	Kg	1.0000	1.80	1.80	
Alambre de amarre #18	Kg	0.0500	1.39	0.07	
<b>SUBTOTAL O</b>					1.87
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			2.11
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			0.42
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			2.54
		VALOR OFERTADO:			2.54

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Placas de neopreno dureza Shore 70°  
(40x40x5) cm

UNIDAD: u

Hoja 5 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	10.0000	2.00
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>2.00</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	3.03	3.03	6.0000	18.18
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	24.0000	72.72
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>90.90</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Placa de neopreno Shore 60 grados e=3.4 cm	cm3	8,000.0000	0.03	240.00	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>240.00</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			332.90
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			66.58
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			399.48
		VALOR OFERTADO:			399.48

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Desalojo con equipo pesado tierra  
escombros, d=5km

**UNIDAD:** m3

Hoja 6 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cargadora frontal	1.00	25.00	25.00	0.0850	2.13
Volqueta 8 m3	1.00	25.00	25.00	0.0850	2.13
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>4.26</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Operador de cargadora (Estr.Oc C1)	1.00	2.71	2.71	0.0850	0.23
Chofer licencia "d"	1.00	3.91	3.91	0.0850	0.33
Ayudante de maquinaria (Estr.Oc E2)	1.00	2.56	2.56	0.0850	0.22
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.78</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.00</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			5.04
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			1.01
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			6.04
		VALOR OFERTADO:			6.04

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Encofrado muros (alquiler)

UNIDAD: m2

Hoja 7 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Encofrado metalico	80.00	0.05	4.00	0.1500	0.60
Puntales	15.00	1.50	22.50	0.1500	3.38
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.1500	0.03
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>4.01</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.1500	0.42
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	0.1500	0.42
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	1.00	2.94	2.94	0.1500	0.44
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>1.28</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.00</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			5.29
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			1.06
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			6.35
		VALOR OFERTADO:			6.35



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Tubería subdrenes PVC Ø = 10 cm.

UNIDAD: m

Hoja 8 de 39

EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.1000	0.02	
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.02</b>	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.1000	0.28	
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	0.1000	0.28	
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.56</b>	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
		A	B	C = A x B		
Tubo pvc 110mm	m	1.0500	4.16	4.37		
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>4.37</b>	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
		A	B	C = A x B		
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					4.95	
Quito, Febrero 2014					INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%	0.99
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					OTROS INDIRECTOS:	
					COSTO TOTAL DEL RUBRO:	5.94
					VALOR OFERTADO:	5.94

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Hormigón premezclado A f'c=280 Kg/cm<sup>2</sup> (losa) UNIDAD: m<sup>3</sup>  
Hoja 9 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	4.00	0.20	0.80	0.0500	0.04
Vibrador de hormigón	1.00	2.12	2.12	1.0000	2.12
Bomba para hormigon	1.00	5.89	5.89	1.0000	5.89
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>8.05</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon (Estr.Oc E2)	4.00	2.78	11.12	1.0000	11.12
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	1.0000	2.82
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	0.10	2.94	0.29	1.0000	0.29
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>14.23</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=280kg/cm2	m <sup>3</sup>	1.0000	89.50	89.50	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>89.50</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			111.78
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			22.36
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			134.14
		VALOR OFERTADO:			134.14

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Acero de refuerzo en barras  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup> UNIDAD: kg  
Hoja 10 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora de hierro	1.00	0.45	0.45	0.0500	0.02
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.0500	0.01
<b>SUBTOTAL M</b>					0.03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	3.03	3.03	0.0150	0.05
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	0.0300	0.08
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.0300	0.08
<b>SUBTOTAL M</b>					0.21
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Acero de refuerzo $f_c=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	Kg	1.0000	1.80	1.80	
Alambre de amarre #18	Kg	0.0500	1.39	0.07	
<b>SUBTOTAL O</b>					1.87
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			2.11
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			0.42
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			2.54
		VALOR OFERTADO:			2.54

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Tubería subdrenes PVC Ø = 10 cm.

UNIDAD: m

Hoja 11 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.1000	0.02
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.02</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.1000	0.28
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	0.1000	0.28
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.56</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Tubo pvc 110mm	m	1.0000	3.97	4.17	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>4.17</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			4.75
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			0.95
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			5.70
		VALOR OFERTADO:			5.70

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:**

Junta de dilatación (Tipo III MOP)

UNIDAD: m

Hoja 12 de 39

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Motosoldadora 300 A	2.00	2.42	4.84	0.3000	1.45
Equipo de oxicorte	2.00	1.75	3.50	0.3000	1.05
Esmeril	2.00	0.60	1.20	0.1000	0.12
Camión 440 HP	1.00	54.20	54.20	0.0010	0.05
Equipo pintura: compresor, soplete	2.00	2.45	4.90	0.0120	0.06
Herramienta menor	6.00	0.20	1.20	0.2000	0.24
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>2.97</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Ayudante soldador (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	1.3000	3.61
Maestro especializacion soldador (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	1.3000	3.93
Chofer licencia "d"	1.00	4.16	4.16	0.1200	0.50
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	3.03	3.03	1.3000	3.94
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>11.98</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Pintura anticorrosiva	gl	0.0010	17.60	0.02	
Oxigeno	m3	0.2400	11.70	2.81	
Thinner	gl	0.0012	7.05	0.01	
Electrodo # 7018 1/8	kg	0.1500	5.15	0.77	
Acero estructural ASTM A-36	kg	45.0000	2.80	126.00	
Acetileno	kg	0.2400	21.50	5.16	
Acero de refuerzo fc=4200kg/cm2	Kg	8.0000	1.22	9.76	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>144.53</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			159.48
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			31.90
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			191.37
		VALOR OFERTADO:			191.37

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Encofrado poste puente 0.25x0.20 m

UNIDAD: m

Hoja 13 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	9.00	0.20	1.80	0.0200	0.04
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.04</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.4000	1.11
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	0.2000	0.56
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>1.68</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre galvanizado no. 18	Kg	0.1100	1.39	0.15	
Pingos	m	1.2000	1.49	1.79	
Alfajia 7 x 7 x 250 cm	u	0.6000	3.80	2.28	
Clavos	Kg	0.2000	3.20	0.64	
Diesel	gl	0.1000	1.48	0.15	
Tablero contrach. para encofrado 1.22x2.44m12mm	u	0.1000	36.00	3.60	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>8.61</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					10.32
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%					2.06
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					12.39
VALOR OFERTADO:					12.39

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Tubo H.G. Ø4" x 6 mm proteccion puente UNIDAD: m

Hoja 14 de 39

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Soldadora electrica 300 a	1.00	1.00	1.00	0.300	0.30
Camion 600	1.00	10.00	10.00	0.050	0.50
Equipo pintura: compresor, soplete	1.00	2.45	2.45	0.300	0.74
Herramienta menor	4.00	0.20	0.80	0.500	0.40
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>1.94</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Ayudante en general (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	1.000	2.78
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.94	2.94	1.000	2.94
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	1.00	2.66	2.66	0.100	0.27
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	1.000	2.78
Chofer licencia "d"	1.00	4.16	4.16	0.050	0.21
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>8.97</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Electrodo # 6011 1/8	kg	0.1500	4.51	0.68	
Thinner	gl	0.0400	7.05	0.28	
Pintura esmalte	gl	0.0278	14.36	0.40	
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	0.3200	1.80	0.58	
Pintura uniprimer	gl	0.0140	33.20	0.46	
Tubo H.G. Ø 4" x 6 mm x 6 m	u	0.3509	138.50	48.60	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>51.00</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			61.91
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			12.38
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			74.29
		VALOR OFERTADO:			74.29

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Hormigón premezclado f'c=240 Kg/cm<sup>2</sup>  
(aceras y postes) UNIDAD: m<sup>3</sup>

Hoja 15 de 39

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	4.00	0.20	0.80	0.500	0.40
Vibrador de hormigón	1.00	2.10	2.10	1.000	2.10
Bomba para hormigon	1.00	5.89	5.89	1.000	5.89
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>8.39</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon (Estr.Oc E2)	4.00	2.78	11.12	1.000	11.12
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	1.000	2.82
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	0.10	2.94	0.29	1.000	0.29
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>14.23</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240kg/cm2	m <sup>3</sup>	1.0000	89.50	89.50	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>89.50</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			105.86
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			21.17
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			127.03
		VALOR OFERTADO:			127.03



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Encofrado lateral de aceras

UNIDAD: m

Hoja 16 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.250	0.05
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.05</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.280	0.78
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	0.140	0.39
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	2.94	2.94	0.014	0.04
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>1.21</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Tira de eucalipto 2,5x2 cm	m	0.85	0.85	0.72	
Clavos	Kg	0.15	3.20	0.48	
Tabla de monte ancho 25cm	m	1.00	1.05	1.05	
Diesel	gl	0.01	1.48	0.01	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>2.27</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			3.53
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			0.71
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			4.24
		VALOR OFERTADO:			4.24

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Encofrado alivianamiento aceras

UNIDAD: m2

Hoja 17 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	3.00	0.20	0.60	0.100	0.06
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.06</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	1.00	2.94	2.94	0.010	0.03
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	0.111	0.31
Ayudante de albañil (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.111	0.31
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.65</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Tabla de encofrado 0,20m	m	5.00	1.25	6.25	
Alfajja de eucalipto 4x4x250 (cm)	u	2.00	2.00	4.00	
Clavos	Kg	0.10	3.20	0.32	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>10.57</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			11.28
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			2.26
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			<b>13.54</b>
		VALOR OFERTADO:			<b>13.54</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Encofrado tablero puente

UNIDAD: m2

Hoja 18 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.250	0.06
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.06</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Carpintero (Estr.Oc D2)	2.00	2.82	5.64	0.300	1.69
Maestro secap (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	0.300	0.91
Ayudante de carpintero (Estr.Oc E2)	2.00	2.78	5.56	0.300	1.67
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>4.27</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Rieles para encofrado	u	0.500	1.25	0.63	
Alambre de amarre #18	Kg	0.500	1.39	0.70	
Pingos	m	4.000	1.60	6.40	
Tabla de monte 0,30m	u	1.500	2.50	3.75	
Clavos	Kg	0.120	3.20	0.38	
Diesel	gl	0.040	1.48	0.06	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>11.91</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			16.24
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			3.25
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			19.49
		VALOR OFERTADO:			19.49

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Encofrado lateral de tablero puente

UNIDAD: m

Hoja 19 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.5000	0.10
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.10</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.3200	0.89
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	0.1600	0.45
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	3.03	3.03	0.0160	0.05
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>1.39</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alfaja eucalipto 7x7	m	0.1500	2.00	0.30	
Tabla de monte 0,30m	u	0.2170	2.60	0.56	
Tira de eucalipto 2,5x2 cm	m	0.3500	0.32	0.11	
Clavos	Kg	0.1200	3.20	0.38	
Diesel	gl	0.0500	1.48	0.07	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>1.43</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			2.92
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			0.58
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			3.51
		VALOR OFERTADO:			3.51

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Pintura de trafico bordillos y postes protecciones UNIDAD: m2  
Hoja 20 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.300	0.06
Camioneta de carga, motor mayor a 2000 cc	1.00	14.41	14.41	0.010	0.14
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.20</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	0.180	0.51
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.180	0.50
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	3.03	3.03	0.018	0.05
Chofer lic "d"	1.00	4.16	4.16	0.010	0.04
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>1.10</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Pintura de tráfico	5 gl	0.005	135.20	0.68	
Thinner	gl	0.001	7.05	0.01	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.69</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			1.99
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			0.40
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			2.39
		VALOR OFERTADO:			2.39

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Estructura metálica ASTM A-588

UNIDAD: kg

Hoja 21 de 39

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Motosoldadora 300 A	2.00	2.42	4.84	0.010	0.05
Equipo de oxicorte	2.00	1.75	3.50	0.010	0.04
Esmeril	2.00	0.60	1.20	0.018	0.02
Grua 15 ton	1.00	52.50	52.50	0.004	0.21
Camión 440 HP	1.00	54.20	54.20	0.001	0.05
Equipo pintura: compresor, soplete	2.00	2.45	4.90	0.012	0.06
Herramienta menor	6.00	0.20	1.20	0.025	0.03
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.46</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Ayudante soldador (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.200	0.56
Maestro especializacion soldador (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	0.200	0.60
Chofer licencia "d"	1.00	4.16	4.16	0.017	0.07
Operador eq. pesado 1 (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	0.017	0.05
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	3.03	3.03	0.040	0.12
Ayudante de maquinaria (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.017	0.05
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>1.45</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Pintura anticorrosiva	gl	0.001	17.50	0.02	
Oxigeno	m3	0.006	11.70	0.07	
Thinner	gl	0.001	7.05	0.01	
Electrodo # 7018 1/8	kg	0.010	5.50	0.06	
Acero estructural ASTM A 588	kg	1.000	2.90	2.90	
Acetileno	kg	0.002	21.50	0.03	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>3.09</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5.00
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%					1.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					6.00
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Estructura metálica ASTM A-36

UNIDAD: kg

Hoja 22 de 39

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Motosoldadora 300 A	2.00	2.42	4.84	0.0100	0.05
Equipo de oxicorte	2.00	1.75	3.50	0.0100	0.04
Esmeril	2.00	0.60	1.20	0.0180	0.02
Grua 15 ton	1.00	52.50	52.50	0.0040	0.21
Camión 440 HP	1.00	54.20	54.20	0.0010	0.05
Equipo pintura: compresor, soplete	2.00	2.45	4.90	0.0120	0.06
Herramienta menor	6.00	0.20	1.20	0.0250	0.03
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.46</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Ayudante soldador (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.180	0.50
Maestro especializacion soldador (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	0.180	0.54
Chofer licencia "d"	1.00	4.16	4.16	0.015	0.06
Operador eq. pesado 1 (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	0.012	0.04
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	3.03	3.03	0.180	0.55
Ayudante de maquinaria (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.012	0.03
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>1.72</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Electrodo # 7018 1/8	kg	0.0100	5.50	0.06	
Pintura anticorrosiva	gl	0.0010	17.60	0.02	
Acero estructural ASTM A-36	kg	1.0500	2.80	2.94	
Thinner	gl	0.0012	7.05	0.01	
Oxigeno	m3	0.0060	11.70	0.07	
Acetileno	kg	0.0015	21.50	0.03	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>3.12</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5.30
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					5.30

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Asfalto para imprimación

UNIDAD: Its

Hoja 23 de 39

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Distribuidor de asfalto	1.00	42.20	42.20	0.0017	0.07
Escoba mecanica	1.00	18.30	18.30	0.0017	0.03
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.10</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Engrasador o abas. resp.(ESTR. OC. D2)	1.00	2.82	2.82	0.0033	0.01
Operador equipo pesado 2 (Estr.Oc C2)	1.00	2.94	2.94	0.0033	0.01
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.02</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Diesel	gl	0.0060	1.48	0.01	
Asfalto	gl	0.2500	1.50	0.38	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.38</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			0.50
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			0.10
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			0.60
		VALOR OFERTADO:			0.60



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Asfalto diluido para riego de adherencia UNIDAD: Its  
Hoja 24 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Distribuidor de asfalto	1.00	40.00	40.00	0.0020	0.08
Escoba mecanica	1.00	18.30	18.30	0.0020	0.03
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.11</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Engrasador o abas. resp.(ESTR. OC. D2)	1.00	2.82	2.82	0.0034	0.01
Operador equipo pesado 2 (Estr.Oc C2)	1.00	2.94	2.94	0.0034	0.01
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.02</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Asfalto	gl	0.250	1.50	0.38	
Diesel	gl	0.006	1.48	0.01	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.38</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			0.51
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			0.10
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			0.62
		VALOR OFERTADO:			0.62

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Carpeta asfáltica en caliente e=5cm incluye transporte UNIDAD: m2

Hoja 25 de 39

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Planta de asfalto 80 - 120 TPH	1.00	104.55	104.55	0.005	0.52
Terminadora de asfalto	1.00	49.18	49.18	0.005	0.25
Rodillo vibratorio liso 130 HP	1.00	35.00	35.00	0.005	0.18
Rodillo neumatico 100 HP	1.00	35.00	35.00	0.005	0.18
Cargadora	1.00	40.00	40.00	0.005	0.20
Depósito de asfalto	1.00	0.33	0.33	0.015	0.01
Volqueta 8 m3 250 HP	1.00	35.00	35.00	0.020	0.70
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>2.02</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Operador eq. pesado 1 (Estr.Oc C1)	1.00	2.82	2.82	0.010	0.03
Engrasador o abas. resp.(ESTR. OC. D2)	1.00	2.82	2.82	0.060	0.17
Operador equipo pesado 2 (Estr.Oc C2)	1.00	2.94	2.94	0.020	0.06
Chofer licencia "d"	1.00	4.18	4.18	0.020	0.08
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.82	2.82	0.040	0.11
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.45</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Asfalto	gl	2.250	1.50	3.38	
Diesel	gl	0.425	1.48	0.63	
Ripio triturado Especific. MOP-001-F2002	m3	0.044	15.16	0.67	
Arena Especific. MOP-001-F2002	m3	0.029	10.89	0.32	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>4.99</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			7.46
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			1.49
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			8.95
		VALOR OFERTADO:			8.95

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Charlas de concientización

UNIDAD: u

Hoja 26 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Proyector y equipo de video	1.00	28.00	28.00	1.5000	42.00
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>42.00</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	3.03	3.03	80.0000	242.40
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>242.40</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.00</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			284.40
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			56.88
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			341.28
		VALOR OFERTADO:			341.28

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Publicacion prensa

UNIDAD: u

Hoja 27 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
SUBTOTAL M					0.00
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Ayudante (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	1.0000	2.78
SUBTOTAL M					2.78
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Publicación en la prensa 8.4 x 9.4 cm	u	1.0000	225.00	225.00	
SUBTOTAL O					225.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			227.78
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			45.56
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			273.34
		VALOR OFERTADO:			273.34

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Agua para control de polvo

UNIDAD: m3

Hoja 28 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Camión sistema 230 HP 10.000 l	1.00	33.00	33.00	0.240	7.92
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.100	0.02
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>7.94</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Chofer licencia "e" (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	0.100	0.30
Ayudante en general (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.100	0.28
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.58</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Agua	m3	1.0000	0.60	0.60	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.60</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			9.12
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			1.82
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			10.94
		VALOR OFERTADO:			10.94

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Replanteo y nivelación

UNIDAD: m2

Hoja 29 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Equipo de topografía	1.00	2.00	2.00	0.1500	0.30
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.1500	0.03
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.33</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Topógrafo 4 (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	0.1500	0.45
Cadenero (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	0.1500	0.42
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.88</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Tira de eucalipto 2,5x2 cm	m	0.400	0.90	0.36	
Clavos	Kg	0.050	3.20	0.16	
Estacas	u	0.500	0.11	0.06	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.58</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			1.78
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			0.36
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			2.14
		VALOR OFERTADO:			2.14

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Derrocamiento hormigón armado losas y muros puentes, desalojo UNIDAD: m3

Hoja 30 de 39

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Compresor de aire 37 HP	1.00	16.20	16.20	2.000	32.40
Martillo neumatico	1.00	2.80	2.80	2.000	5.60
Herramienta menor	2.00	0.20	0.40	0.100	0.04
Cargadora	1.00	40.00	40.00	0.200	8.00
Volqueta 8 m3 250 HP	1.00	33.00	33.00	0.500	16.50
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>62.54</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	2.000	5.56
Operador eq. pesado 1 (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	0.200	0.60
Ayudante de maquinaria (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.400	1.11
Chofer licencia "d"	1.00	4.16	4.16	0.500	2.08
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>9.36</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.00</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			71.90
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			14.38
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			86.28
		VALOR OFERTADO:			86.28

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Desbroce, desbosque y limpieza, incluye desalojo UNIDAD: Ha  
Hoja 31 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Volqueta 8 m3 250 HP	1.00	33.00	33.00	5.250	173.25
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	50.000	10.00
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>183.25</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	100.000	278.00
Chofer licencia "d"	1.00	4.15	4.15	5.410	22.45
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	3.03	3.03	5.410	16.39
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>316.84</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.00</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			500.09
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			100.02
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			600.11
		VALOR OFERTADO:			600.11



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Sobreacarreo tierra escombros

UNIDAD: m3-km

Hoja 32 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Volqueta 8m3	1.00	33.00	33.00	0.009	0.30
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.30</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Chofer licencia "e" (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	0.009	0.03
Ayudante (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.009	0.03
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.05</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.00</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			0.35
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			0.07
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			0.42
		VALOR OFERTADO:			0.42

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Andamios metálicos (alquiler)

UNIDAD: u.mes

Hoja 33 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.090	0.02
Alquiler modulos andamios, plataforma	1.00	0.50	0.50	0.090	0.05
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.07</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.200	0.56
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	0.500	1.41
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>1.97</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.00</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			2.04
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			0.41
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			2.44
		VALOR OFERTADO:			2.44

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Sobreacarreo material pétreo

UNIDAD: m3

Hoja 34 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Volqueta 8m3	1.00	33.00	33.00	0.009	0.30
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.30</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Chofer licencia "e" (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	0.009	0.03
Ayudante (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.009	0.03
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.05</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL O</b>					
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			0.35
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			0.07
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			0.42
		VALOR OFERTADO:			0.42

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Sub base Clase III

UNIDAD: m3

Hoja 35 de 39

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Motoniveladora 140 HP	1.00	45.00	45.00	0.002	0.09
Rodillo vibratorio liso 130 HP	1.00	30.00	30.00	0.002	0.06
Camión sisterna 230 HP 10.000 l	1.00	30.00	30.00	0.002	0.06
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.21</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.010	0.03
Operador eq. pesado 1 (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	0.010	0.03
Chofer licencia "d"	1.00	4.16	4.16	0.010	0.04
Operador equipo pesado 2 (Estr.Oc C2)	1.00	2.94	2.94	0.010	0.03
Engrasador o abas. resp.(ESTR. OC. D2)	1.00	2.82	2.82	0.010	0.03
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	3.03	3.03	0.010	0.03
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.19</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Sub-base Clase III	m3	1.2500	10.00	12.50	
Agua	m3	0.5000	0.60	0.30	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>12.80</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			13.20
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			2.64
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			15.84
		VALOR OFERTADO:			15.84

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Escollera de piedra

UNIDAD: m3

Hoja 36 de 39

EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Herramienta menor	2.00	0.20	0.40	0.250	0.10	
Retroexcavadora	1.00	28.00	28.00	0.250	7.00	
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>7.10</b>	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Peon (Estr.Oc E2)	2.00	2.78	5.56	0.250	1.39	
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	1.00	2.94	2.94	0.250	0.74	
Ayudante de maquinaria (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	0.250	0.70	
Operador retroexcavadora (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	0.250	0.76	
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>3.58</b>	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
		A	B	C = A x B		
Piedra para enrocado	m3	1.0000	15.00	15.00		
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>15.00</b>	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
		A	B	C = A x B		
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>	
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			25.68	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES:			17.00%	5.14
		OTROS INDIRECTOS:				
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:				30.81
		VALOR OFERTADO:				30.81

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Muro de gaviones

UNIDAD: m3

Hoja 37 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	1.500	0.30
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.30</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon (Estr.Oc E2)	1.00	2.78	2.78	2.500	6.95
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.82	2.82	0.500	1.41
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	3.03	3.03	0.250	0.76
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>9.12</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Piedra de empedrado	m3	0.300	15.00	4.50	
Gavion soldado estandar 2,0x1,0x1,0	u	0.500	50.00	25.00	
Alambre de amarre #18	Kg	0.700	1.39	0.97	
Piedra molon	u	120.000	0.25	30.00	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>60.47</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			69.89
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			13.98
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			83.87
		VALOR OFERTADO:			83.87

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Excavación sin clasificar

UNIDAD: m3

Hoja 38 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Tractor de orugas	1.00	40.00	40.00	0.100	4.00
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>4.00</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Operador de tractor (Estr.Oc C1)	1.00	3.02	3.02	0.100	0.30
Ayudante de operador (Estr.Oc C3)	1.00	2.86	3.86	0.100	0.39
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.69</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.00</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			4.69
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			0.94
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			5.63
		VALOR OFERTADO:			5.63

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Nombre: Verónica Yanchatuña

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO:** PUENTE DE ESTRUCTURA MIXTA SOBRE EL RÍO PITA, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

**RUBRO:** Derrocamiento de mampostería de piedra UNIDAD: m3

Hoja 39 de 39

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Compresor de aire 37 HP	1.00	16.20	16.20	0.150	2.43
Martillo neumatico	1.00	2.80	2.80	0.150	0.42
Herramienta menor	2.00	0.20	0.40	0.100	0.04
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>2.89</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Inspector (Estr.Oc B3)	1.00	3.03	3.03	0.600	1.82
Operador de compresor (Estr.Oc C2)	1.00	2.94	2.94	1.000	2.94
Ayudante de maquinaria (Estr.Oc E2)	2.00	2.78	5.56	1.000	5.56
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>10.32</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.00</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.00</b>
Quito, Febrero 2014 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			13.21
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00%			2.64
		OTROS INDIRECTOS:			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			15.85
		VALOR OFERTADO:			15.85



**CRONOGRAMA VALORADO DE TRABAJOS**

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	P. TOTAL	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6
<b>1 INFRAESTRUCTURA</b>											
1	Excavación y relleno cimentación puentes	m3	1.573,00	6,91	10.869,43	10.869,43					
					1.573,00						
2	Hormigón estructural C f'c=180 kg/cm2 (replanteo)	m3	19,20	137,54	2.640,77	2.640,77					
					19,2						
3	Hormigón premezclado B f'c=240 Kg/cm² (muros)	m3	383,72	125,55	48.176,34		24.088,17	24.088,17			
							191.861,84	191.861,84			
4	Acero de refuerzo en barras fy=4200 Kg/cm²	kg	25.729,59	2,54	65.353,16	6.535,32	58.817,84				
						2.572,96	23.156,63				
5	Placas de neopreno dureza Shore 70° (40x40x5) cm	u	16,00	399,48	6.391,68		6.391,68				
							16				
6	Desalojo con equipo pesado tierra escombros, d=5km	m3	1.364,00	6,04	8.238,56	4.119,28	4.119,28				
						682,00	682,00				
7	Encofrado muros (alquiler)	m2	653,18	6,35	4.147,69		4.147,69				
							653,18				
8	Tubería subdrenes PVC Ø = 10 cm.	m	57,50	5,94	341,55		341,55				
							57,5				
<b>2 SUPERESTRUCTURA</b>											
9	Hormigón premezclado A f'c=280 Kg/cm² (losa)	m3	129,38	134,14	17.354,50				17.354,50		
									129,376		
10	Acero de refuerzo en barras fy=4200 Kg/cm²	kg	20.628,16	2,54	52.395,53		26.197,76	26.197,76			
							10.314,08	10.314,08			
11	Tubería subdrenes PVC Ø = 10 cm.	m	10,40	5,70	59,28				59,28		
									10,4		
12	Junta de dilatación (Tipo III MOP)	m	41,50	191,37	7.941,86				7.941,86		
									41,5		
13	Encofrado poste puente 0.25x0.20 m	m	40,00	12,39	495,60					495,6	
										40	
14	Tubo H.G. Ø4" x 6 mm protección puente	m	104,00	74,29	7.726,16					7.726,16	
										104	
15	Hormigón premezclado f'c=240 Kg/cm² (aceras y postes)	m3	70,04	127,03	8.897,18					8.897,1812	
										70,04	
16	Encofrado lateral de aceras	m	104,00	4,24	440,96					440,96	
										104	
17	Encofrado alivianamiento aceras	m2	195,00	13,54	2.640,30					2.640,3	
										195	
18	Encofrado tablero puente	m2	686,40	19,49	13.377,94			6.688,97	6.688,97		
								343,20	343,20		
19	Encofrado lateral de tablero puente	m	105,30	3,51	369,60					369,60	
										105,3	
20	Pintura de tráfico bordillos y postes protecciones	m2	60,00	2,39	143,40						143,4
											60
21	Estructura metálica ASTM A-588	kg	54.593,45	6,00	327.560,68	81.890,17	81.890,17	163.780,34			
						13.648,36	13.648,36	27.296,72			
22	Estructura metálica ASTM A-36	kg	16.291,25	5,30	86.343,64	8.634,36	21.585,91	38.854,64	17.268,73		
						1629.12525	4.072,81	7.331,06	3.258,25		
23	Asfalto para imprimación	lts	820,80	0,60	492,48						492,48
											820,8
24	Asfalto diluido para riego de adherencia	lts	820,80	0,62	508,90						508,896
											820,8
25	Carpeta asfáltica en caliente e=5cm incluye transporte	m2	624,00	8,96	5.591,04						5.591,04
											624
<b>3 AMBIENTAL</b>											
26	Charlas de concientización	u	2,00	341,28	682,56	341,28			341,28		
						1			1		
27	Publicación prensa	u	2,00	273,34	546,68	273,34					273,34
						1					1
28	Agua para control de polvo	m3	60,00	10,94	656,40	65,64	131,28	131,28	131,28	131,28	65,64
						6	12	12	12	12	12
<b>4 RUBROS COMPLEMENTARIOS</b>											
29	Replanteo y nivelación	m2	695,50	2,14	1.488,37	744,185	744,19				
						347,75	347,75				
30	Derrocamiento hormigón armado losas y muros puentes, desalojo	m3	161,00	86,28	13.891,08	13.891,08					
						161					
31	Desbroce, desbosque y limpieza, incluye desalojo	Ha	1,00	600,11	600,11	600,11					
						1					
32	Sobreacarreo tierra escombros	m3-km	27.280,00	0,42	11.457,60	5.728,80	5.728,80				
						13.640,00	13.640,00				
33	Andamios metálicos (alquiler)	u.mes	120,00	2,44	292,80		73,2	73,2	73,2	73,2	
							30	30	30	30	
34	Sobreacarreo material pétreo	m3	12.510,00	0,42	5.254,20			2.627,10	2.627,10		
								6.255,00	6.255,00		
35	Sub base clase 3	m3	345,60	15,84	5.474,30				5.474,30		
									345,6		
36	Escollera de piedra	m3	120,00	25,68	3.081,60				1.540,80	1.540,80	
									60	60	
37	Muro de gaviones	m3	324,00	83,87	27.173,88					13.586,94	13.586,94
										162	162
38	Excavación sin clasificar	m3	480,00	5,63	2.702,40			1.351,20	1.351,20		
								240	240		
39	Derrocamiento de mampostería de piedra	m3	100,00	15,85	1.585,00	1.585,00					
						100					
<b>753.385,20</b>											
<b>MONTO PARCIAL</b>						137.918,76	208.059,76	263.792,66	87.419,86	35.532,42	20.661,74
<b>PORCENTAJE PARCIAL</b>						18,31%	27,62%	35,01%	11,60%	4,72%	2,74%
<b>MONTO ACUMULADO</b>						137.918,76	345.978,52	609.771,19	697.191,04	732.723,46	753.385,20
<b>PORCENTAJE ACUMULADO</b>						18,31%	45,92%	80,94%	92,54%	97,26%	100,00%

## **6.8. ADMINISTRACIÓN**

### **6.8.1. RECURSOS ECONÓMICOS**

De acuerdo a la jurisdicción de la zona la empresa que debe llevar a cabo la ejecución de la implantación de la alternativa de diseño del puente es la EPMMOP, a través de su Administración zonal que corresponde a la Administración Zonal del Valle de los Chillos.

### **6.8.2. RECURSOS TÉCNICOS**

Es imprescindible la presencia de técnicos especializados en cada una de las ramas que se requiere para este tipo de estructuras, conocedores de las nuevas técnicas constructivas así como en materiales, equipos y fundamentos científicos para cumplimiento de la planificación del proyecto.

Es también indispensable poseer programas informáticos que agilicen y den resultados confiables para el diseño de puentes los escasos recursos serán diluidos en reparaciones y mejoramientos posteriores.

### **6.8.3. RECURSOS ADMINISTRATIVOS**

El estudio y seguimiento de diseños, rediseños, construcciones viales y todos sus componentes como es el puente, deben apoyarse en un equipo administrativo que dispongan de la logística suficiente como personal idóneo, equipos de última tecnología, laboratorios, etc. Además la administración orientará y priorizará los proyectos de acuerdo a su importancia para el desarrollo del país.

## **6.9 PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN**

Para que la propuesta de esta investigación tenga una adecuada aplicación y funcionamiento a través del tiempo es conveniente que exista una evaluación periódica de prevención y monitoreo de las obras construidas en puentes ya intervenidos y por intervenir, esto conllevará a la planificación de las obras requeridas por la comunidad.

Paralelamente es necesario que las autoridades prevean la revisión y/o modificación de las reglamentaciones municipales en cuanto a usos del suelo, revisión de especificaciones técnicas, aplicación de nuevas metodologías de ampliación para puentes, para lo cual es imprescindible la capacitación permanente de técnicos y personal encargado de estos tipos de proyectos.

## C. MATERIALES DE REFERENCIA

### 1. BIBLIOGRAFÍA

1. CAMPUSANO, Jorge, Ministerio de Obras Públicas de Chile Fascículo: Puentes para Chile
2. CHACÓN TORAL, José, Introducción al Uso y Diseño del Hormigón Presforzado, Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha.
3. ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD, 2007 y 2010.
4. GOBIERNO REGIONAL DE HUANCVELICA, Estudio de Pre Inversión a Nivel de Perfil: "Instalación del Puente Cucharán, Distrito de Acoria, Provincia y Departamento de Huancavelica"
5. HUACA Nataly, Juiña Katty, Suntaxi Luisa, Yunga José Luis Quito - Ecuador 2012, Tesis de la Universidad Central, Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática, Carrera de Ingeniería Civil "ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE DE DOS VANOS (85M DE LONGITUD TOTAL) SOBRE LA QUEBRADA GRANDE EN LA CIUDAD DE IBARRA, PROVINCIA DE IMBABURA"
6. Información de Décimo Semestre de la Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica Materia: Computación Aplicada, Décimo Semestre, Docente Ing. Miguel Mora
7. MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes **MOP-001-F-2002,**
8. MALDONADO LEORO, Santiago, 2012 Informe Topográfico Puente Río Pita, Informe de Mecánica de Suelos, Estudio Hidrológico e Hidráulico, Municipio del Distrito Metropolitano de Quito zona los Chillos
9. REMACHE, Marcos Quito 2010 Artículo: Estudio Paramétrico de Puentes en el Ecuador
10. UNIVERSIDAD DEL CAUCA Documento: Socavación en Puentes, Capitulo 2. Información básica para estudios de Socavación de Puentes.
11. VALENZUELA Juan, DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS,. Capítulo Diseño Sísmico de Muros de Contención.

12. VILLARINO OTERO, Alberto, Ingeniería Técnica de Topografía, Tema 7: Puentes. Página 191-282

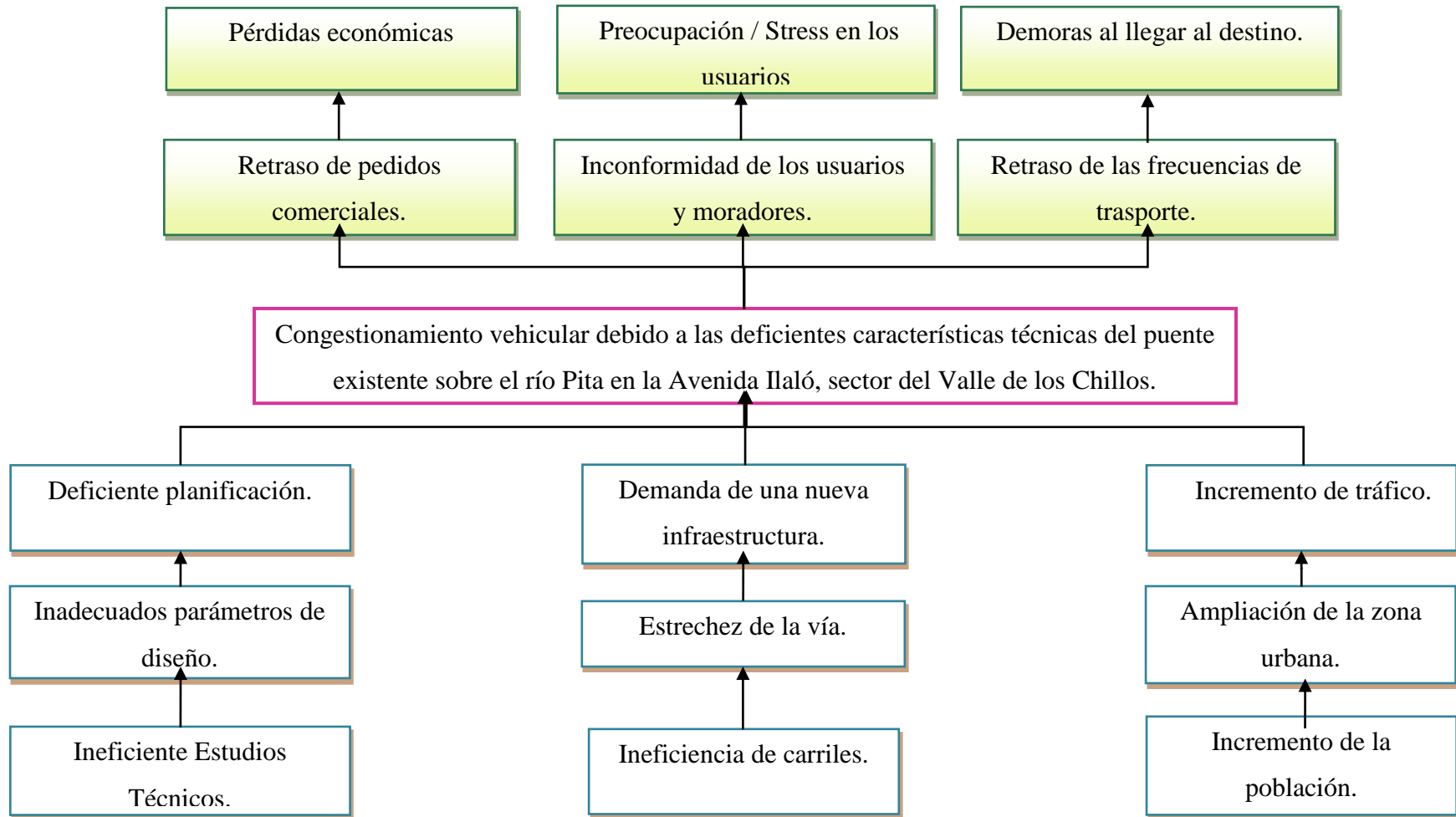
### **Linkografía**

1. ALLAUCA PALTA José Luis (2009) Tesis de Grado: Simulación de Puentes Mediante el Software SAP 2000 y Calificación de Materiales y Soldaduras, <http://dspace.espoch.edu.ec/bitstream/123456789/272/3/15T00423.pdf>
2. CAMPOVERDE NARANJO, Harry (Guayaquil 2006), Tesis de Grado: Estudio de Fabricación de un Puente de Estructuras de Acero Soldadas utilizando el Código AWS D1.5, <http://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/1673/1/3297.pdf>
3. ESCOBAR ALMEIDA, (2011) Diseño de Súper Estructuras de Puentes Isostáticos Metálicos Ferroviarios en el Ecuador. Caso Vigas Tipo I Alma Llena <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/4533/2/T-ESPE-032703-A.pdf>
4. MULTIACEROS, Normas ASTM Propiedades Químicas de la Norma A992 vrs. A36 <http://www.mutiaceros.net/normas.html>

**ANEXO A**

**ÁRBOL DEL PROBLEMA**

## Árbol del Problema

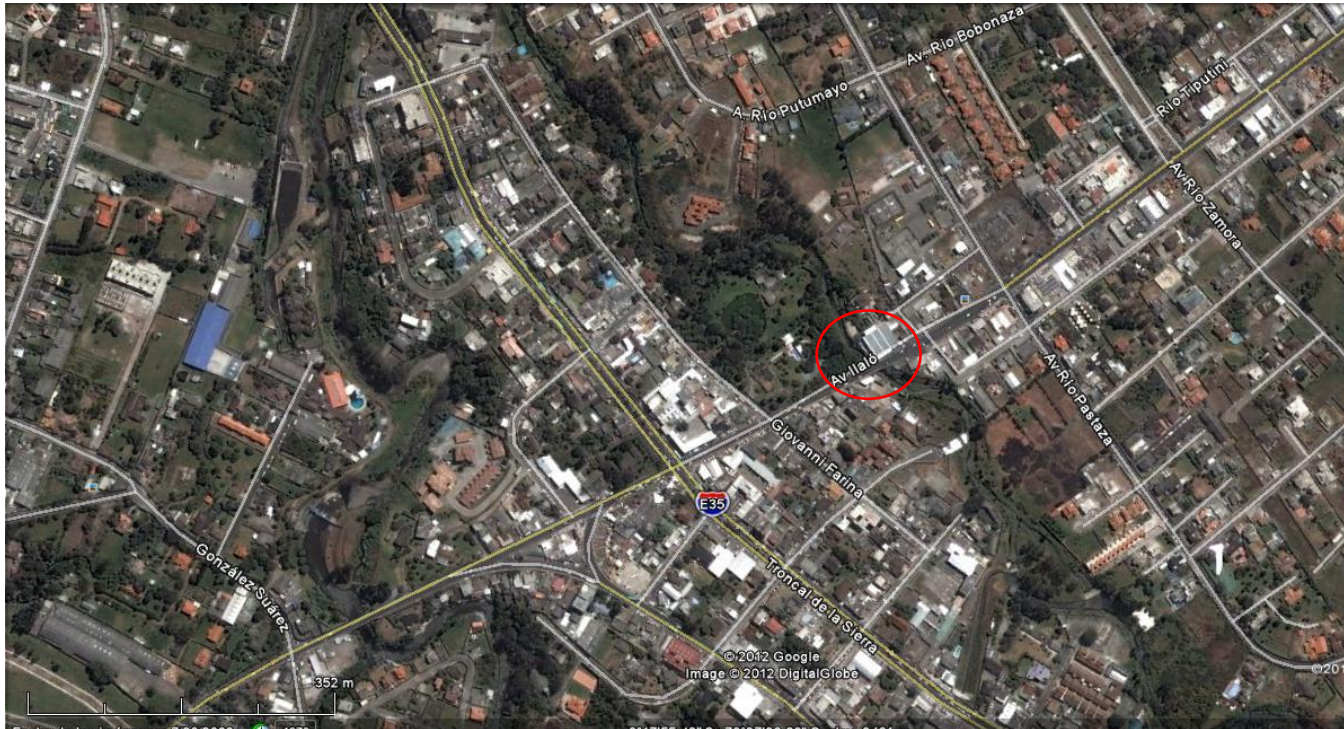


# **ANEXO B**

## **UBICACIÓN DEL PROYECTO**



## Mapa de Ubicación del Proyecto



**ANEXO C**  
**FOTOGRAFÍAS**

## FOTOGRAFÍAS



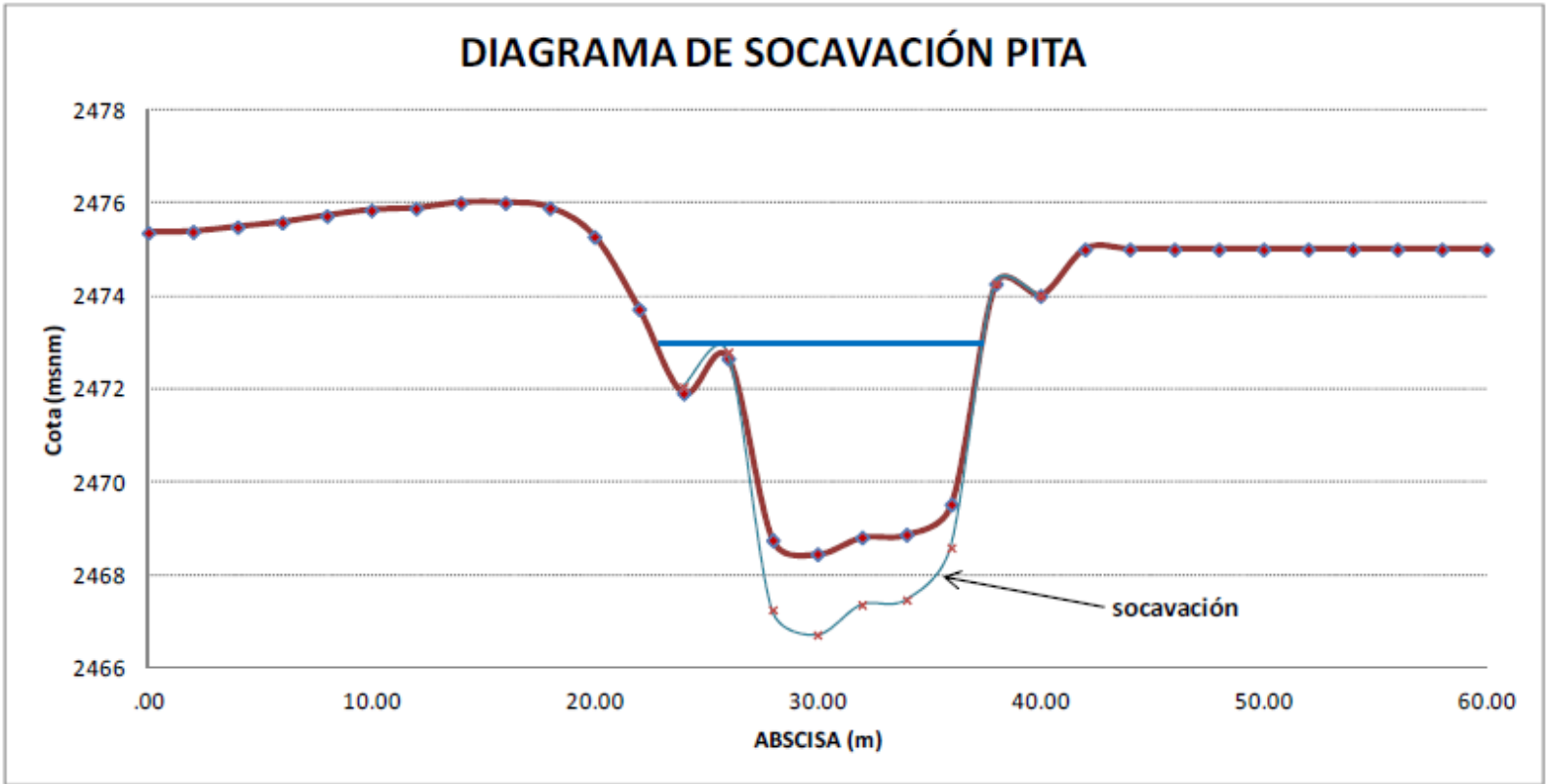
**Fotografía 1:** Tráfico vehicular sobre el Puente existente.



**Fotografía 2:** Vista de la infraestructura.

## **ANEXO D**

# **DIAGRAMA DE SOCAVACIÓN PARA EL RÍO PITA**



Fuente: EPMMOP-Q

# **ANEXO E**

## **RECUBRIMIENTOS PARA LAS ARMADURAS PRINCIPALES**



## RECUBRIMIENTOS PARA LAS ARMADURAS PRINCIPALES

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras No. 36	40
• Barras No. 43 y No. 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
- En general	75
- Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	75

Fuente: AASHTO, Artículo 5.12.3-1

# **ANEXO F**

## **COEFICIENTES DE FRICCIÓN $\mu$ y $k$**



## COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA TENDONES DE POSTESADO

		Coefficiente de curvatura accidental, K/m	Coefficiente de curvatura $\mu$
	Cables de alambre	0.0033 - 0.0049	0.15 - 0.25
	Barras de alta resistencia	0.0003 - 0.0020	0.08 - 0.30
	Torones de 7 alambres	0.0016 - 0.0060	0.15 - 0.25
Cable no adherido cubierto con mastic	Cables de alambre	0.0033 - 0.0066	0.05 - 0.15
	Torones de 7 alambres	0.0033 - 0.0066	0.05 - 0.15
Cable no adherido pre-enrasado	Cables de alambre	0.0010 - 0.0066	0.05 - 0.15
	Torones de 7 alambres	0.0010 - 0.0066	0.05 - 0.15

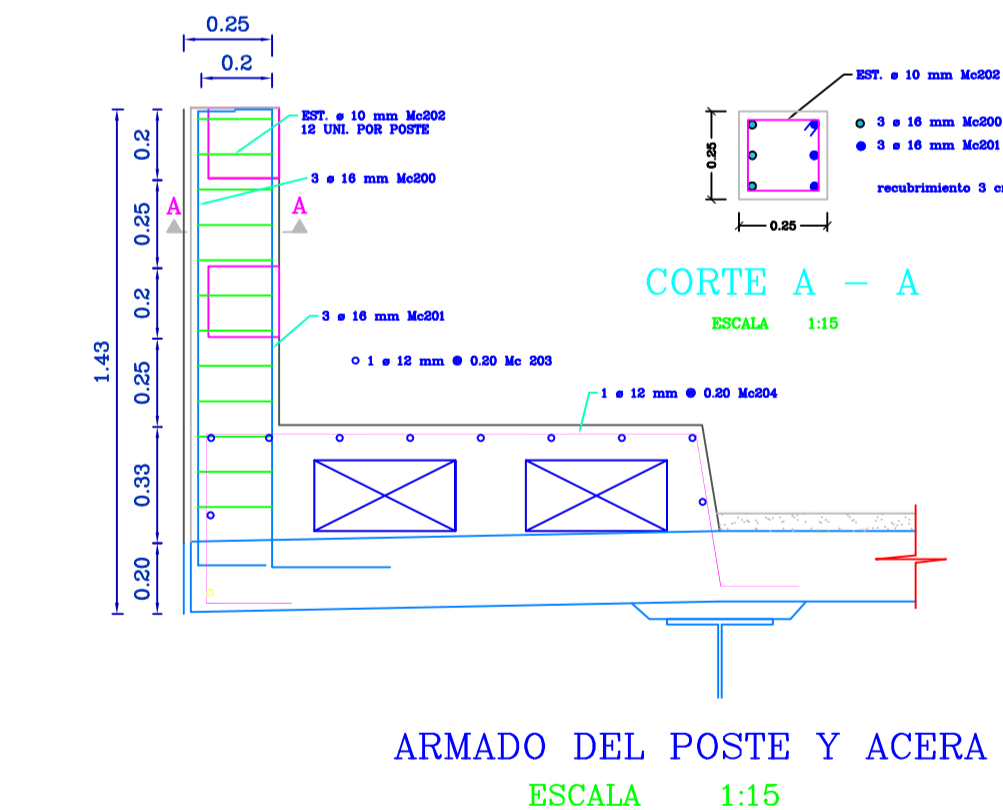
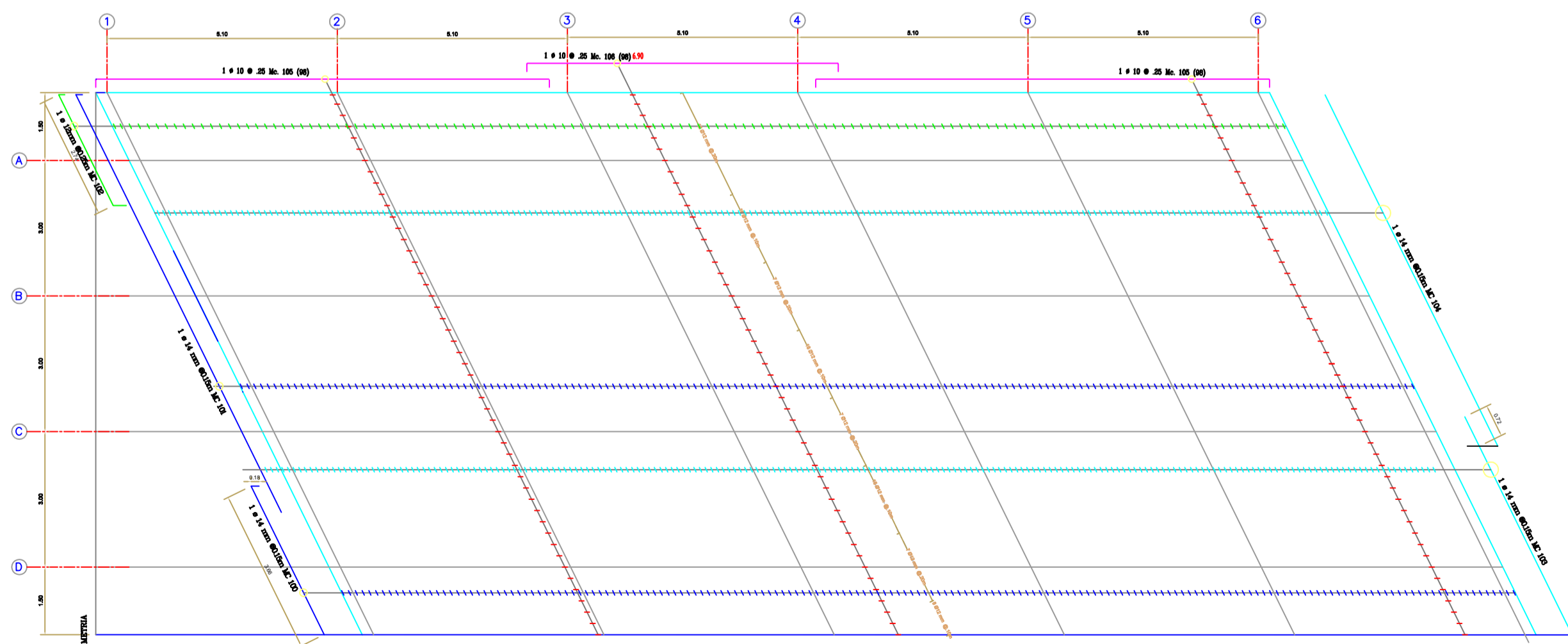
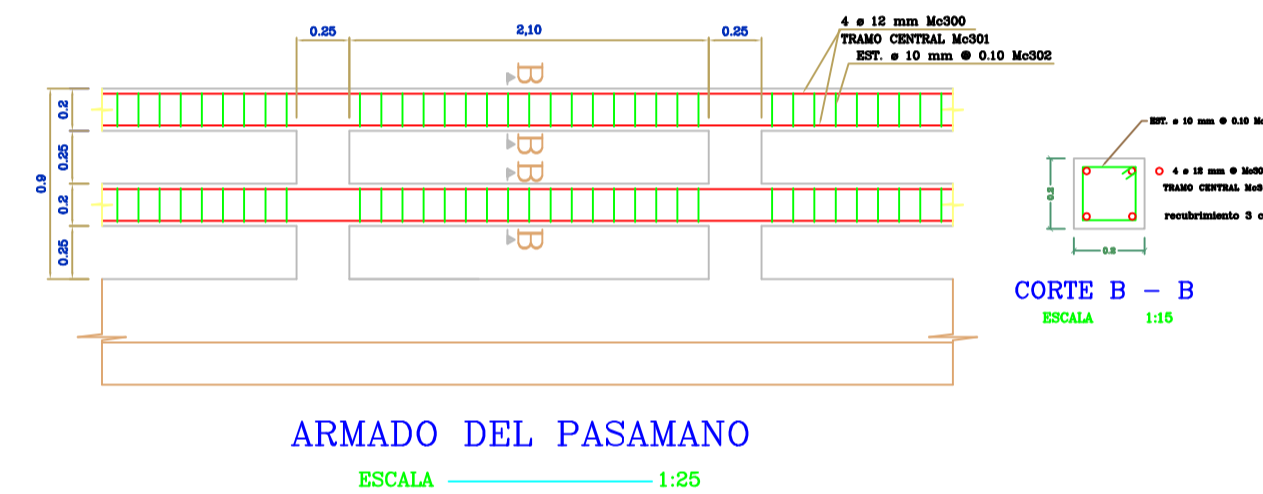
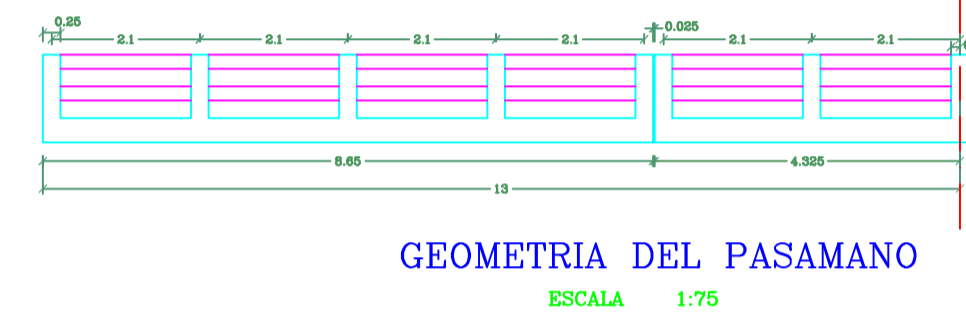
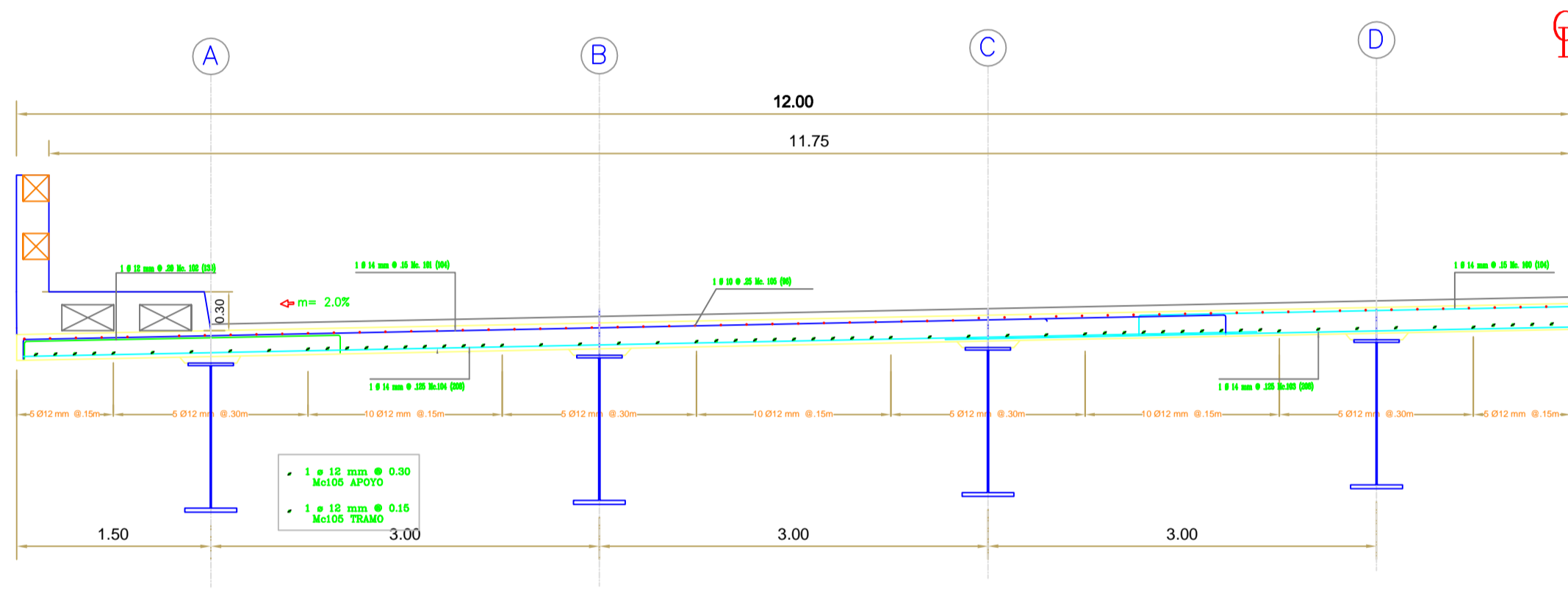
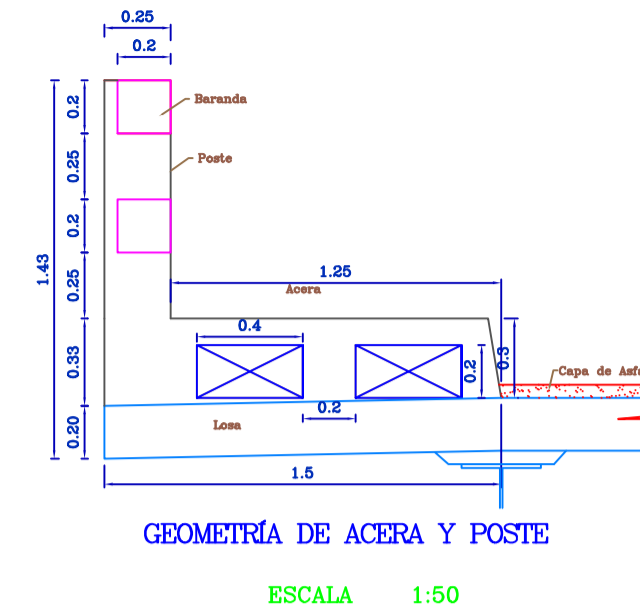
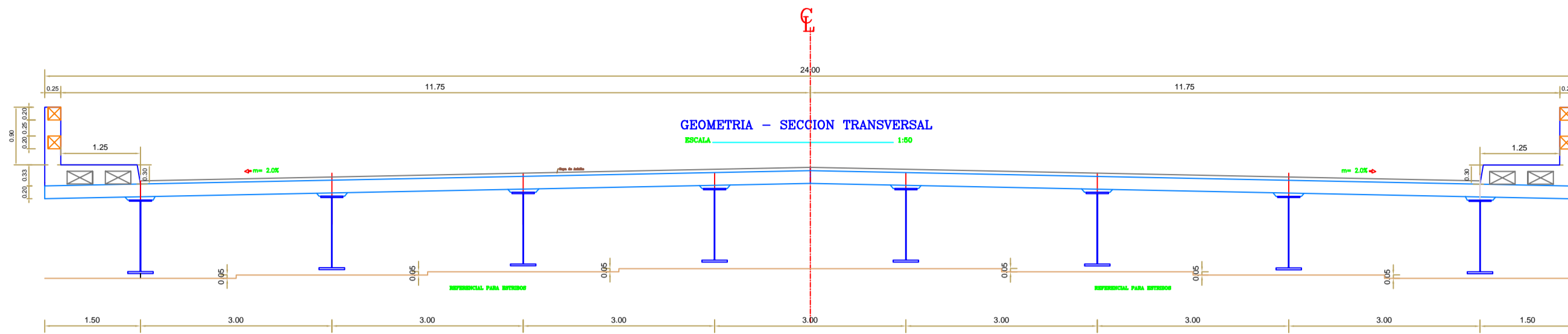
**Fuente:** ACI 318-99. Tabla C18.6.2

Tipo de acero	Tipo de vaina	$K$	$\mu$
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15 - 0,25
	Polietileno	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,30

**Fuente:** AASTO Tabla 5.9.5.2.2b-1

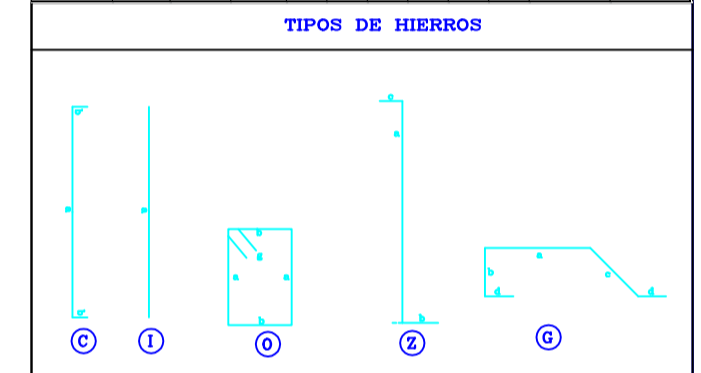
# PLANOS





**PLANILLA DE HIERROS**

PLANILLA DE ACEROS											
Mc	Tipo	Ø (mm)	N°	DIMENSIONES (m)					Long. Parcial (m)	Long. Total (m)	
				a	b	c	d	g			
TABLERO											
100	C	14	173	7.3	0.1				7.5	1297.5	
101	C	14	346	10.3	0.1				10.5	3633	
102	C	12	208	2.75	0.1				2.95	613.6	
103	I	14	208	10.8					10.8	2246.4	
104	I	14	416	8.7					8.7	3619.2	
105	C	10	196	10	0.1				10.2	1999.2	
106	C	10	98	6.7	0.1				6.9	676.2	
107	C	12	120	26				0.5	27	3240	
ACERA Y POSTES											
200	C	16	90	1.25	0.2				1.65	148.5	
201	Z	16	90	1.25	0.2	0.35			1.8	162	
202	O	10	360	0.19	0.19			0.05	0.86	309.6	
203	I	12	20	26				0.5	27	540	
204	G	12	260	1.4	0.4	0.45	0.25		2.75	715	
PASAMANOS											
300	I	12	48	8.55					8.55	410.4	
301	O	10	816	0.14	0.14			0.05	0.66	538.56	



**RESUMEN DE MATERIALES**

ELEMENTO	VOL. HORMIGÓN (m³)	PESOS DE ACEROS Fy = 4200 Kg/cm²				PESO TOTAL (Kg)
		10	12	14	16	
LOSA	129.38	1650.72	3422.00	13063.28	18136.00	
ACERAS Y POSTES	66.49	191.02	1114.44		489.969	
PASAMANOS	3.55	332.29	364.44		696.73	
<b>TOTAL</b>	<b>199.41</b>	<b>1994.03</b>	<b>4868.48</b>	<b>13063.28</b>	<b>20628.16</b>	

CAPA DE PROTECCION (a = 4.00 cm.) = 649 m³ = 27.90 m³  
 TUBO PVC Ø 10 cm. (DESMALTE) = -

- ESPECIFICACIONES**
- HORMIGÓN: Carga mínima de rotura a los 28 días  $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
  - ACERO DE REFUERZO: Corrugado  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
  - RECURRIMIENTO DEL REFUERZO: Hormigón en losa, acera y postes = 2.5 cm.

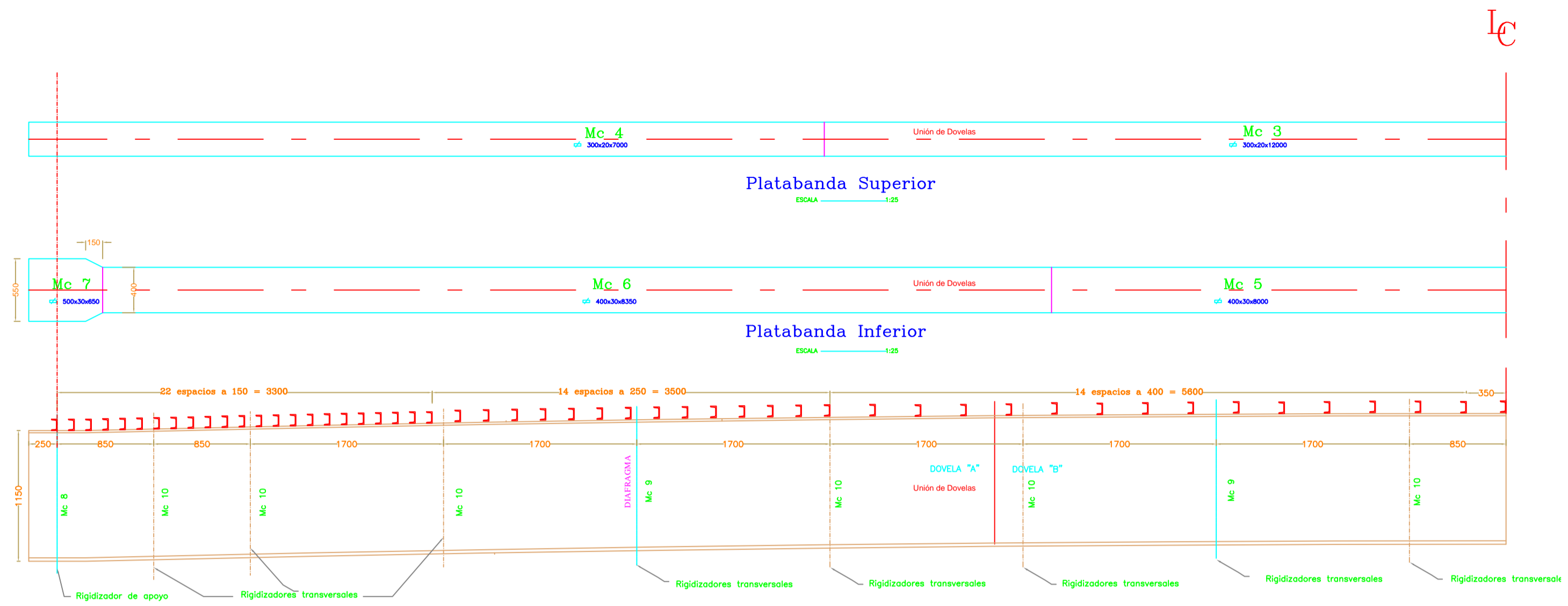
**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO PITA  
AVENIDA ILAGO, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

DISERÑO: TABLERO, POSTES, ACERAS, PASAMANOS Y RESUMEN DE MATERIALES

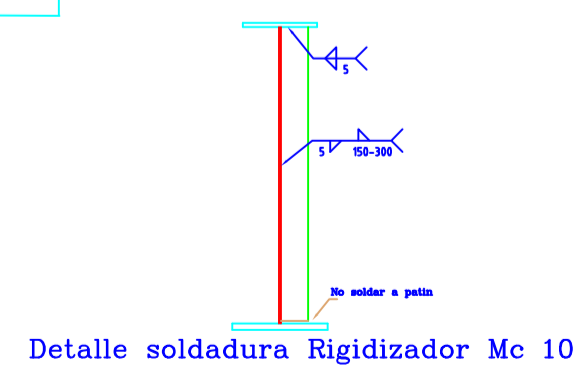
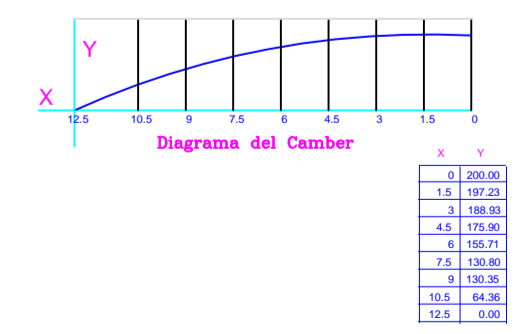
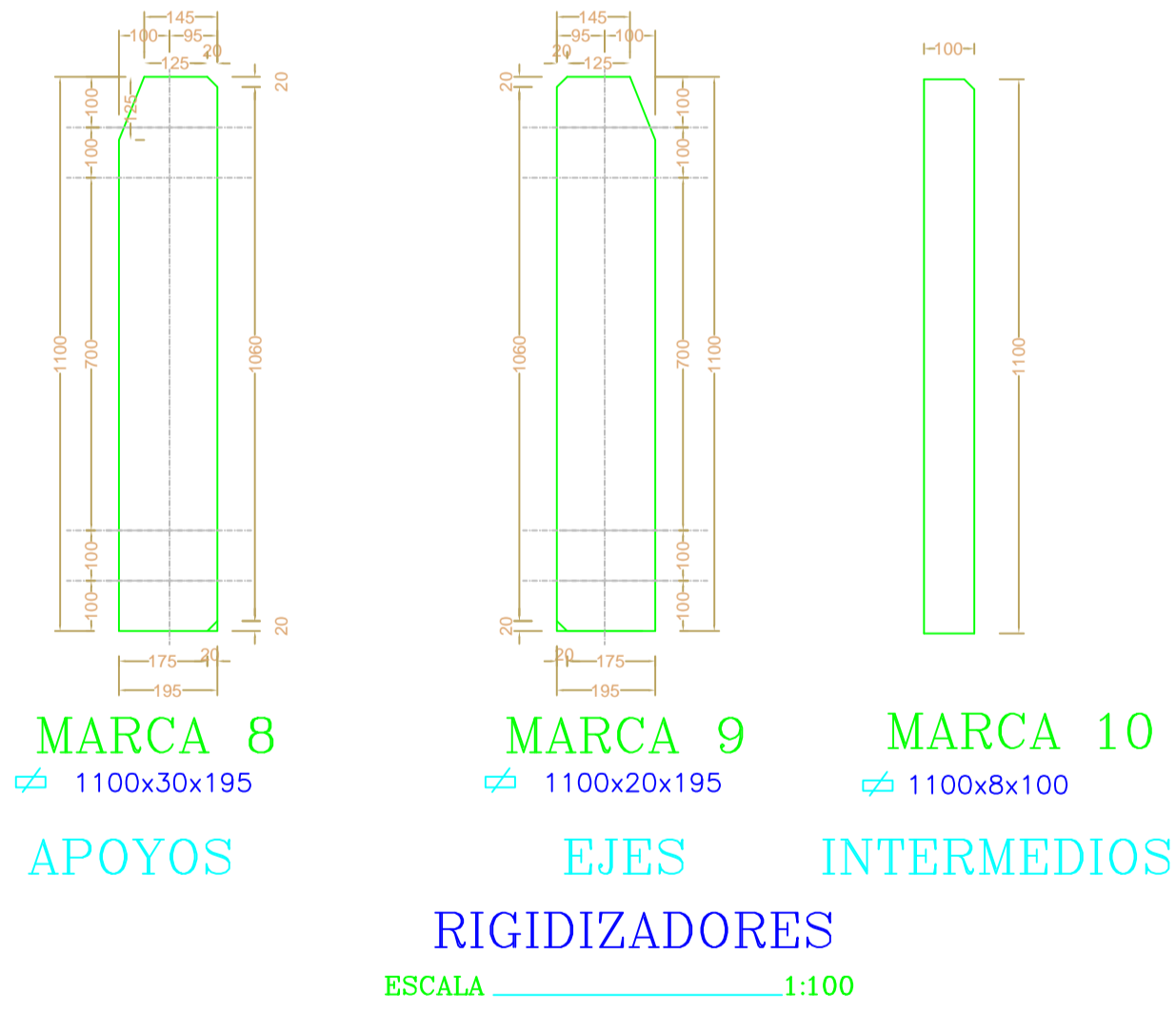
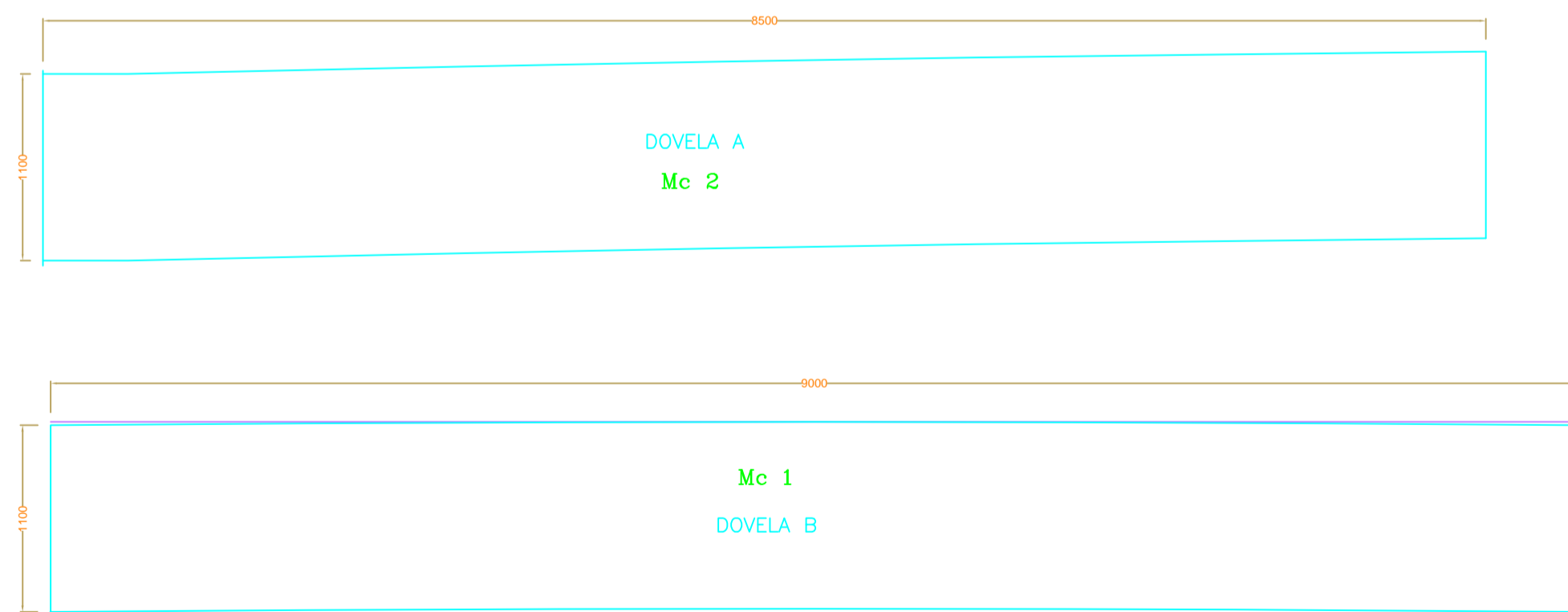
DATOS: CLASE III, LONGITUD PUENTE 26 m, PROVINCIA PICHINCHA, ESCALA: Indefinida, FECHA: Febrero 2014

DISERÑO: Verónica Yanchatúña, DIBUJÓ: Verónica Yanchatúña, ING. TUTOR DEL PROYECTO: Ing. Msc. Miguel Mora



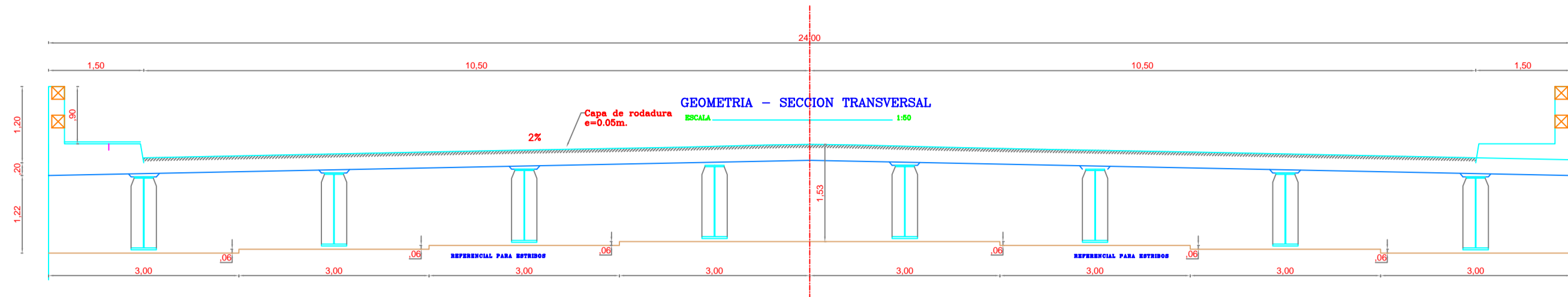
PLACAS VIGAS ACERO: ASTM A - 588

Mc	Número	Longitud	Alto/Ancho	Espesor	Peso	Peso
		mm	mm	mm	Kg/m3	Kg
1	8	9000	1100	10	7850	6217.20
2	16	8500	1100	10	7850	11743.60
3	8	12000	300	20	7850	4521.60
4	16	7000	300	20	7850	5275.20
5	8	8000	400	30	7850	6028.80
6	16	8350	400	30	7850	12585.12
7	16	650	500	30	7850	1224.60
8	32	1100	175	20	7850	967.12
9	64	1100	175	30	7850	2901.36
10	96	1100	150	8	7850	994.75
11	8	26000	100	10	7850	1632.80
						54092.15



	<b>UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA</b> CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		
	PROYECTO: <b>PUENTE SOBRE EL RÍO PITA</b> AVENIDA ILALÓ, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS		
DISEÑO: <b>ESTRUCTURA METÁLICA, DETALLE DE DOVELAS DE VIGAS, RIGIDIZADORES Y CONECTORES DE CORTE</b>			
DATOS:	CLASE III	LONGITUD PUENTE 28 m	PROVINCIA PICHINCHA
		ESCALA: Indicada	FECHA: Febrero 2014
DISEÑO:	DIBUJÓ:	ING. TUTOR DEL PROYECTO:	
Verónica Yanchatúña	Verónica Yanchatúña	Ing. Msc. Miguel Mora	





PLACAS ACERO: ASTM A - 588

Mc	Número	Longitud	Alto/Ancho	Espesor	Peso Especifico	Peso
		mm	mm	mm	Kg/m <sup>3</sup>	Kg
20	62	768	150	8	7850	448.54
21	7	300	200	8	7850	26.38
22	7	300	200	8	7850	26.38
						501.29

PLACAS ACERO: ASTM A - 36

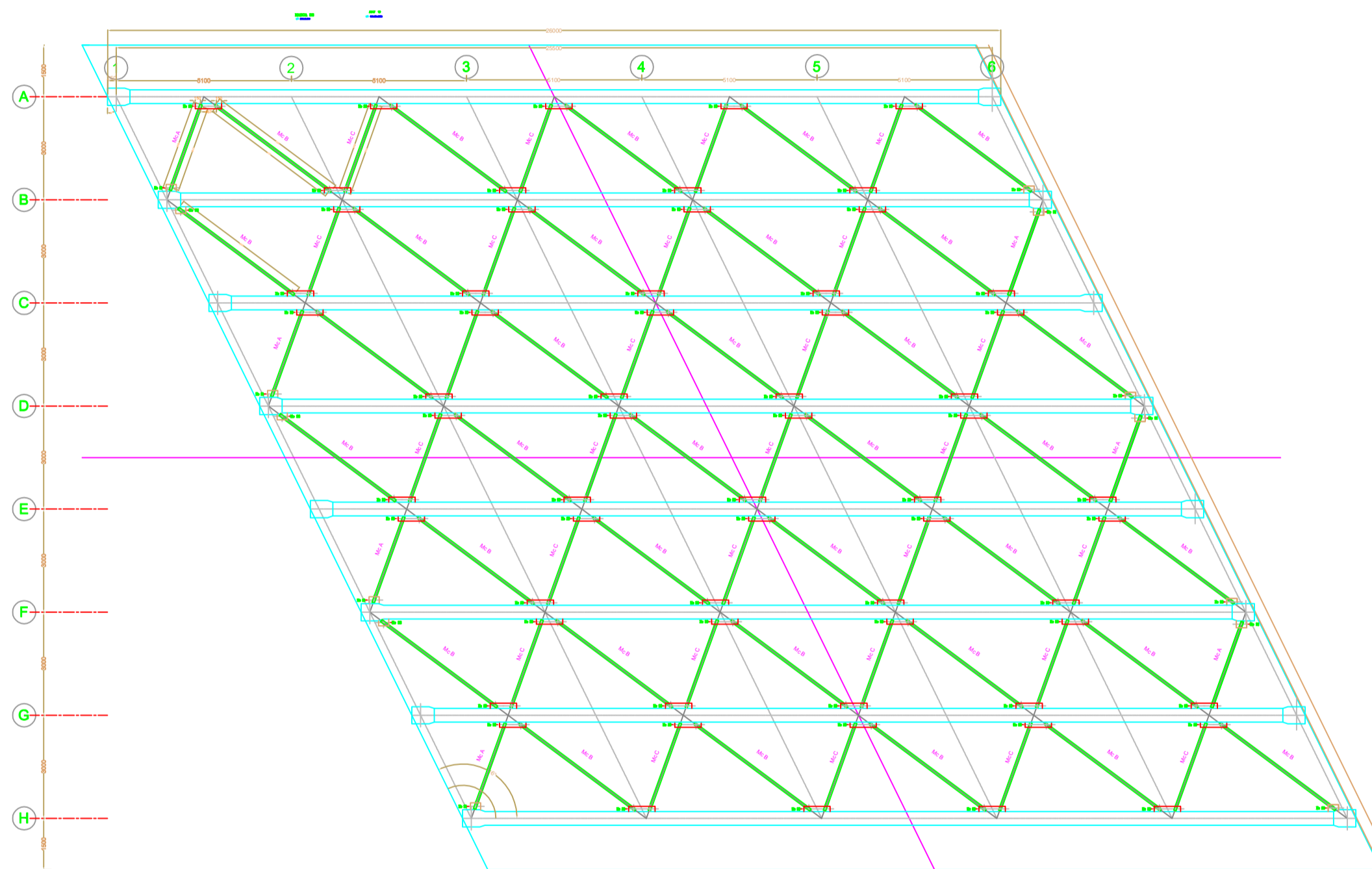
Mc	Número	Longitud	Alto/Ancho	Espesor	Peso	Peso
		mm	mm	mm	Kg/m <sup>3</sup>	Kg
23	28	150	100	12	7850	39.56
24	14	300	200	12	7850	79.13
25	56	150	100	10	7850	65.94
26	28	300	200	10	7850	131.88
						316.51

PERFILES L ACERO: ASTM A - 36

Marca	NÚMERO	LONGITUD	PESO	PESO
		mm	Kg/m	Kg
A	7	2650	9.03	167.51
B	35	4600	9.03	1453.83
C	28	2700	9.03	682.67
D	168	2900	9.03	4399.42
E	14	3000	9.03	379.26
F	70	3000	9.03	1896.30
				8978.98

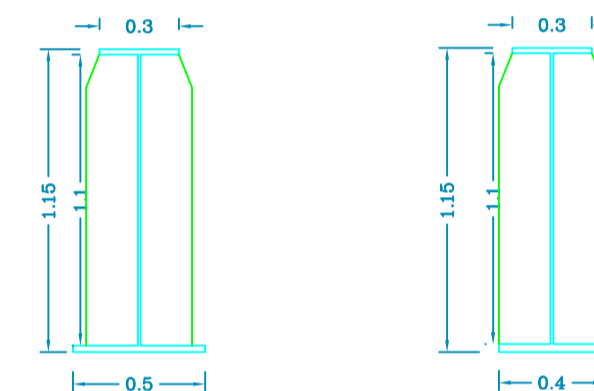
CONECTORES DE CORTE: ASTM A - 36

Marca	NÚMERO	LONGITUD	PESO	PESO TOTAL
		mm	Kg/Gm	Kg
30	824	150	33.96	6995.76



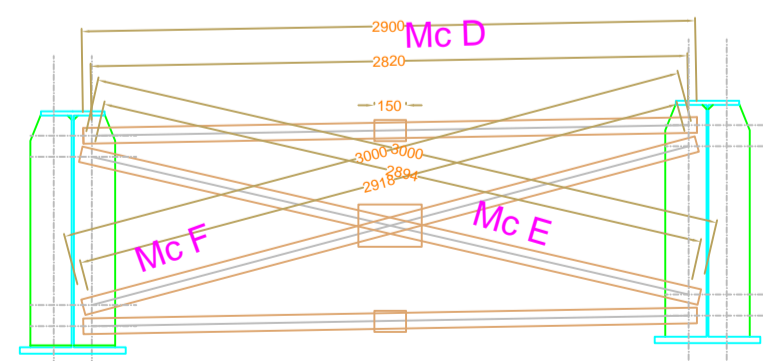
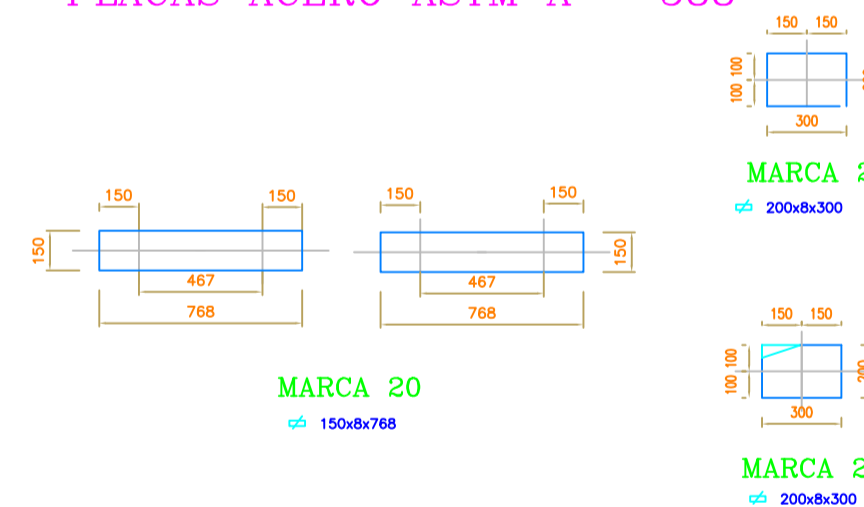
ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR  
ESCALA 1:100

Sección en Apoyo Sección en Ejes

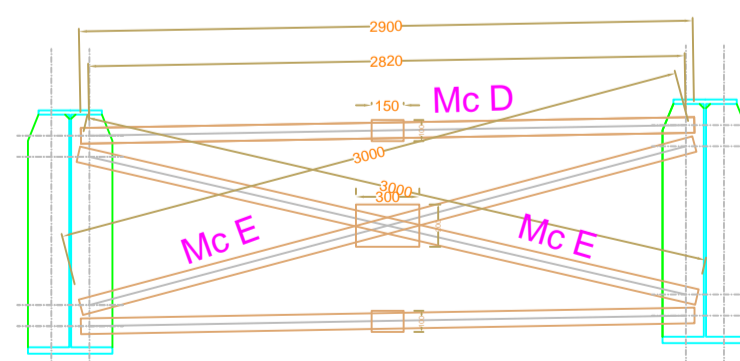


Sección de Viga  
ESCALA 1:20

PLACAS ACERO ASTM A - 588

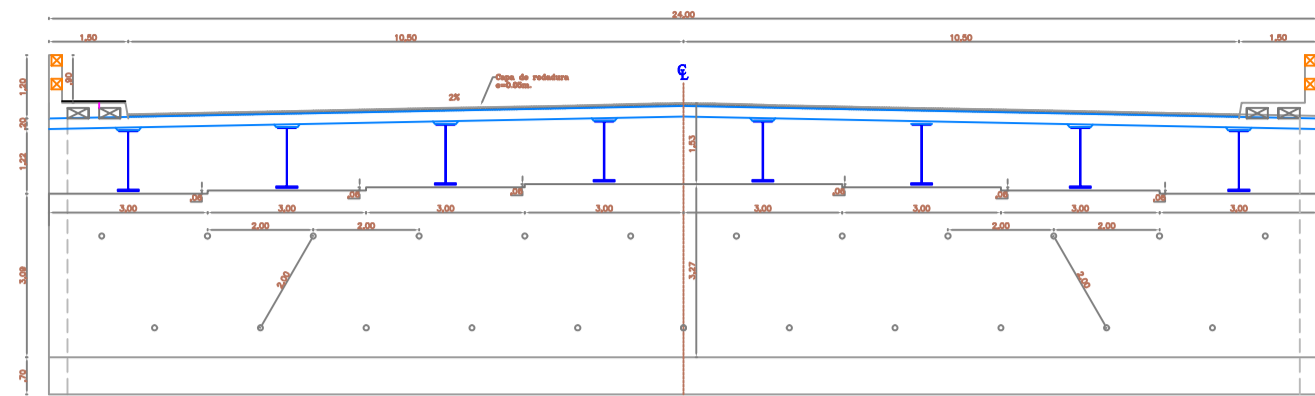


Arriostramiento Vertical en Apoyos  
ESCALA 1:25

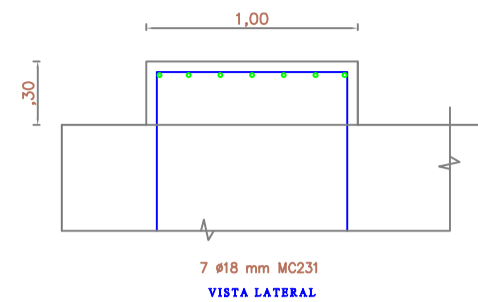


Arriostramiento Vertical en Ejes  
ESCALA 1:25

	<b>UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA</b> CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		
	PROYECTO: PUNTE SOBRE EL RÍO PITA AVENIDA IALÁ, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS		
DISEÑO: ESTRUCTURA METÁLICA, ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR, ARRIOSTRAMIENTO LATERAL			
DATOS: CLASE III	LONGITUD PUENTE 28 m	PROVINCIA PICHINCHA	ESCALA: Indefinida FECHA: Febrero 2014
DISEÑO: Verónica Yanchatúña	DIBUJÓ: Verónica Yanchatúña	ING. TUTOR DEL PROYECTO: Ing. Msc. Miguel Mora	



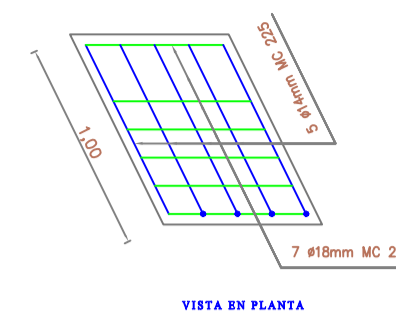
ELEVACIÓN FRONTAL DEL ESTRIBO  
ESCALA 1:100



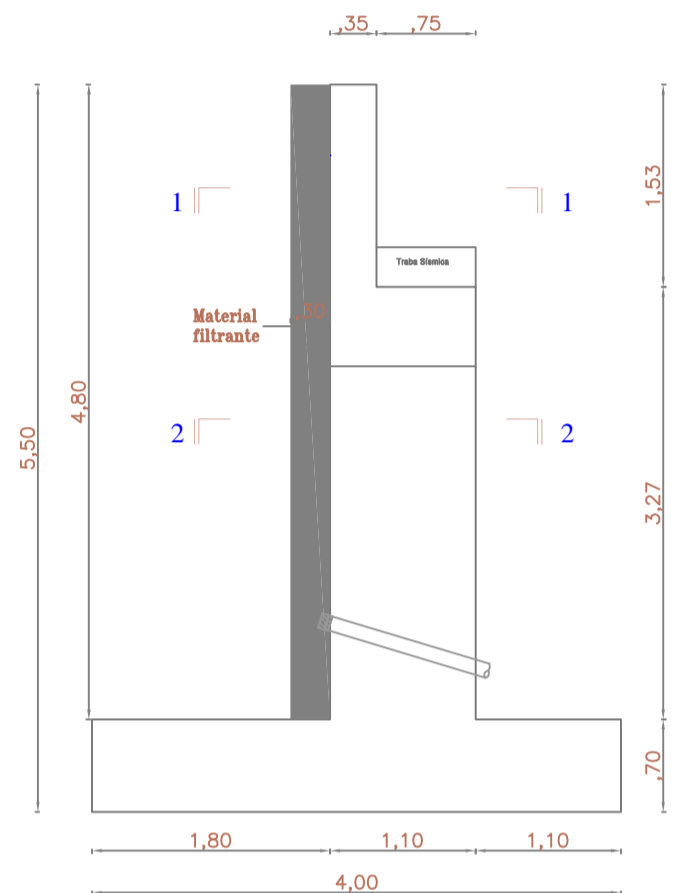
TRABA SÍSMICA  
ESCALA 1:25

VISTA LATERAL

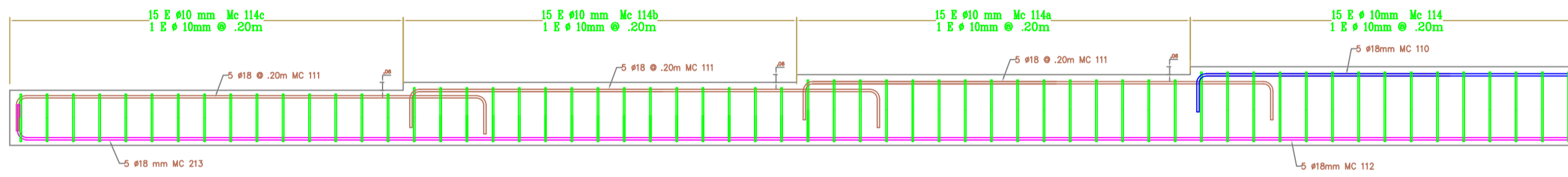
VISTA LATERAL



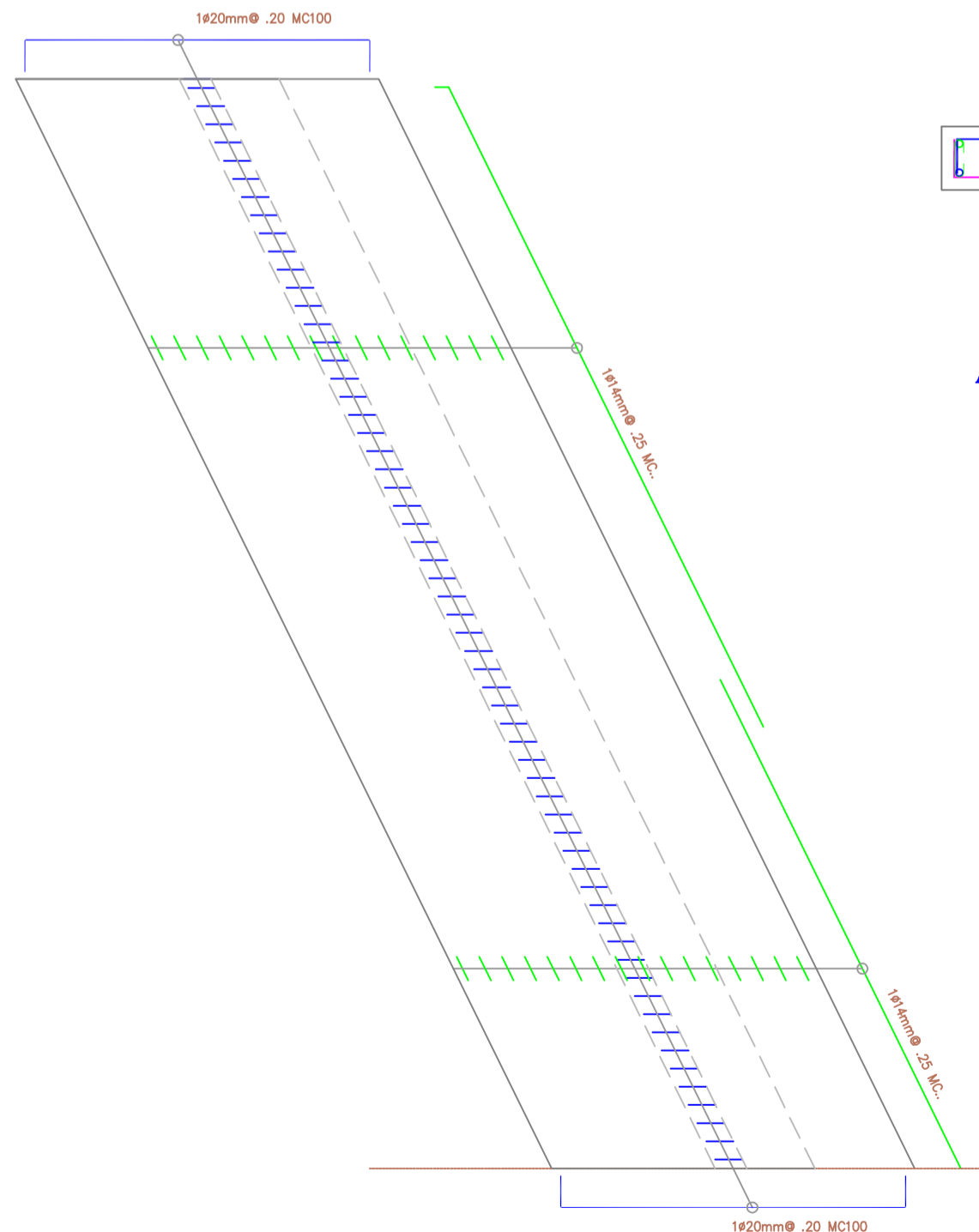
VISTA EN PLANTA



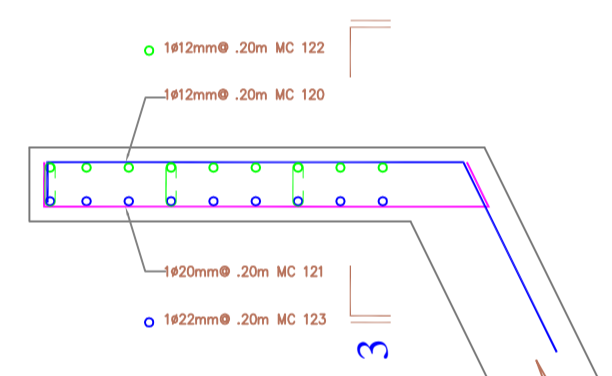
GEOMETRÍA ESTRIBO  
ESCALA 1:50



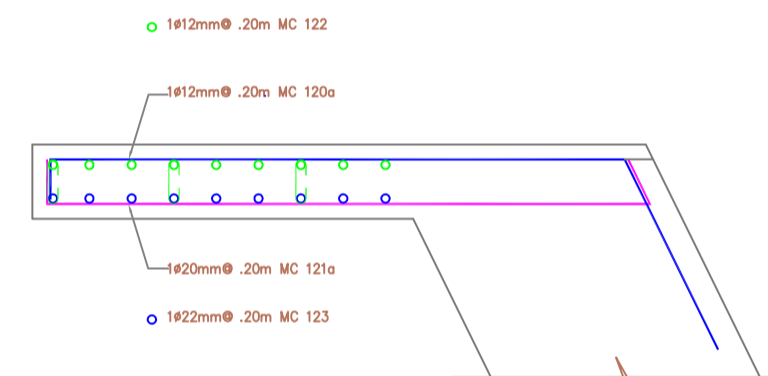
ARMADURA VIGA CABEZAL ESTRIBO  
ESCALA 1:25



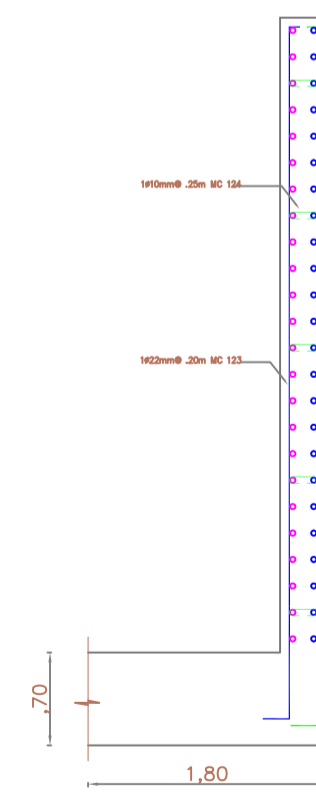
ARMADO ZAPATA EN PLANTA  
ESCALA 1:50



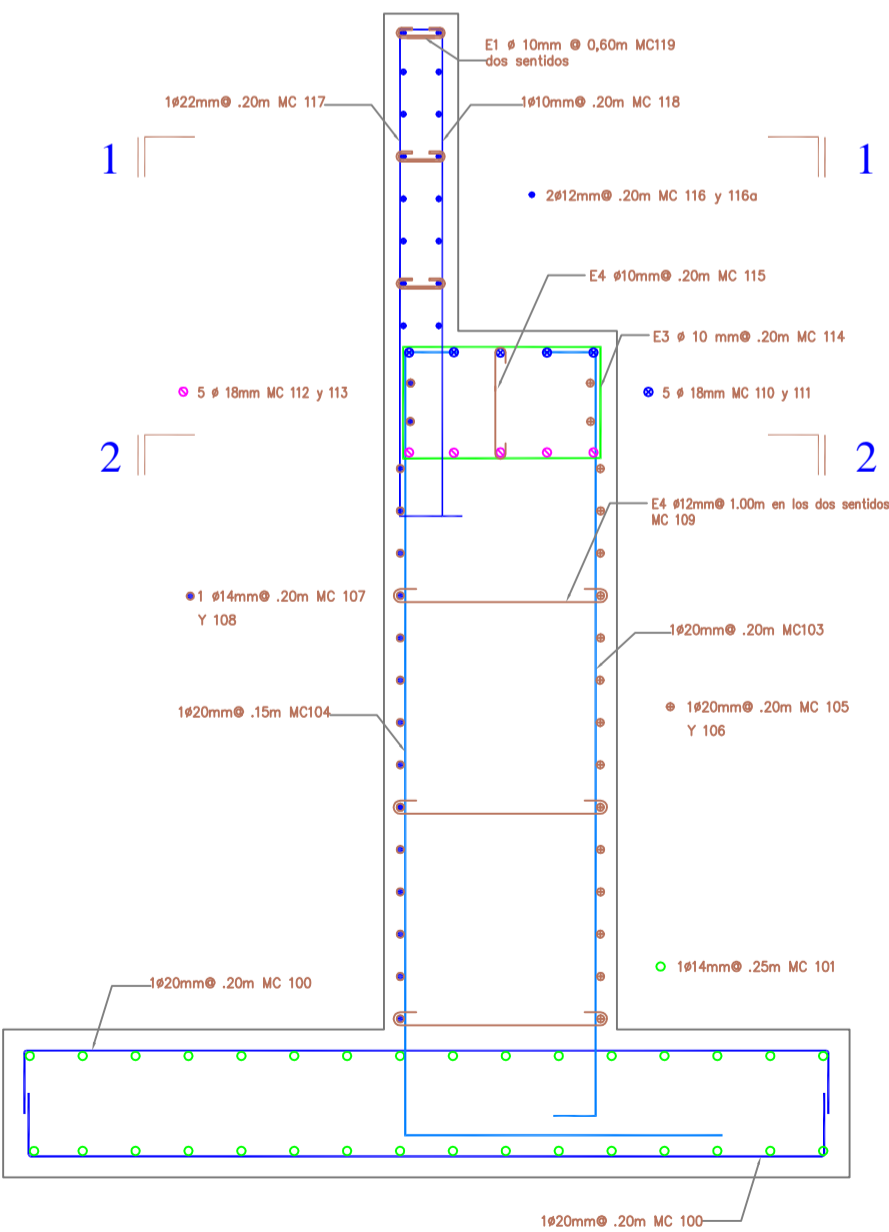
ARMADURA PANTALLA LATERAL  
CORTE 1 - 1  
ESCALA 1:25



ARMADURA PANTALLA LATERAL  
CORTE 2 - 2  
ESCALA 1:25



ARMADURA PANTALLA LATERAL  
CORTE 3 - 3  
ESCALA 1:25



ARMADO DEL ESTRIBO  
ESCALA 1:25

PLANILLA DE ACEROS										
Mc	Tipo	Ø (mm)	N°	DIMENSIONES (m)					Long. Parcial (m)	Long. Total (m)
				a	b	c	d	g		
ZAPATA										
100	C	20	240	3.80	0.35				4.50	1080.00
101	I	14	32	12.00					12.00	384.00
102	L	14	64	7.85	0.15				8.00	512.00
CUERPO										
103	C	20	120	3.60	0.20				4.00	480.00
104	J	20	160	3.70	0.25	1.50			5.45	872.00
105	I	20	16	12.00					12.00	192.00
106	L	20	32	7.85	0.60				8.45	270.40
107	I	14	32	12.00					12.00	384.00
108	L	14	64	7.85	0.60				8.45	540.80
109	G	12	72	1.00			0.10		1.20	86.40
VIGA DE ASCIENTO										
110	C	18	5	5.75	0.20				6.15	30.75
111	C	18	30	3.45	0.20				3.85	115.50
112	I	18	5	12.00					12.00	60.00
113	L	18	10	7.85	0.20				8.05	80.50
114	O	10	30	1.00	0.55		0.075		3.25	97.50
114a	O	10	30	1.00	0.50		0.075		3.15	94.50
114b	O	10	30	1.00	0.45		0.075		3.05	91.50
114c	O	10	30	1.00	0.40		0.075		2.95	88.50
115	G	10	30	0.55			0.075		0.70	21.00
115a	G	10	30	0.50			0.075		0.65	19.50
115b	G	10	30	0.45			0.075		0.60	18.00
115c	G	10	30	0.40			0.075		0.55	16.50
PANTALLA FRONTAL										
116	I	12	16	12.00					12.00	192.00
116a	L	12	32	7.85	0.30				8.15	260.80
117	C	22	120	2.30	0.15	0.30			2.75	330.00
118	Z	10	120	2.30	0.15	0.15			2.60	312.00
119	G	10	120	0.20			0.050		0.30	36.00
PANTALLA LATERAL										
120	Z	12	16	2.00	0.20	1.00			3.20	51.20
120a	Z	12	32	2.70	0.20	1.00			3.90	124.80
121	Z	20	16	2.10	0.20	0.20			2.50	40.00
121a	Z	20	32	2.80	0.20	0.20			3.20	102.40
122	C	12	18	5.15	0.20				5.55	99.90
123	Z	22	18	5.15	0.20	0.20			5.55	99.90
124	G	10	30	0.20			0.050		0.30	9.00
TRABAS SÍSMICAS										
125	U	16	10	0.80	0.90				2.50	25.00
126	U	18	14	0.80	0.65				2.25	31.50


TIPOS DE HIERROS									
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
b	a	c	d	e	f	g	h	i	j
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j

RESUMEN DE ACEROS									
ACEROS Fy = 4200 Kg/cm²									
10	12	14	16	18	20	22	TOTAL		
Longitud (m)	804.00	815.10	1820.80	25.00	318.25	3036.80	429.90		7249.85
Peso (Kg)	496.07	723.81	2199.53	39.68	635.86	7488.75	1281.10		12864.79
TOTAL PARA LOS DOS ESTRIBOS (Kg)									25729.59

RESUMEN DE MATERIALES									
ACERO DE REFUERZO (fy = 4200 Kg/cm²)	= 18841.79 Kg (solo de acero)								
ACERO DE REFUERZO (fy = 4200 Kg/cm²)	= 140.28 mt (solo de acero)								
ACERO DE REFUERZO (fy = 4200 Kg/cm²)	= 840 mt (solo de acero)								
ACERO DE REFUERZO (fy = 4200 Kg/cm²)	= 84.19 mt (solo de acero)								
ACERO DE REFUERZO (fy = 4200 Kg/cm²)	= 14 unidades (solo)								

ESPECIFICACIONES TECNICAS:									
EL DISEÑO SE HA REALIZADO DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES ASHTO-2007 Y 2010 Y ACT 818									
HORMIGÓN f'c = 240 Kg/cm² PARA ESTRIBOS									
HIERRO fy = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA									
TRASLAPES MÍNIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA									

PROCESO CONSTRUCTIVO GENERAL	
PASO	DESCRIPCIÓN
1	DERROCAMIENTO DE PARTE DE ESTRUCTURAS EXISTENTES
2	LOCALIZACIÓN, LIMPIEZA Y REPLANTEO. EXCAVACIÓN, HASTA NIVELES DE CIMENTACIÓN, DE LOS ESTRIBOS. CONFORME SE REALICEN LAS EXCAVACIONES, EFECTUAR LOS SONDEOS Y LOS ENSAYOS PARA LA VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE CIMENTACIONES.
3	ARMADO Y FUNDICIÓN DE ESTRIBOS. RELLENOS POSTERIORES Y ANTERIORES DE LOS ESTRIBOS HASTA UN MISMO NIVEL.
4	AL INICIO DE TRABAJOS, FABRICACIÓN DE LOS TRAMOS METÁLICOS. ENCOFRADO Y FUNDICIÓN DE TRAMO DE HORMIGÓN ARMADO.
5	TRANSPORTE Y ENSAMBLAJE DE TRAMOS METÁLICOS.
6	MONTAJE DE VIGAS METÁLICAS.
7	SOLDADURAS DE CAMPO Y RETIRO DE APOYOS TEMPORALES DE MONTEAJE.
8	ENCOFRADO, ARMADO Y FUNDICIÓN DEL TABLERO.
9	TERMINACIÓN DE RELLENOS DE ESTRIBOS.
10	CONSTRUCCIÓN DE PROTECCIONES: VEREDAS, PASAMANOS.
11	PINTURA ANTICORROSIVA DE ELEMENTOS METÁLICOS



**FICM**

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
 CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO: **PUENTE SOBRE EL RÍO PITA**  
 AVENIDA ILALÓ, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS

DISEÑO: **INFRAESTRUCTURA ESTRIBO**

DATOS:	CLASE: III	LONGITUD PUENTE: 26 m	PROVINCIA: PICHINCHA	ESCALA: <small>Indicada</small>
DISEÑO:	Verónica Yanchatufía	DIBUJO: Verónica Yanchatufía	ING. TUTOR DEL PROYECTO: Ing. Msc. Miguel Mora	FECHA: Febrero 2014