



**UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA**
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE COLGANTE
CARROZABLE SOBRE EL RÍO SUNGAIME, PERTENECIENTE A LA
PARROQUIA SUCÚA, CANTÓN SUCÚA, PROVINCIA DE MORONA
SANTIAGO”**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL**

EDISON ENRIQUE PALOMEQUE PALOMEQUE

Ing. JUAN MEDARDO SOLÁ QUINTUÑA, MSc.

Marzo 2016

DECLARACIÓN

Yo, Edison Enrique Palomeque Palomeque, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Edison Enrique Palomeque Palomeque

140067657-1

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por: Edison Enrique Palomeque Palomeque, bajo mi supervisión.

Ing. Juan Medardo Solá Quintuña, MSc.

DIRECTOR

DEDICATORIA

A mi madre Marieta, le dedico este trabajo final en donde se plasma todo el esfuerzo de mi vida estudiantil; a ti que nunca dejaste de confiar en mí a pesar de las grandes dificultades y desafíos que nos puso la vida, y sin dudar ni un instante te sacrificaste por darme un mejor porvenir.

A Francesca y a mi hijo, pilares fundamentales para este logro y siendo quienes se convirtieron en el motor fundamental para no claudicar en los momentos difíciles.

A mi hermana Diana, que siempre me enseñó que a pesar de las grandes dificultades podemos seguir adelante sin claudicar a las adversidades que día a día se presentan.

A mi padre y dos hermanos, que me han acompañado desde el cielo todos los días de tristezas y alegrías, siempre han sido esa luz de esperanza en el firmamento que me dio las fuerzas para no rendirme.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por haberme cubierto con su bondad y bendiciones a lo largo de mi vida, a la Universidad Católica de Cuenca por haberme dado la oportunidad de estudiar en sus aulas, a todos mis maestros que año a año fueron impartiendo sus conocimientos para formarme en valores y conocimiento científico, a mi director de tesis el Ing. Juan Solá, MSc. que ha sabido guiarme y orientarme a lo largo de mi trabajo de titulación, a mi madre, hermana y sobrina que han estado apoyándome de forma incondicional todo el tiempo, a mis familiares en especial a mis tíos Oswaldo y Armando que siempre supieron darme un consejo y prestarme atención cuando la requería, a mi novia que ha estado incondicionalmente brindándome su apoyo a lo largo de mi carrera universitaria, al GAD Municipal del Cantón Sucúa por abrirme sus puertas y darme su apoyo para que este trabajo de haga realidad y finalmente y no por ello menos importantes a mis abuelitos Ubaldina y Enrique que han sido mis segundos padres.

CONTENIDO

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN.....	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTOS	IV
CONTENIDO.....	V
LISTA DE FIGURAS	VII
LISTA DE ANEXOS	X
RESUMEN	XI
OBJETIVOS.....	1
GENERAL	1
ESPECÍFICOS	1
CAPÍTULO I	2
ESTUDIOS PRELIMINARES.....	2
Estudio topográfico	2
Topografía general de la zona.	2
Estudio hidrológico e hidráulico	5
Estudio de suelos.....	8
CAPITULO II	11
ELEMENTOS DE UN PUENTE COLGANTE	11
Tablero.	11
Viga transversal y longitudinal.	11
Péndolas.....	12
Cable principal.....	13
Torres.	14
Estribos.....	15
Datos de anclajes.....	15
CAPÍTULO III	17
DISEÑO DEL PUENTE COLGANTE CARROZABLE	17
Introducción	17
Cargas.....	17
Cargas principales.....	17
Cargas adicionales o longitudinales.....	22
Teorías de diseño.	26

Diseño de la losa de hormigón armado	30
Luz de cálculo.	30
Diseño de tablero	30
Diseño de vigas de acero	33
Viga transversal	33
Viga longitudinal.....	35
Diseño de cables por el método ASD (Admisible Stress Designe).....	36
Diseño de péndola.....	36
Diseño de cable principal	37
Diseño de torres	38
Análisis de la estructura	38
Diseño en concreto reforzado	39
Diseño de ménsula	42
Diseño de zapata	45
Diseño de apoyo de elastómero reforzado para un apoyo móvil.....	50
Análisis sísmico del puente.....	51
Factor Z.....	51
Tipos de perfiles del suelo para el diseño sísmico	54
Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.....	55
Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.	55
Fs: comportamiento no lineal de los suelos	56
Valor de η	57
Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.	57
Definición del factor R en el marco de las NEC.....	57
Diseño de anclajes.....	59
Comprobaciones de estabilidad del dado	60
I conclusiones	62
II Recomendaciones	63
III Bibliografía	64
IV Anexos.....	66

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1 Poligonal cerrada y estaciones auxiliares	4
Fig. 2 Discretización del cauce del río Sungaime	6
Fig. 3 Sección del puente aguas arriba.....	7
Fig. 4 Sección del puente aguas abajo	7
Fig. 5 Perfil longitudinal de agua durante la crecida máxima	8
Fig. 6 Resumen de datos del estudio geotécnico	10
Fig. 7 Tablero de un puente colgante	11
Fig. 8 Viga metálica transversal.....	12
Fig. 9 Viga metálica longitudinal en puente colgante.....	12
Fig. 10 Péndolas puente colgante.....	13
Fig. 11 Cable principal puente colgante.....	14
Fig. 12 Torres puente colgante.....	15
Fig. 13 Estribos	15
Fig. 14 Anclaje de cables principales en puente colgante.....	16
Fig. 15 Carga de barandas.....	18
Fig. 16 Datos ingresados en software de modelado.....	18
Fig. 17 Camión de diseño HL-93.....	19
Fig. 18 Tándem de diseño	19
Fig. 19 Carga de carril de diseño	19
Fig. 20 Carga uniformemente distribuida en aceras	20
Fig. 21 Datos Ingresados en software de diseño.....	21
Fig. 22 Zona de estudio en mapa eólico del Ecuador	24
Fig. 23 Coeficientes de entorno/altura C_e	25
Fig. 24 Factor de forma C_f	25

Fig. 25 Área de influencia del viento sobre la estructura.....	26
Fig. 26 Tabla de coeficientes α y β	28
Fig. 27 Tabla de coeficientes α y β	28
Fig. 28 Definición de combinaciones de carga	29
Fig. 29 Luz del puente colgante	30
Fig. 30 Elementos del sistema de losa con placa colaborante	31
Fig. 31 especificaciones técnicas NOVALOSA 76	32
Fig. 32 Especificaciones técnicas de malla electrosoldada.....	33
Fig. 33 Carga muerta en viga transversal.....	34
Fig. 34 Carga viva en viga transversal	34
Fig. 35 Momento máximo de viga transversal.....	34
Fig. 36 Carga muerta en viga longitudinal.....	35
Fig. 37 Carga viva en viga longitudinal	35
Fig. 38 Momento máximo de viga longitudinal.....	36
Fig. 39 Cortante máxima en viga principal.....	36
Fig. 40 Factores de seguridad para cables en puentes.....	37
Fig. 41 Máxima fuerza axial del cable principal.....	38
Fig. 42 Torre del puente	39
Fig. 43 Cargas asignadas a la torre	40
Fig. 44 Casos de carga	40
Fig. 45 Herramienta Start Desing/Check of Strusture	41
Fig. 46 Resultados de modelamiento en SAP2000	41
Fig. 47 Ménsula de columna	42
Fig. 48 Secciones de zapata	45
Fig. 49 Proporciones de zapata rectangular	46

Fig. 50 Secciones de zapata	48
Fig. 51 Poblaciones ecuatorianas y su valor del factor Z	52
Fig. 52 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	53
Fig. 53 Clasificación de los perfiles del suelo	54
Fig. 54 tipos de suelo y factores de sitio F_a	55
Fig. 55 Tipo de suelo y Factores de sitio F_d	56
Fig. 56 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s	56
Fig. 57 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura I	57
Fig. 58 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	58
Fig. 59 Factores ingresados en programa de modelamiento	59

LISTA DE ANEXOS

ANEXO 1 Ubicación de la zona de estudio	66
ANEXO 2 Ubicación de puntos con GPS diferencial	66
ANEXO 3 Cables de acero A586 para puentes colgantes	67
ANEXO 4 Estudio de hidrología e hidráulica puente río Sungaime	68
ANEXO 5 Estudio geotécnico	89
ANEXO 6 f_y del acero según norma ASTM A588	112
ANEXO 7 Vigas IPN	113
ANEXO 8 Coeficientes de fricción del hormigón	114

RESUMEN

Para la elaboración de este proyecto investigativo se realizaron y utilizaron varios estudios como son: levantamiento topográfico, estudio de suelos, estudio hidrológico e hidráulico (proporcionado por el GAD municipal del cantón Sucúa), análisis estructural, diseño de los elementos del puente colgante.

Con el levantamiento topográfico se obtuvieron las curvas de nivel y perfiles tanto de la vía de acceso al puente como del río, con el estudio hidrológico e hidráulico se obtuvo el nivel de crecida máxima del río, caudal y velocidad del mismo, también se determinó que la luz del puente sería de 40 m tomando en cuenta los aspectos antes mencionados.

El estudio de suelos determinó los parámetros básicos de cómo está conformado el suelo en esa zona y así poder diseñar las zapatas que soportarán las Torres del puente colgante.

Para el análisis y diseño estructural se han usado normas nacionales e internacionales en diseño de puentes, llegando así a obtener un modelo óptimo y sobre todo seguro para los usuarios.

PALABRAS CLAVE: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO, ESTUDIO DE SUELOS, ESTUDIO HIDROLÓGICO, ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

ABSTRACT

For the preparation of this research project several studies were conducted as: topographical survey, soil survey, hydrological and hydraulic study (provided by the GAD Municipal del Cantón Sucúa), structural analysis, design elements of the hanging bridge.

With the topographic survey the contours and profiles of both the path to the bridge and the river were obtained, also with hydrologic and hydraulic study the level of maximum flood the river, flow and speed, it was also determined that light the bridge would be 40 m taking into consideration the above aspects.

The soil survey determined by the basic parameters of how soil is formed in that area in order to design brake pads that will support the towers of the hanging bridge.

For structural analysis and design has been implemented national and international standards in the design of bridges, reaching optimum pattern and safety for users.

KEY WORDS: LAND SURVEY, STUDY OF SOILS, HYDROLOGY STUDY, STRUCTURAL ANALYSIS.

OBJETIVOS

GENERAL

Dar una solución vial integral a los barrios la Cruz y El Belén mediante el cálculo y diseño estructural de un puente colgante carrozable sobre el río Sungaime, ubicado en el barrio la Cruz, perteneciente a la parroquia Sucúa, cantón Sucúa.

ESPECÍFICOS

- Conocer normativa nacional e internacional relacionada con el cálculo y diseño estructural de puentes colgantes carrozables.
- Realizar el diagnóstico inicial de la zona a intervenir mediante estudios topográficos, hidrológicos, hidráulicos y de suelos.
- Realizar el diseño y cálculo estructural óptimo de un puente sobre el río Sungaime para obtener un costo económico viable.

CAPÍTULO I

ESTUDIOS PRELIMINARES

Estudio topográfico

Topografía general de la zona.

El lugar de estudio está ubicado en la extensión de la calle “W” del barrio La Cruz, en la parroquia Sucúa, cantón Sucúa, provincia de Morona Santiago, en las coordenadas WGS84 17S E 814957.016 m N 9729746.058 m ver en anexos (fig.1).

El levantamiento topográfico se realizó el día jueves 5 de noviembre de 2015, con un clima nublado y una temperatura promedio de 23 °C, con la estación total marca Trimble modelo M3 con precisión de 2”, se obtuvieron los puntos necesarios para la elaboración del plano topográfico, dichos puntos se consiguieron mediante un levantamiento taquimétrico que según (Casanova Matera, 2002, pág. 208). “Es un procedimiento topográfico que determina en forma simultánea las coordenadas Norte, Este y Cota de puntos sobre la superficie del terreno.”

El levantamiento se realizó siguiendo los siguientes pasos:

- Se tomaron las coordenadas de la estación con el GPS diferencial marca Thales Navigation modelo ProMark 3 de propiedad del Gobierno Autónomo Descentralizado (GAD) Municipal del Cantón Sucúa. anexos (fig.2).
- Se plantó el trípode para la estación total sobre la estación colocada por el equipo topográfico del (GAD) Municipal del cantón Sucúa.
- Se realizó la colocación de los puntos para elaborar una “poligonal cerrada, por las cuales el punto de inicio es el mismo punto de cierre, proporcionando por lo tanto control el cierre angular y lineal” (Casanova Matera, 2002).

- Se levantaron un total de 414 puntos haciendo estación en cada uno de los vértices de la poligonal cerrada, también se necesitaron seis estaciones auxiliares debido a la dificultad del terreno y su vegetación.

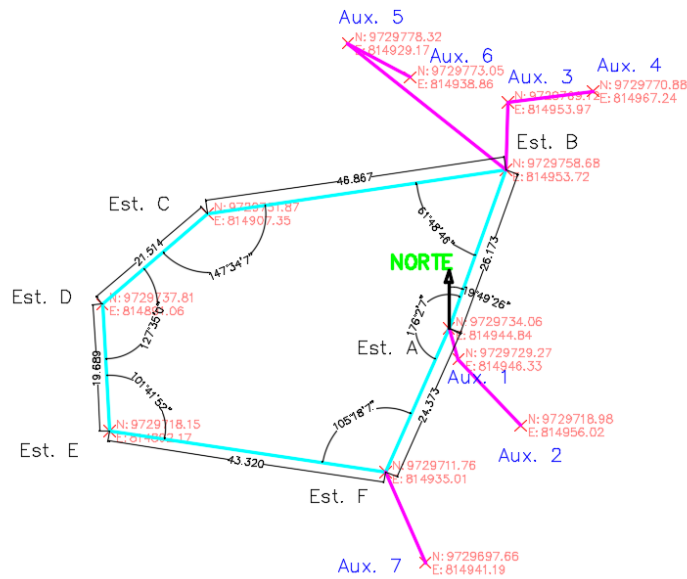
En la oficina se descargaron todos los puntos del levantamiento topográfico en un archivo con extensión .csv (Los archivos **CSV** (del inglés comma separated values) son un tipo de documento en formato abierto sencillo para representar datos en forma de tabla, en las que las columnas se separan por comas y las filas por saltos de línea. Fuente: <https://es.wikipedia.org/wiki/CSV>) para luego convertirlo en un archivo .txt (Es un archivo informático compuesto únicamente por texto sin formato, sólo caracteres, lo que lo hace también legible por humanos. Estos caracteres se pueden codificar de distintos modos dependiendo de la lengua usada. Fuente: https://es.wikipedia.org/wiki/Archivo_de_texto) y subirlo al software AutoCAD Civil 3D en donde se identificaron los puntos de la poligonal cerrada, procediendo a dibujarla y a acotar sus ángulos para calcular el error cometido y realizar las correcciones respectivas.

- Tomadas las medidas de los ángulos internos del polígono se verifica el error cometido con la fórmula del autor (Casanova Matera, 2002):

$$\sum \sphericalangle_{internos} = (n - 2) * 180^\circ \quad (1)$$

En donde:

n= número de lados del polígono.

Fig. 1 Poligonal cerrada y estaciones auxiliares

Fuente: Elaboración propia, software AutoCad Civil3D.

$$\sum 176^{\circ}2'12'' + 61^{\circ}48'42'' + 147^{\circ}34'4'' + 127^{\circ}35'3'' + 101^{\circ}41'53'' + 105^{\circ}18'6''$$

$$= (6 - 2) * 180^{\circ}$$

$$720^{\circ} = 720^{\circ}$$

- Realizada la operación, los resultados obtenidos dan como error de cierre de la poligonal un total de: $0^{\circ}0'0''$, siendo en valor tolerable según (Casanova Matera, 2002)

$$T_a = a\sqrt{n} \quad (2)$$

En donde:

T_a = tolerancia angular

a = apreciación del instrumento

$$T_a = \pm 2''\sqrt{6}$$

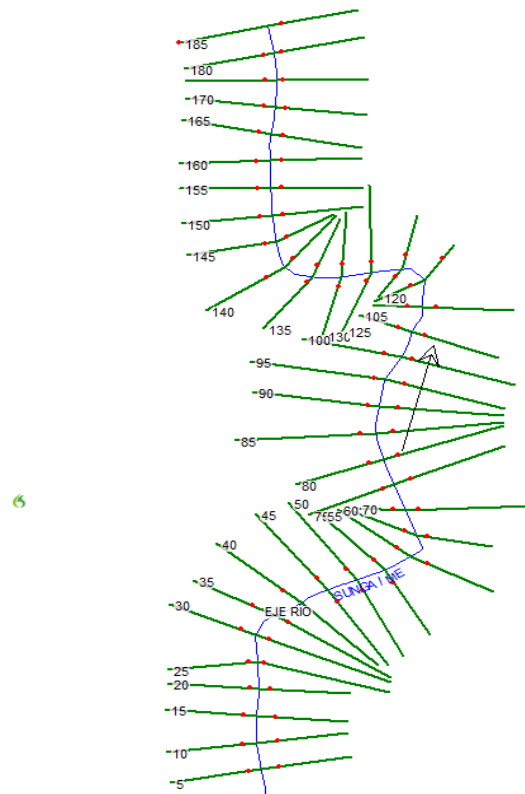
$$T_a = \pm 4.9''$$

- Con el cierre exacto de la poligonal se puede trabajar en la elaboración de las curvas de nivel del terreno de la zona de estudio con ayuda del software AutoCad Civil 3D, mismas que son elaboradas por triangulación e interpolación.
- Se identifican el eje del río y el eje de la calle W
- Se realizan las secciones del eje del río cada 5 m, 50 m aguas arriba del eje de la calle W y 50 m aguas abajo del mismo eje.

Estudio hidrológico e hidráulico

El estudio hidrológico e hidráulico fue proporcionado por el GAD Municipal del Cantón Sucúa, mismo que realizó la empresa consultora “León & Godoy Consultores”, de donde se obtuvieron los siguientes datos relevantes:

- Área de la cuenca de drenaje.- el área total de la cuenca de drenaje es de 7.3 km².
- Longitud del cauce principal.- la longitud desarrollada del cauce principal en la cuenca es L= 4.37 km en el trayecto existen varias quebradas que son afluentes.
- Desnivel del cauce principal.- La cota más alta de la cuenca es 1357 m.s.n.m.
- Caudal de diseño.- La falta de información registrada para la zona obligada a dar importancia los niveles de las crecidas ocurridas; sin embargo se estima que dichas evidencias no corresponden a caudales centenarios; por lo que con un criterio conservador establece el caudal de diseño de 82. 60 m³/s.
- Determinación del nivel de crecida para el análisis hidráulico del cauce y la determinación del nivel máximo de crecida en la sección del puente se utilizó el programa HEC-RAS, este software requiere de la definición de ciertos parámetros, se describen a continuación:

Fig. 2 Discretización del cauce del río Sungaime

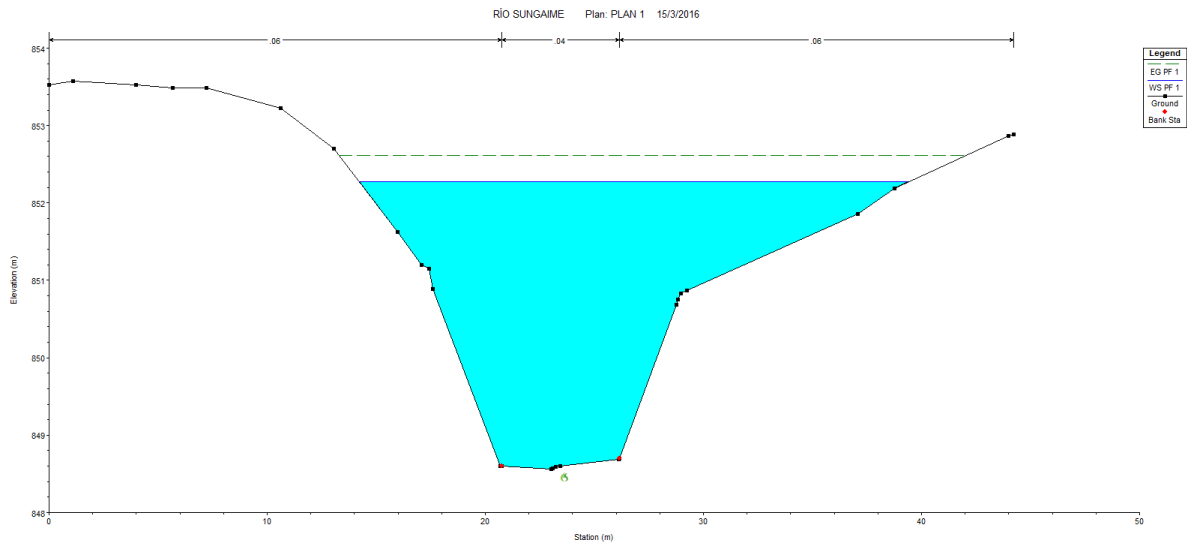
Fuente: Elaboración propia en software HEC-RAS versión 4.1.0

- Rugosidad del cauce.- Para el establecimiento de rugosidad se ha tomado en cuenta, además de las características del material del fondo y las riberas, las variaciones en las secciones transversales a lo largo del cauce, alineamiento de una sección transversal respecto a otra. De esta manera se han establecido los siguientes valores para el coeficiente del número de Manning:
 - Cauce principal: 0.040.
 - Cauce de crecidas: 0.06.
- Niveles de crecida.- El nivel de crecidas aguas arriba es de 853.30 m.s.n.m. y el nivel de crecidas aguas abajo es de 851.55 m.s.n.m.

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE COLGANTE

- Sección del puente aguas arriba

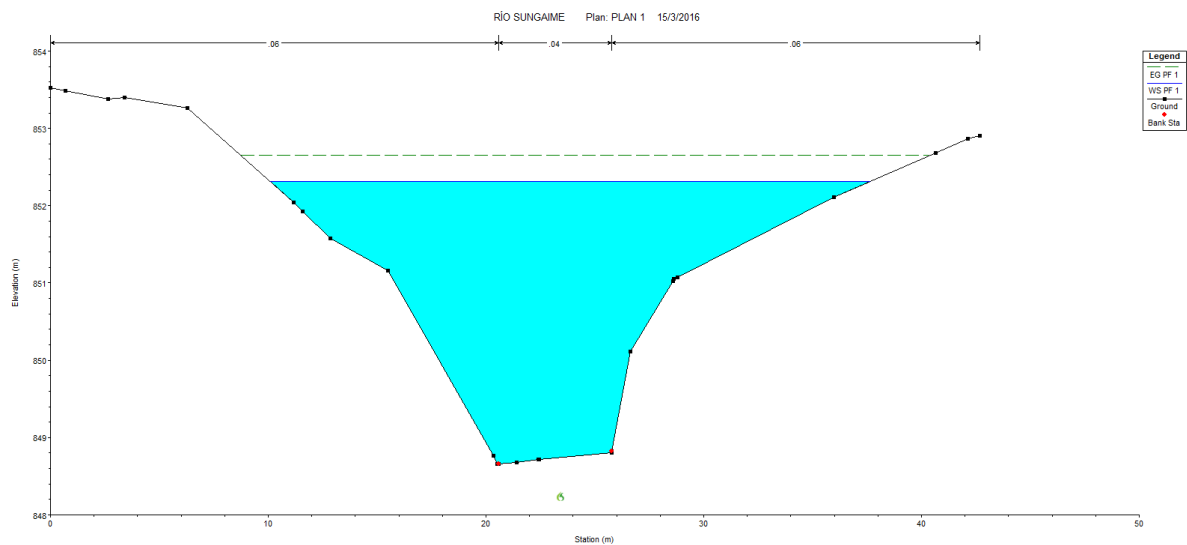
Fig. 3 Sección del puente aguas arriba



Fuente: Elaboración propia en software HEC-RAS versión 4.1.0

- sección del puente aguas abajo

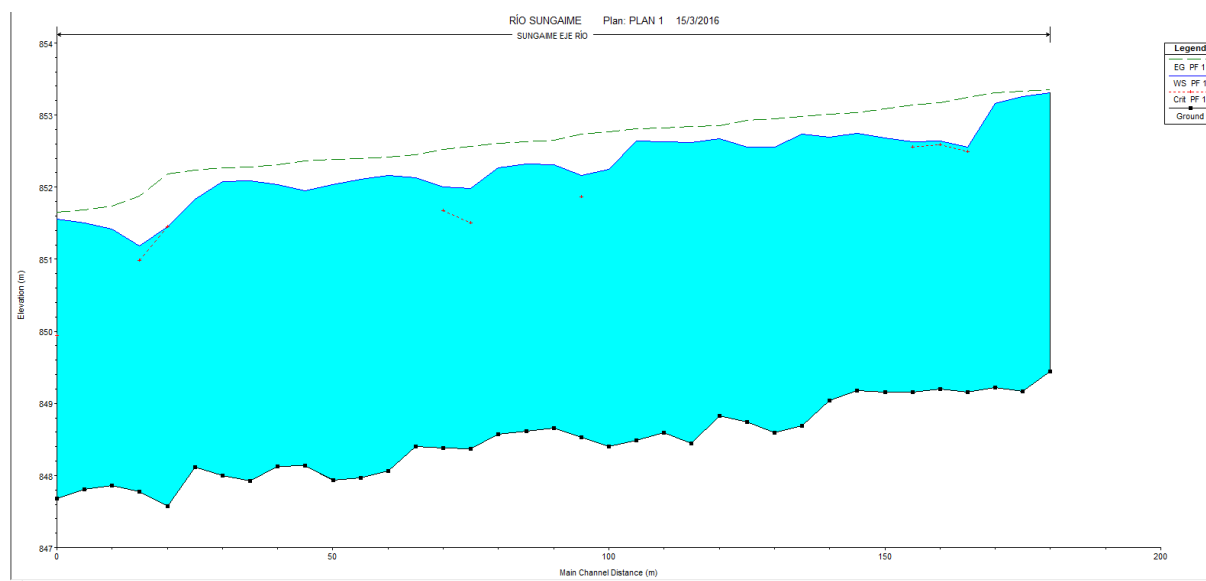
Fig. 4 Sección del puente aguas abajo



Fuente: Elaboración propia en software HEC-RAS versión 4.1.0.

- Perfil de agua longitudinal durante la crecida

Fig. 5 Perfil longitudinal de agua durante la crecida máxima



Fuente: Elaboración propia en software HEC-RAS versión 4.1.0

El estudio completo se encuentra en el anexo número 4 de esta investigación.

Estudio de suelos

El estudio geotécnico para la construcción de un puente colgante carrozable en el cantón Sucúa se realizó en el mes de enero del 2016 por la empresa “SUELO TEC asesoría en ingeniería civil” del cual se obtuvieron los datos relevantes siguientes:

Pozo número uno.- “Esta perforación llegó hasta una profundidad de 2.8 metros, no se profundizó más debido a que en ese nivel se encontró un estrato muy firme, que presentó rechazo a la perforación por percusión.” (Pesantez, 2016)

- Según (Pesantez, 2016) “... El material encontrado por debajo de 1.50m de profundidad ha sido catalogado por la SUCS COMO SM Y POR LA AASHTO como A-4
- “No se determinó la presencia del nivel freático a la profundidad alcanzada sin embargo se presume que éste coincidirá con el espejo de agua del río” (Pesantez, 2016)

Pozo número dos.- “Esta perforación llegó hasta una profundidad de 2.8 metros, no se profundizó más debido a que en ese nivel se encontró un estrato muy firme, que presentó rechazo a la perforación por percusión.” (Pesantez, 2016)

- Según (Pesantez, 2016) “... El material encontrado por debajo de 1.50 de profundidad ha sido catalogado por la SUCS COMO SM Y POR LA AASHTO como A-6
- “No se determinó la presencia del nivel freático a la profundidad alcanzada sin embargo se presume que éste coincidirá con el espejo de agua del río.” (Pesantez, 2016)

Para determinar la capacidad soportante y de servicio se tomó en cuenta que la cimentación escogido cumpla como mínimo las siguientes condiciones:

- Transmitir el terreno las cargas de la estructura con deformaciones (asientos) tolerables, garantizando una seguridad suficiente frente la rotura por hundimiento.
- Posee suficiente resistencia como elemento estructural.
- Posee suficiente resistencia respecto a la ruptura con esfuerzo constante.
- No resulta afectada por la eventual agresividad del terreno
- Estar lo suficientemente protegida frente a las modificaciones naturales o artificiales del entorno (cambios de volumen, variaciones de las condiciones de humedad, efectos dinámicos, excavaciones próximas, etc.) (Pesantez, 2016)

En el estudio hecho por la empresa “SUELO TEC asesoría en ingeniería civil” se tomaron en cuenta varias ecuaciones de distintos autores para determinar así el siguiente cuadro resumen con las características más relevantes del suelo del sector en estudio.

Fig. 6 Resumen de datos del estudio geotécnico

Ángulo rozamiento interno ϕ :	32	°	32	°
Peso específico suelo, γ :	1.85	gr/cm ³	0.0019	kg/cm ³
Profundidad cimentación, D:	2.00	m	200	cm
Tensión vertical, q:			0.37	kg/cm ³
Cohesión, c:	0.00	t/m ²	0.00	kg/cm ²
Factor de seguridad, F:	4.00		4	
Ancho cimentación, B:	2.00	m	200	cm
Factores capacidad carga	N_c			34.04
	N_q			21.86
	N_γ			25.57

$q_{adm} =$	3.20	kg/cm ²
-------------	------	--------------------

Fuente: Estudio geotécnico para la construcción de un puente sobre el río Sungaime en el barrio La Cruz cantón Sucúa provincia de Morona Santiago.

El estudio completo se encuentra en el anexo número 5 de esta investigación.

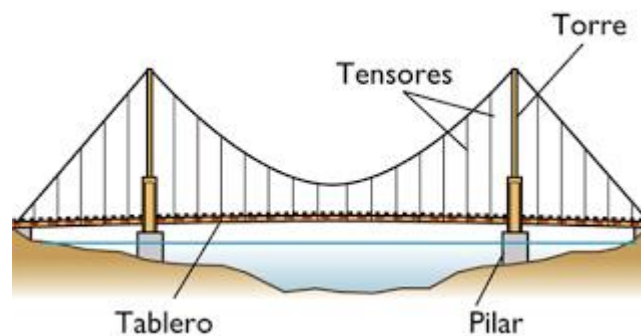
CAPITULO II

ELEMENTOS DE UN PUENTE COLGANTE

Tablero.

El tablero de un puente está constituido por una "... losa de concreto reforzado las que son grandes placas planas soportadas por vigas, muros o columnas de concreto reforzado, por muros de mampostería, por vigas o columnas de acero estructural, o por el suelo". (McCormac & Brown, 2011)

Fig. 7 Tablero de un puente colgante



Fuente: <http://pelandintecno.blogspot.com/2013/02/salvando-obstaculos-tipos-de-puente.html>

Viga transversal y longitudinal.

Los largueros de puente son las vigas en los pisos de puentes que corren paralelas a la superficie de rodamiento, en tanto que las vigas de piso son las vigas más grandes que en muchos pisos de puentes corren perpendicularmente a la superficie de rodamiento y se usan para transferir las cargas del piso, de los largueros de puente a las traveses o armaduras sustentantes. El término trabe se usa en forma algo ambigua, pero usualmente denota una viga grande a la que se conectan otras de menor tamaño. (McCormac & Cscernak, 2012)

Fig. 8 Viga metálica transversal

Fuente: <http://www.puenteprefa.cr/colgantes.html>

Fig. 9 Viga metálica longitudinal en puente colgante

Fuente: <http://www.elciudadano.gob.ec/puente-que-une-al-canton-palora-con-pastaza-estara-listo-en-90-dias/>

Péndolas

Generalmente son cables de menor diámetro o varillas de hierro enroscadas en sus extremos. La separación entre tensores es usualmente pequeña. De la parte inferior de los tensores sostenidos en cables principales de eje opuesto, se suspenden elementos transversales (vigas

prefabricadas de acero, de hormigón e inclusive de madera para puentes secundarios) que cruzan la vía a lo ancho. (Camacho Rioja)

Fig. 10 Péndolas puente colgante



Fuente: <http://www.monografias.com/trabajos81/fuerzas-construccion-puente-colgante/fuerzas-construccion-puente-colgante2.shtml>

Cable principal

Las calidades del acero de los alambres empleados puentes colgantes se denominan como:

- acero de arado mejorado (aproximadamente grado 1770 MPa)
- acero de arado extra mejorado (aproximadamente grado 1960 Mpa)

Este acero se presenta en forma de alambres los cuales entrelazan con diferentes configuraciones para formar torreones que pueden ya ser considerados cables, los cables propiamente dichos que pueden ser definidos como conjuntos de torones. (Caiza Sánchez, 2006)

Fig. 11 Cable principal puente colgante

Fuente: <http://www.taringa.net/post/info/18043209/Casi-3-kilometros-tendra-el-puente-mas-largo-de-Chile.html>

Torres.

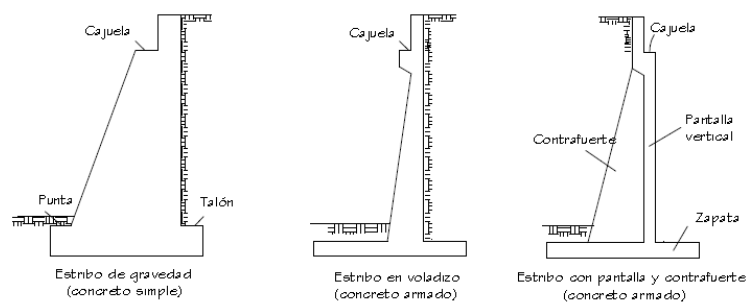
El soporte físico de un puente colgante está provisto por dos torres de sustentación, separadas entre sí. Las torres de sustentación son las responsables de transmitir las cargas al suelo de fundación. Las torres de sustentación pueden tener una gran diversidad de geometrías y materiales de construcción (la cimentación de las torres de sustentación generalmente es construida en hormigón armado por su permanente contacto con el agua y la tierra, aunque la superestructura puede ser de acero, hormigón armado e inclusive de madera), pero generalmente presentan como característica típica una rigidez importante en la dirección transversal del puente y muy poca rigidez en la dirección longitudinal. (Camacho Rioja)

Fig. 12 Torres puente colgante

Fuente: <http://www.monografias.com/trabajos81/fuerzas-construccion-puente-colgante/fuerzas-construccion-puente-colgante2.shtml>

Estribos

Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra. Los estribos, como son muros de contención, pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), concreto armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes), etc. (Rodríguez Serquén, 2012)

Fig. 13 Estribos

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012)

Dados de anclajes

“Son los encargados de soportar la tensión que transmite el cable principal en sus extremos. Trabaja principalmente por carga gravitacional acción de su propio peso, pues éste contrarresta

la componente vertical de la tensión y el empuje pasivo contrarresta la componente horizontal.”

(Calderón Jara, 2010)

Fig. 14 Anclaje de cables principales en puente colgante



Fuente: [http://www.imuntanya.com/puenmoda internacional, y los travestis con te-colgante-baro_0](http://www.imuntanya.com/puenmoda_internacional_y_los_travestis_con_te-colgante-baro_0)

CAPÍTULO III

DISEÑO DEL PUENTE COLGANTE CARROZABLE

Introducción

“El análisis estructural de puentes colgantes y/o atirantados plantea modelos isostáticos sencillos para los dos elementos básicos del puente: cimentación y superestructura en la que se engloban torres de sustentación, cables y tablero. Estos modelos pueden ser refrendados por medio de programas de cálculo adecuados. Estos últimos tienen la ventaja de poder ser usados para realizar análisis detallados de elementos tales como anclajes, conexiones y apoyos” (Caiza Sánchez, 2006).

Cargas

Cargas principales.

Según (Herrera Mantilla) las estructuras deben ser diseñadas para soportar cargas y fuerzas, que al ser combinadas se obtendrá los máximos esfuerzos que éstas puedan producir los elementos de la estructura.

Carga muerta.

“La carga muerta, es el peso de la estructura, la capa de rodadura y los ductos de servicios públicos que pueden ser soportados por la misma.

La capa de rodadura, (carpeta asfáltica), generalmente es de 0.05 m. Cuando el puente entra en servicio sin la colocación de la carpeta asfáltica, debe dejarse un espesor adicional a la placa de 0.007 m mínimo, como capa de desgaste.” (Herrera Mantilla)

A continuación se detalla un cuadro de las cargas muertas que actúan en la estructura:

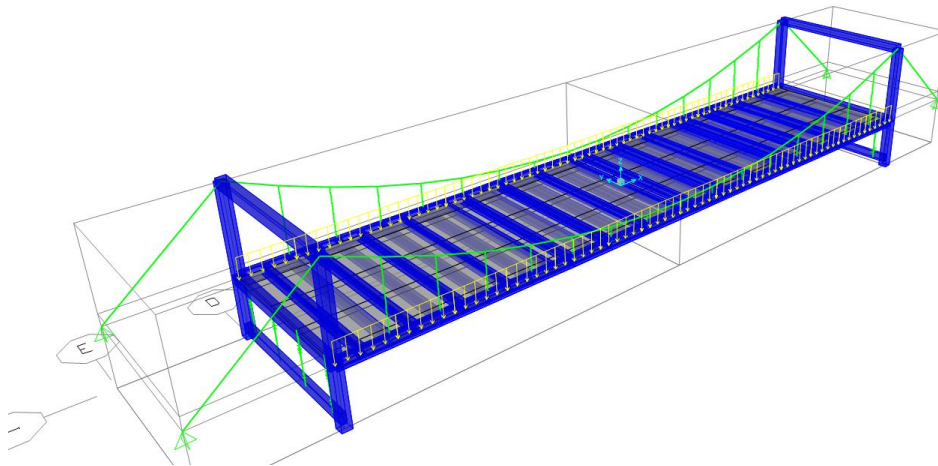
- Carga del hormigón 2400 Kg/m^3
- Carga del acero 7850 Kg/m^3 (Torres, 2013, pág. 52)

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE COLGANTE

- Peso del cable principal 12.5 Kg/m (ANEXO N° 3)
- Peso del torón 7.04 Kg/m (ANEXO N° 3)

Estos valores de cargas son tomados por defecto en el programa de modelamiento CSiBridge y la carga de barandas se ingresó al programa de modelado como se muestra a continuación:

Fig. 15 Carga de barandas



Fuente: Elaboración propia, software CSiBridge 2016v18.1.1

Fig. 16 Datos ingresados en software de modelado

Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: Units:

Load Direction

Load Type:

Coordinate System:

Direction:

Load Value

Value:

Load Transverse Location

Reference Location:

Load Distance from Reference Location:

Load Vertical Location

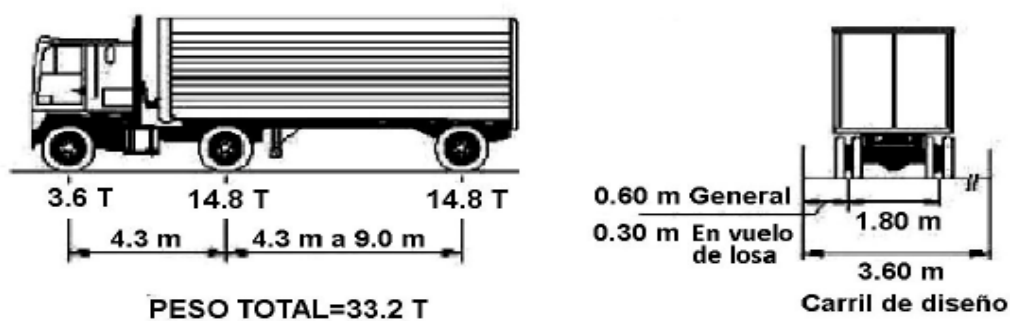
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Fuente: Elaboración propia, software CSiBridge 2016v18.1.1

Carga viva.

Carga móvil vehicular.

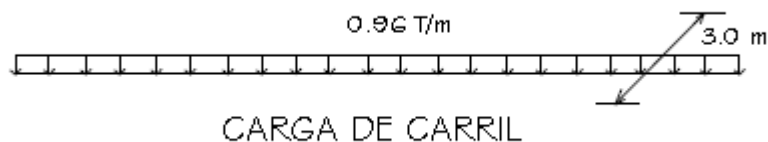
Para la carga móvil vehicular luego de diálogos mantenidos con el Ing. Civil Rubén Calle director del departamento de obras públicas del GAD Municipal del cantón Sucúa y el director de tesis el Ing. Civil Juan Solá se ha decidido usar la carga vehicular HL-93 de la norma AASHTO-LRFD 2010 siendo el camión de diseño el siguiente:

Fig. 17 Camión de diseño HL-93

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012, págs. 11-1)

Fig. 18 Tándem de diseño

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012, págs. 11-2)

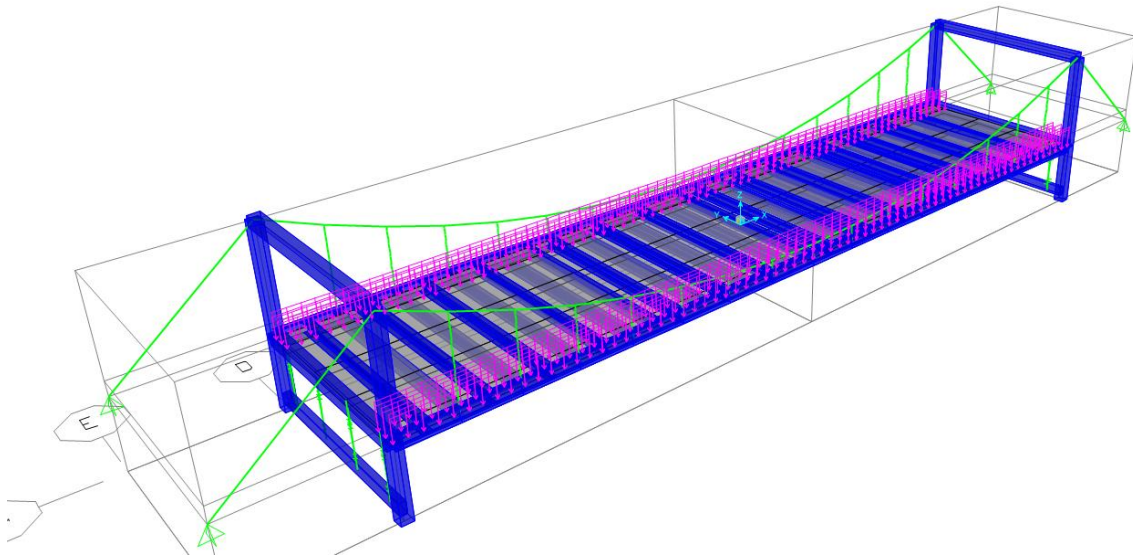
Fig. 19 Carga de carril de diseño

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012)

Carga peatonal.

“En general, la carga que se aplica en las veredas y también los pasos peatonales es una carga uniformemente distribuida en toda el área de circulación...” (Torres, 2013) para este caso se ha tomado en cuenta que el puente va estar ubicado en un parque lineal por lo tanto las veredas también serán usadas por ciclistas, entonces se ha optado por usar una carga de 510 kg/m^2 como dice el autor (Rodríguez Serquén, 2012, págs. 11-4). En el modelo realizado con ayuda del software CSiBridge podemos observar la carga distribuida asignada a las respectivas áreas de vereda.

Fig. 20 Carga uniformemente distribuida en aceras



Fuente: Elaboración propia, software CSiBridge 2016v18.1.1

Fig. 21 Datos Ingresados en software de diseño

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: PEATONAL IZQUIERDA Units: Kgf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Left Edge Value: 510.

Right Edge Value: 510.

Load Transverse Location

Left Reference Location: Left Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.

Right Reference Location: Left Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 1.

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia, software CSiBridge 2016v18.1.1

Carga sobre el bordillo.

“Los sardineles se diseñarán para resistir una fuerza lateral no menor que 760 kg por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0.25 m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.” (Rodríguez Serquén, 2012)

Factores que afectan a los esfuerzos por carga viva.

Factor de impacto.

“... Dentro del diseño de puentes, los esfuerzos producidos por la carga viva, el cálculo bajo la posición estática debe ser incrementado debido al fenómeno dinámico que en este caso se conoce con el nombre de impacto.” (Torres, 2013)

La fórmula para el cálculo del impacto es:

$$I = \frac{15.24}{L_i + 38} * 100 \leq 30\% \quad 3.1$$

En donde:

I = porcentaje con el cual se incrementa los esfuerzos de carga viva y que tiene un valor máximo del 30%.

L_i = los de impacto en metros. Tiene como concepto básico la luz cargada para producir el efecto crítico.

Cálculo de I

$$L_i = 40\text{m}$$

$$I = \frac{15.24}{L_i + 38} * 100 = \frac{15.24}{40 + 38} = 19.54\% \leq 30\% \quad 3.2$$

Cargas adicionales o longitudinales.

Fuerza de frenado.

Se toma como el mayor valor de:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión o tándem de diseño
- 5 por ciento del camión o tándem de diseño más la carga de carril

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se aplicarán los factores de presencia múltiple. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada. (Torres, 2013)

En este caso de diseño el camión es el HL-93 cuyo peso es de 33.2 T, peso del tándem 22.4 Ton, carga de carril 0.96 T/m.

La fuerza de frenado se calcula con los carriles que transportan tráfico en la misma dirección. Asumiendo que a futuro los dos carriles transportan tráfico en la misma dirección y considerando el factor de presencia múltiple $m=1.00$, tendremos:

$$BR_1 = \frac{0.25 * 33.2 * 2 * 1}{30} = 0.553 \text{ T} \quad 3.3$$

$$BR_2 = 0.25 * 22.4 * 2 * 1 = 11.2 \text{ T} \quad 3.4$$

$$BR_3 = 0.05 * [33.2 + (0.96 * 40)] * 2 * 1 = 7.16 \quad 3.5$$

$$BR_4 = 0.05 * [22.4 + (0.96 * 40)] * 2 * 1 = 6.08 \text{ T} \quad 3.6$$

Luego, la fuerza de frenado será: 11.2 T, aplicada a 1.80 m sobre la superficie de calzada.

(Rodríguez Serquén, 2012, págs. 11-8)

Efectos del viento.

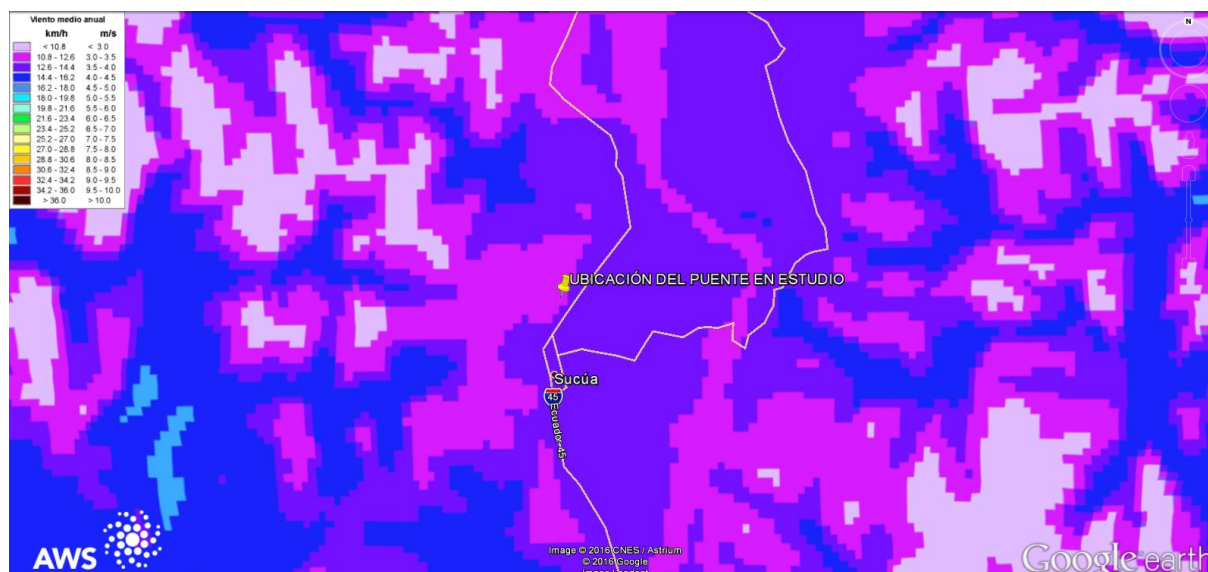
Fuerza del viento sobre la estructura.

Para calcular la carga del viento sobre la súper estructura se tomará como base el cálculo realizado por (Rodríguez Serquén, 2012) y los datos se usarán los de la zona de estudio.

Suponiendo la carga del viento actúa de forma uniforme sobre el área expuesta.

El área expuesta se toma perpendicular a la dirección del viento. La velocidad del viento básica varía según la localidad y se tomará como $V_B = 12.6 \text{ km/h}$ según el mapa eólico del Ecuador pero la NEC dice que “La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21m/s (75 km/h).” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la construcción, 2014, pág. 21) .

Fig. 22 Zona de estudio en mapa eólico del Ecuador



Fuente: <http://www.energia.gob.ec/biblioteca/> Google Earth Pro 7.1.5.1557

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad 3.7$$

Donde:

P_B = presión básica del viento

P_D = presión del viento de diseño

V_{DZ} = velocidad del viento a la altura de diseño z

Asumiendo que la altura de los componentes del puente son menores a 10 m sobre la línea de tierra ($z \leq 10$ m), $V_{DZ} = V_B = V_{10} = 11.7$ km/h. (Rodríguez Serquén, 2012)

$$P_B = \frac{1}{2} * \sigma * V_B^2 * C_e * C_f \quad 3.8$$

Dónde:

P Presión de cálculo expresada en Pa (N/m^2)

ρ Densidad del aire expresada en Kg/m^3 (En general, se puede adoptar 1.25 Kg/m^3)

C_e Coeficiente de entorno/altura

C_f Coeficiente de forma (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la construcción, 2014)

Los coeficientes C_e y C_f se obtendrán de las siguientes tablas:

Fig. 23 Coeficientes de entorno/altura C_e

Entorno del edificio	Altura elemento sobre nivel de suelo exterior (m)					
	3	5	10	20	30	50
Centro de grandes ciudades	1.63	1.63	1.63	1.63	1.68	2.15
Zonas urbanas	1.63	1.63	1.63	1.96	2.32	2.82
Zonas Rurales	1.63	1.63	1.89	2.42	2.75	3.20
Terreno abierto son obstáculos	1.64	1.93	2.35	2.81	3.09	3.47

Fuente: (Rodríguez Reinoso, 2015, pág. 68)

Fig. 24 Factor de forma C_f

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Fuente: (Rodríguez Reinoso, 2015, pág. 68)

Entonces la presión P_b ejercida por el viento barlovento será:

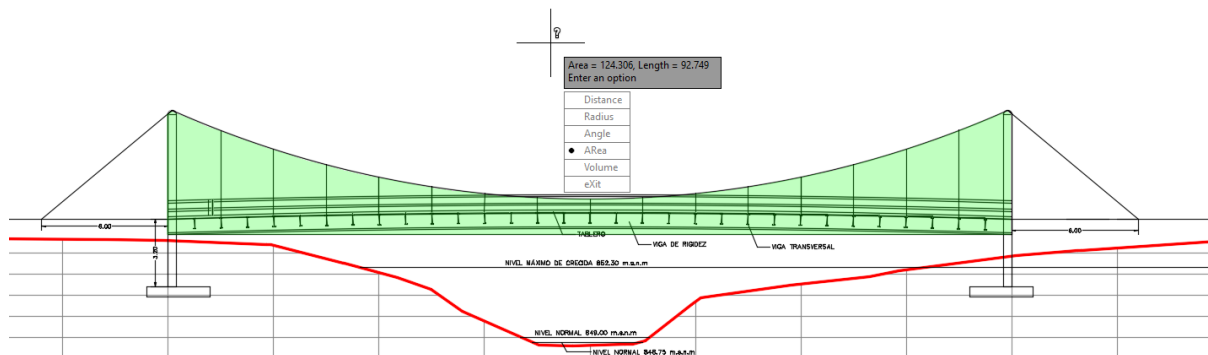
$$P_B = \frac{1}{2} * \sigma * V_B^2 * C_e * C_f = \frac{1}{2} * 1.25 * 75 * 1.89 * 0.3 = 26.578 \text{ Kg/m}^2 \quad \mathbf{3.9}$$

Entonces la presión P_b ejercida por el viento a sotavento será:

$$P_B = \frac{1}{2} * \sigma * V_B^2 * C_e * C_f = \frac{1}{2} * 1.25 * 75 * 1.89 * (-0.6) = -53.156 \text{ Kg/m}^2 \quad \mathbf{3.10}$$

Ahora para determinar la fuerza del viento se ha determinado el área de influencias del viento sobre la estructura, representada en la siguiente figura:

Fig. 25 Área de influencia del viento sobre la estructura



Fuente: Elaboración propia software AutoCad Civil3D 2016

Entonces se tiene un área de influencia de viento de 124.306 m^2 por lo tanto las cargas generadas por este son:

Fuerza F_w ejercida por el viento barlovento será:

$$F_w \text{ barlovento} = 26.578 \text{ kg/m}^2 \times 124.306 \text{ m}^2 = 3.30 \text{ T}$$

Fuerza F_w ejercida por el viento sotavento será:

$$F_w \text{ sotavento} = -53.156 \text{ kg/m}^2 \times 124.306 \text{ m}^2 = 6.61 \text{ T}$$

Teorías de diseño.

La combinación de cargas.

Los elementos estructurales pueden ser diseñados por el método elástico o por el método de última resistencia; en ambos casos, las normas establecen que se consideran los esfuerzos críticos. Varias fuerzas verticales y longitudinales pueden actuar en un elemento estructural pero no todas ellas pueden actuar simultáneamente. Pero puede que varias cargas actúen simultáneamente en un elemento generan sobredimensionamiento del mismo.

Esto se debe al fenómeno conocido como improbabilidad de ocurrencia simultánea de cargas.

Por esta razón, el código a establecido grupos de combinaciones de carga que agrupan varias fuerzas con alta probabilidad de actuar simultáneamente en un elemento determinado.

Para los grupos de combinaciones de cargas se utiliza la siguiente fórmula general:

$$\text{GRUPO(N)} = \gamma[B_D * D + B_{L+I}(L + I) + B_C C_F + B_E * E + B_\alpha * B + B_S S_F + B_W * W + B_{WL} * WL + B_L * LF + B_R(R + S + T) + B_{E\alpha} * EQ + B_{ICE}(ICE)] \quad \mathbf{3.11}$$

Donde:

N = Es el grupo de carga identificado con el número romano.

γ = Factor de carga obtenida de la tabla adjunta.

β = Coeficiente numérico que afectan las respectivas fuerzas y obtenido de la tabla.

D = Carga muerta.

L+I = Carga viva más impacto.

C_F = Fuerza centrífuga.

E= Presión de los suelos.

B= Supresión.

S_F = Presión de agua en las pilas.

W= Presión del viento en la estructura.

WI= Presión del viento en la carga viva.

LF= Fuerza de frenado.

R+S+T= Fuerzas que originan deformaciones en los elementos como cambios de temperatura y contracción del fraguado.

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE COLGANTE

EQ= Fuerza sísmica.

ICE= Presión del hielo sobre los elementos del puente.

Fig. 26 Tabla de coeficientes α y β

Col.No	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
GRUPO	FACTORES β														%
	γ	D	(L+I) _n	(L+I) _p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+F	EQ	ICE	
CARGAS DE SERVICIO	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	150	
X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	100	

Fuente: <https://www.google.com.ec/search?q=TABLA+DE+COEFICIENTES+DE+COMBINACIONES+DE+CARGA+S+AASHTO&biw=1600&bih=768&tbn=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ved=0ahUKEwjkxInG-tLLAhXGth4KHeklBXAQsAQIPw&dpr=1#imgrc=rs2la2rhusPahM%3A>

Fig. 27 Tabla de coeficientes α y β

Col.No	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
GRUPO	FACTORES β														%
	γ	D	(L+I) _n	(L+I) _p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+F	EQ	ICE	
DISEÑO POR FACTORES DE CARGA	I	1.3	β_b	1.67	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	NO APLICABLE
	IA	1.3	β_b	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	β_b	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_b	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	
	III	1.3	β_b	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	
	IV	1.3	β_b	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	
	V	1.25	β_b	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	
	VI	1.25	β_b	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	
	VII	1.3	β_b	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	
	VIII	1.3	β_b	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	
IX	1.2	β_b	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0		
X	1.3	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0		

Fuente: <https://www.google.com.ec/search?q=TABLA+DE+COEFICIENTES+DE+COMBINACIONES+DE+CARGA+S+AASHTO&biw=1600&bih=768&tbn=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ved=0ahUKEwjkxInG-tLLAhXGth4KHeklBXAQsAQIPw&dpr=1#imgrc=Tn1PfdaaXeSLfM%3A>

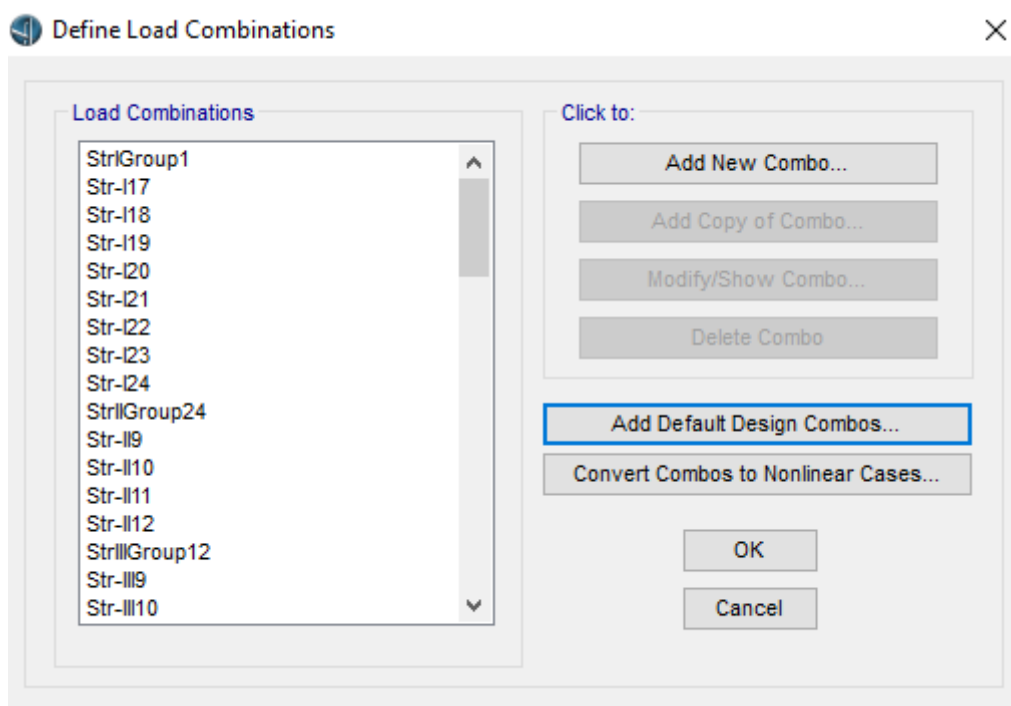
Para la aplicación correcta de los grupos de combinaciones de cargas, las siguientes notas, deberán ser tomadas en cuenta.

- El grupo IA es únicamente para comprobación de los elementos estructurales diseñados para una carga viva menor que el camión HS-20-44.

- El grupo X es utilizado para el diseño de alcantarillas, en el cual el factor BE será aplicado tanto para las cargas verticales como para las horizontales.
- Los grupos I, II y III, generalmente son aplicables tanto para los elementos de la infraestructura como para los elementos de superestructura.
- Los grupos IV, V y VI son aplicables para pórticos y arcos.
- Los grupos VII, VIII y IX se aplican para los elementos de la infraestructura. (Torres, 2013)

Una vez definidas las combinaciones de carga, en el programa de modelado CSiBridge se usaron las diferentes alternativas que el software presenta basado en la norma AASHTO.

Fig. 28 Definición de combinaciones de carga



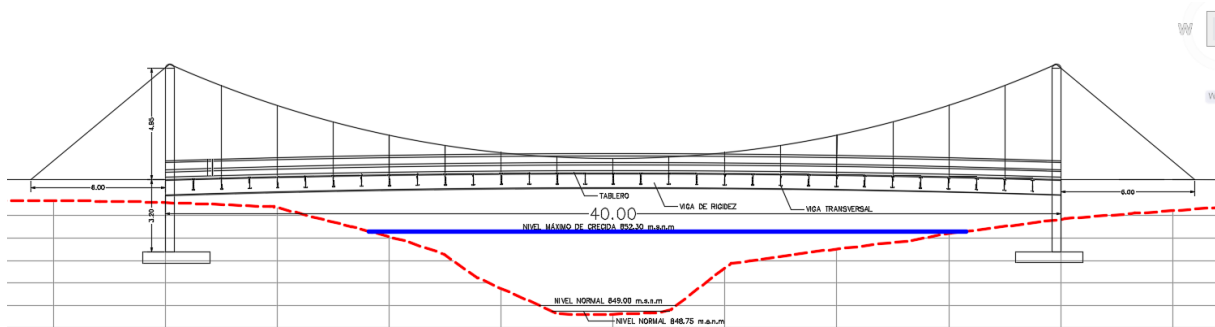
Fuente: Elaboración propia, software CSiBridge 2016v18.1.1

Diseño de la losa de hormigón armado

Luz de cálculo.

La luz de cálculo del puente se la pudo determinar luego de haber realizado el estudio hidrológico e hidráulico para determinar el nivel de creciente máxima del río resultando que la luz del puente debe ser de 40 m.

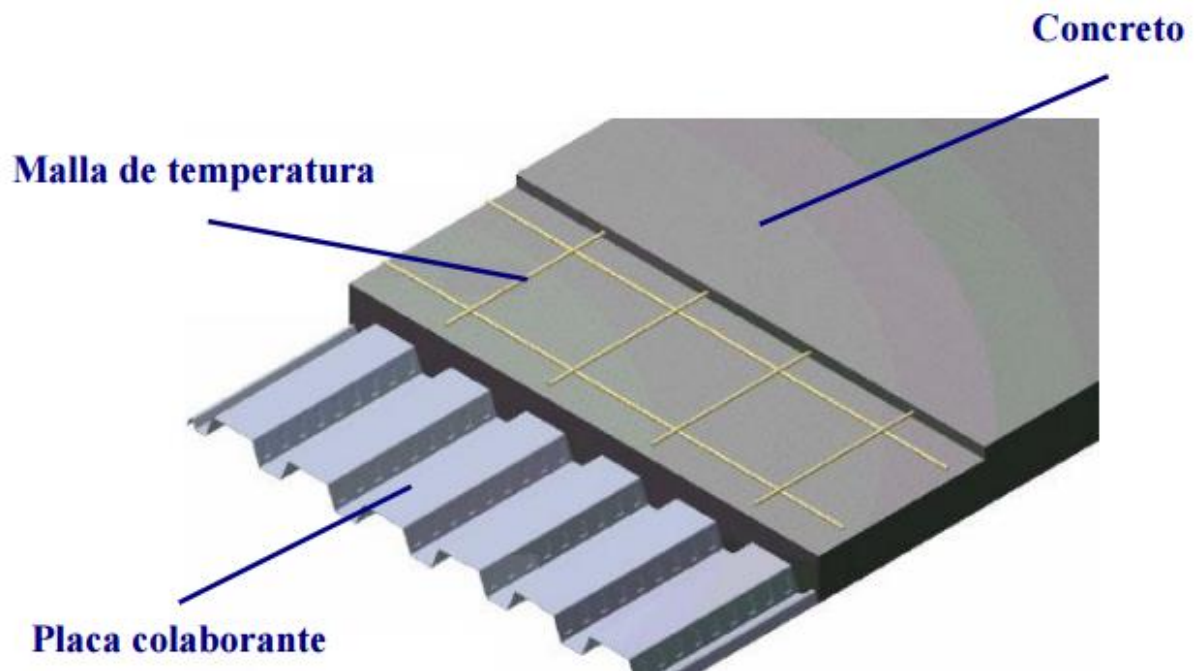
Fig. 29 Luz del puente colgante



Fuente: Elaboración propia software AutoCad Civil3D 2016

Diseño de tablero

Para el diseño de la losa, el sistema consta de vigas secundarias y dos vigas principales, sobre las vigas secundarias irán placas colaborantes de acero galvanizado, sobre esta se pondrá una capa de hormigón para conformar el tablero del puente.


Fig. 30 Elementos del sistema de losa con placa colaborante

Fuente: http://www.acero-deck.com/pdf/MANUAL_ACERO_DECK_SENCICO.pdf

En el cálculo de la losa con placa colaborante se usará las tablas proporcionadas por el fabricante de las mismas, en este caso se consultó al fabricante NOVACERO y proporciona la siguiente tabla de diseño:

Fig. 31 especificaciones técnicas NOVALOSA 76

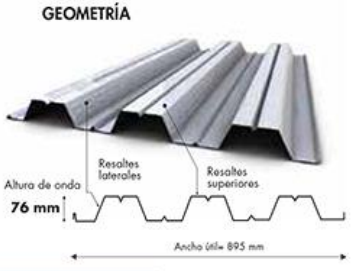
NOVALOSA 76



Uso del producto:
Sistema de losas alivianadas en: estructuras de pisos que requieran grandes solicitaciones de carga como: aeropuertos, centros comerciales, complejos industriales, etc. aplicaciones especiales: puentes, muros, pasos peatonales.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

GEOMETRÍA



Altura de onda
76 mm

Ancho útil = 895 mm

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE					
Espesor (mm)	Peso (kg/m ²)	I+ (cm ² /m)	S+ (cm ² /m)	S- (cm ² /m)	As (cm ² /m)
0.76	8.13	75.20	18.21	19.12	9.95
1.00	10.70	108.50	27.55	28.26	13.22

CUADRO DE CAPACIDADES DE CARGA NOVALOSA 76												
Espesor de losa (cm)	Volumen de hormigón (m ³ /m ²)	Espesor Novalosa (mm)	Máxima luz sin apuntalar (m)		Carga total sobreimpuesta (kg/m ²)							
			Condición de apoyo		Separación entre apoyos (m)							
			1 vano	2 o más vanos	1.80	2.00	2.20	2.60	2.80	3.20	3.40	3.60
5	0.082	0.76	2.15	2.88	1450	1074	1016	639	508	316	244	—
		1.00	2.77	3.48	2000	1635	1270	777	767	516	422	343
7,5	0.104	0.76	1.95	2.64	1777	1765	1383	865	685	421	323	241
		1.00	2.50	3.19	2000	2000	1554	1277	1042	698	570	462
10	0.127	0.76	1.81	2.45	2000	2000	1766	1097	865	524	397	291
		1.00	2.31	2.97	2000	2000	1769	1635	1332	888	722	583

Fuente: <http://www.novacero.com/catalogo-productos/sistemas-constructivos-estructurales/novalosa.html#novalosa-76>

Para este diseño se escogió la NOVALOSA 76 con las siguientes características:

- NOVALOSA 76 de 1 mm de espesor
- Una altura de losa de 12 cm.
- Hormigón de resistencia 310 Kg/cm²
- Separación entre apoyos menor a 1.80 m
- El refuerzo por temperatura y retracción de fraguado puede consistir de malla electrosoldada y debe tener un área mínima de 0,0018 veces al área de hormigón sobre la parte alta de la NOVALOSA, de acuerdo al ACI-318 y al Código Ecuatoriano de la Construcción. (NOVACERO)

- Se ha elegido una malla electrosoldada de 15 x 15 cm ϕ 6 mm para la losa del puente, para de esta forma contrarrestar los efectos de fraguado y temperatura.

Fig. 32 Especificaciones técnicas de malla electrosoldada

MALLAS ELECTROSOLDADAS



NORMAS TÉCNICAS:

NTE INEN 2 209

ASTM A 1064

PRESENTACIÓN:

6,15 X 2,44 mts (15 m²)

Otras dimensiones

bajo pedido

CARACTERÍSTICAS:

Elemento estructural formado por varillas lisas o corrugadas en varios diámetros dispuestas perpendicularmente formando recuadros regulares y unidas por un proceso de electrosoldado.

Especificaciones Técnicas				
Descripción	Diámetro de varilla mm	Apertura cm	Peso kg/unidad	Peso kg/m ²
R - 64	3.5	15 x 15	15.17	1.01
R - 126	4	10 x 10	29.48	1.97
R - 84	4	15 x 15	19.81	1.32
R - 106	4.5	15 x 15	25.07	1.67
R - 196	5	10 x 10	46.06	3.07
R - 131	5	15 x 15	30.99	2.07
R - 238	5.5	10 x 10	55.80	3.72
R - 158	5.5	15 x 15	37.45	2.50
R - 283	6	10 x 10	66.32	4.42
R - 188	6	15 x 15	44.62	2.97
R - 257	7	15 x 15	60.74	4.05
R - 500	8	10 x 10	117.9	7.86
R - 335	8	15 x 15	79.34	5.29

Fuente: <http://novacero.com/catalogo-productos/sistemas-constructivos-estructurales/mallas-electrosoldadas.html#especificaciones-técnicas>

Diseño de vigas de acero

Viga transversal

Para el cálculo de momentos máximos, reacciones y cortantes se usó el programa SAP 2000 v18.1.1, ingresando las cargas obtenidas del análisis siguiente:

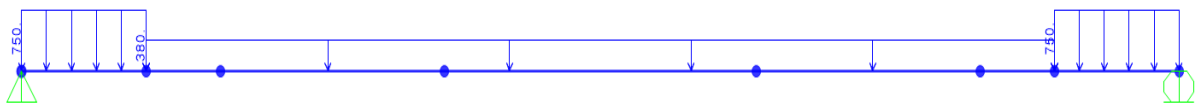
Cargas en viga transversal:

- Carga peatonal 637.5 Kg/m
- Carga de acera 750 Kg/m
- Peso propio de viga 7850 Kg/m³

- Peso de losa incluido acero de refuerzo y placa colaborante $360 + 6.61 + 13.375 = 380$ Kg/m
- Peso del eje del camión 7400 Kg a 0.6m de la acera y 1.4 m de separación, en los dos carriles.

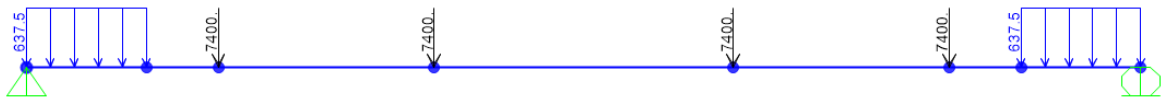
Las cargas antes mencionadas se clasificaron en cargas muertas y cargas vivas como se lo muestra a continuación en los gráficos siguientes:

Fig. 33 Carga muerta en viga transversal



Fuente: Elaboración propia software SAP2000 v18.1.1

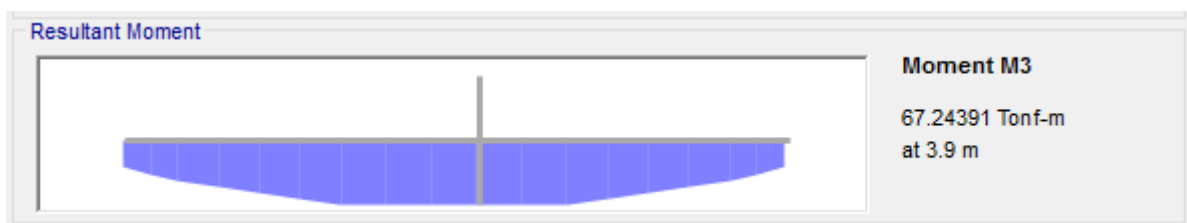
Fig. 34 Carga viva en viga transversal



Fuente: Elaboración propia software SAP2000 v18.1.1

Con la combinación de cargas 1.2 de la carga muerta y 1.6 de la carga viva se obtiene el máximo momento en la viga transversal, mostrado en la figura obtenida del programa SAP2000 v18.1.1

Fig. 35 Momento máximo de viga transversal



Fuente: Elaboración propia software SAP2000 v18.1.1

El acero ASTM 572 tiene un límite de fluencia $f_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$ (ANEXO 6), para el diseño se usará $F_b = 0.6f_y$ garantizando la seguridad de la viga.

$$S_b = \frac{M}{F_b} = \frac{6724391}{2109} = 3188.43 \text{ cm}^3 \quad 3.12$$

Se escoge una viga IPN 550 (ANEXO 7) que tiene un $S_b = 3610 \text{ cm}^3 \geq 3188.43 \text{ cm}^3$ OK

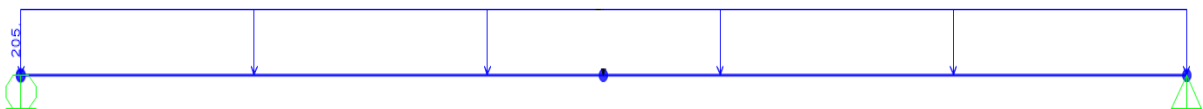
Viga longitudinal

Para el cálculo de la viga longitudinal se usó el programa SAP 2000 v18.1.1, ingresando las cargas obtenidas del análisis siguiente:

Cargas en viga transversal:

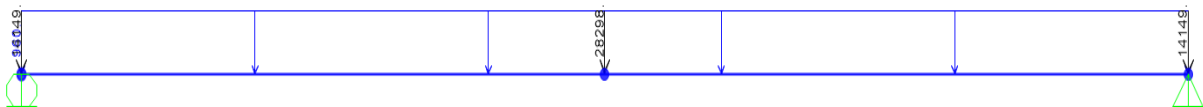
- Carga de barandas 205 Kg/m
- Cargas puntuales de vigas transversales 28298 Kg
- Carga de carril de diseño 960 Kg/m

Fig. 36 Carga muerta en viga longitudinal



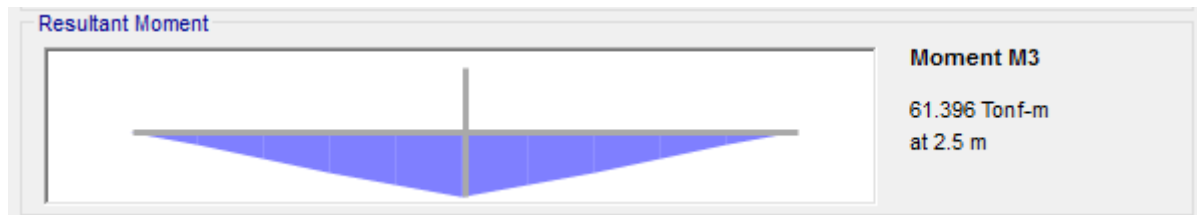
Fuente: Elaboración propia software SAP2000 v18.1.1

Fig. 37 Carga viva en viga longitudinal



Fuente: Elaboración propia software SAP2000 v18.1.1

Con la combinación de cargas 1.2 de la carga muerta y 1.6 de la carga viva se obtiene el máximo momento en la viga transversal, mostrado en la figura obtenida del programa SAP2000 v18.1.1

Fig. 38 Momento máximo de viga longitudinal

Fuente: Elaboración propia software SAP2000 v18.1.1

El acero ASTM 572 tiene un límite de fluencia $f_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$ (ANEXO 6), para el diseño se usará $F_b = 0.6f_y$ garantizando la seguridad de la viga.

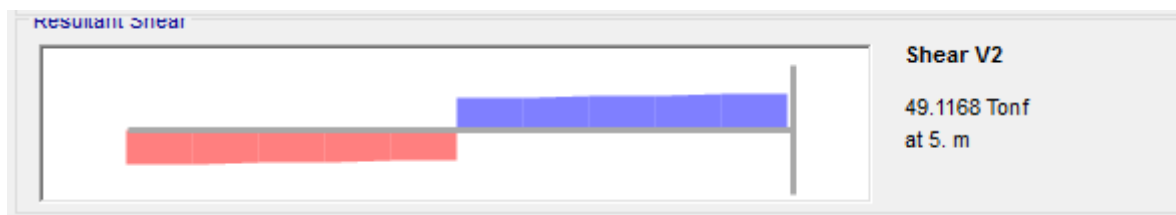
$$S_b = \frac{M}{F_b} = \frac{6139600}{2109} = 2911.14 \text{ cm}^3 \quad 3.13$$

Se escoge una viga IPN 550 (ANEXO 7) que tiene un $S_b = 3610 \text{ cm}^3 \geq 2911.14 \text{ cm}^3$ OK

Diseño de cables por el método ASD (Admissible Stress Designe)

Diseño de péndola

Para determinar la tensión máxima de la péndola a diseñar, se toma como dato las reacciones máximas ocurridas en los extremos de la viga principal (Fig. 40)

Fig. 39 Cortante máxima en viga principal

Fuente: Elaboración propia software SAP2000 v18.1.1

La tensión máxima actuante es:

$$T_{\max} = 49.12 \text{ T}$$

La carga mínima de rotura del cable de 1 9/16" es 150 T. (ANEXO 3)

También se debe analizar los factores de seguridad de los cables para garantizar la seguridad de la estructura.

Fig. 40 Factores de seguridad para cables en puentes

FACTORES DE SEGURIDAD RECOMENDADOS	
Sector	Construcción
Cables fijos. Cables de puentes colgantes	3-4
Cables carriles para teleféricos	3.5-5
Cables tractores para teleféricos	5-7
Cables de labor, elevación y grúas	5-9
Cables para instalaciones importantes	8-12
Cables para transporte de personal	8-12
Cables para planos inclinados	5-8
Cables para pozos de extracción	8-12
Cables para ascensor	8-17
Cables para cabrestantes y trenajes	4-8

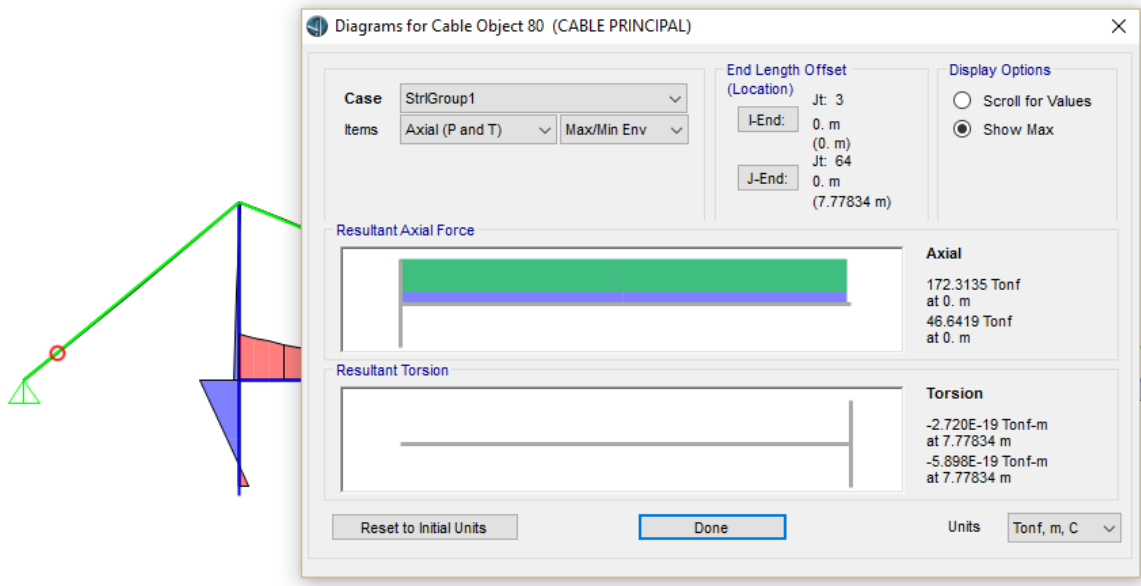
Fuente: <http://www.emcocables.com/catalogos/cables.pdf>

Entonces se toma un factor de seguridad de 3 y se realiza el análisis de cumplimiento o no con el cable escogido.

$$F_s = \frac{150}{49.12} = 3.05 \geq 3 \text{ OK} \quad \mathbf{3.14}$$

Diseño de cable principal

Para el diseño del cable principal se ha tomado el máximo valor resultante de la fuerza axial, resultado de las combinaciones de carga aplicadas en el pre dimensionamiento del puente realizado en el programa CSiBridge v18.1.1.

Fig. 41 Máxima fuerza axial del cable principal

Fuente: Elaboración propia software CSiBridge v18.1.1

La tensión máxima actuante es:

$$T_{\max} = 172 \text{ T}$$

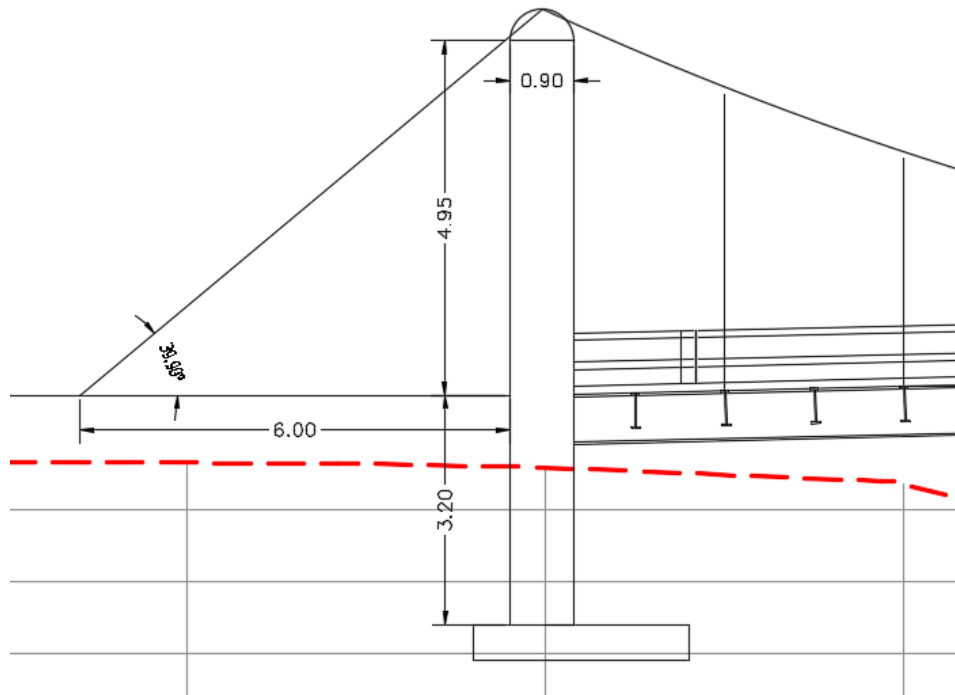
La carga mínima de rotura del cable de 1 3/4" es 188 T. (ANEXO 3), se eligen tres cables de este diámetro, entonces se toma un factor de seguridad de 3 (Fig. 40) y se realiza el análisis de cumplimiento o no con el cable escogido.

$$F_s = \frac{188 \cdot 3}{172} = 3.28 \geq 3 \text{ OK} \quad \mathbf{3.15}$$

Diseño de torres

Análisis de la estructura

El pórtico está compuesto de dos columnas principales de 0.90 X 0.50 m y dos vigas de 0.50 X 0.50 m, una viga está en la parte superior del pórtico a 8.15 m desde la zapata y la otra se encuentra a nivel del tablero a 3.2 m de la zapata.

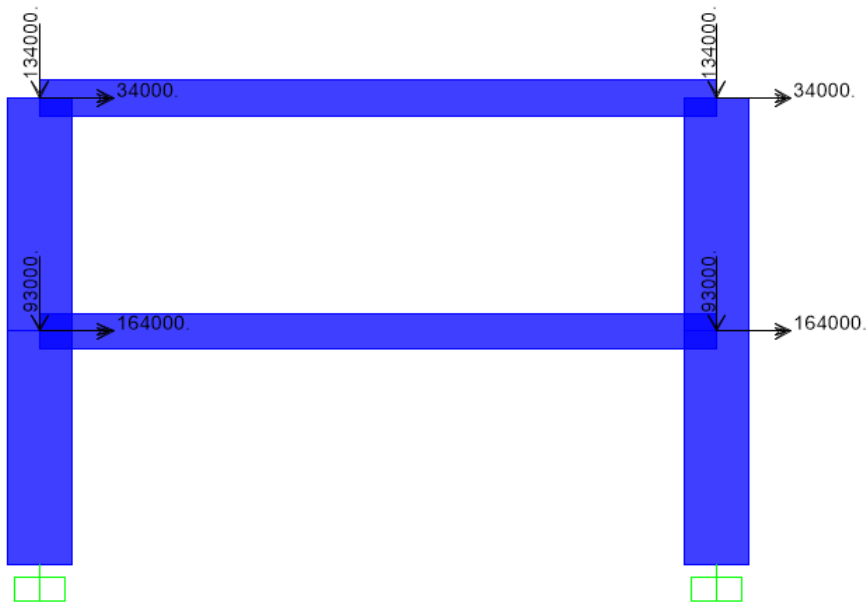
Fig. 42 Torre del puente

Fuente: Elaboración propia software AutoCad Civil3D 2016

Diseño en concreto reforzado

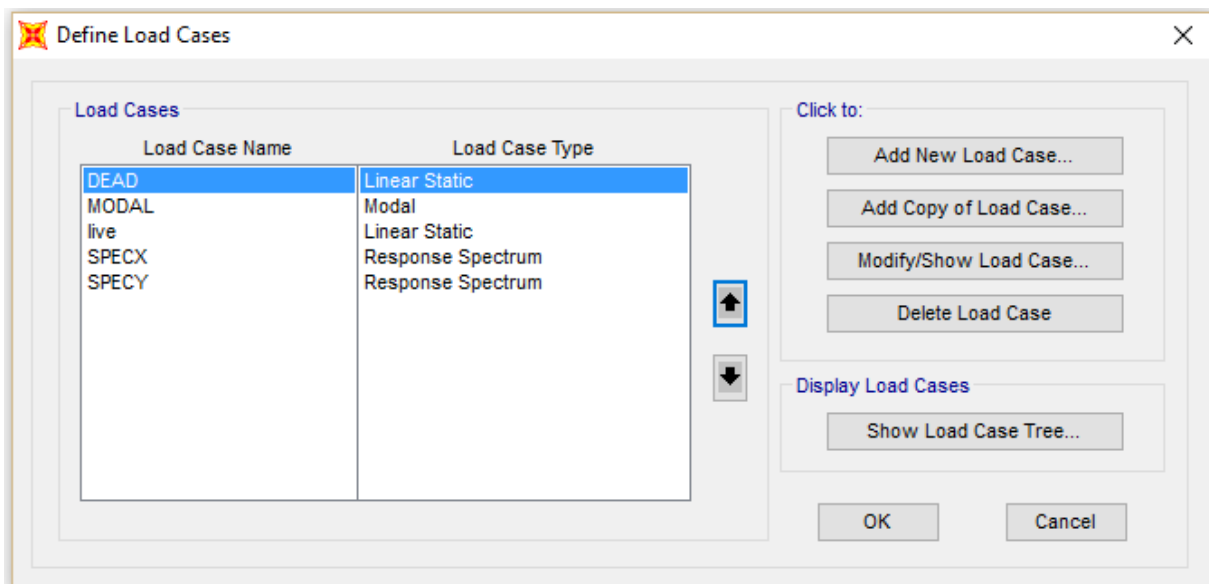
El diseño de la torre se lo realizó con la ayuda del software SAP2000 v18.1.1 tomando los datos del modelo realizado en el software CSiBridge v18.1.1, a continuación se hará una descripción del modelamiento:

1. Se ingresaron las cargas y momentos máximos del análisis de combinaciones de cargas en el software CSiBridge v18.1.1 en el modelo realizado en el software SAP2000 v18.1.1

Fig. 43 Cargas asignadas a la torre

Fuente: Elaboración propia software SAP2000 v18.1.1

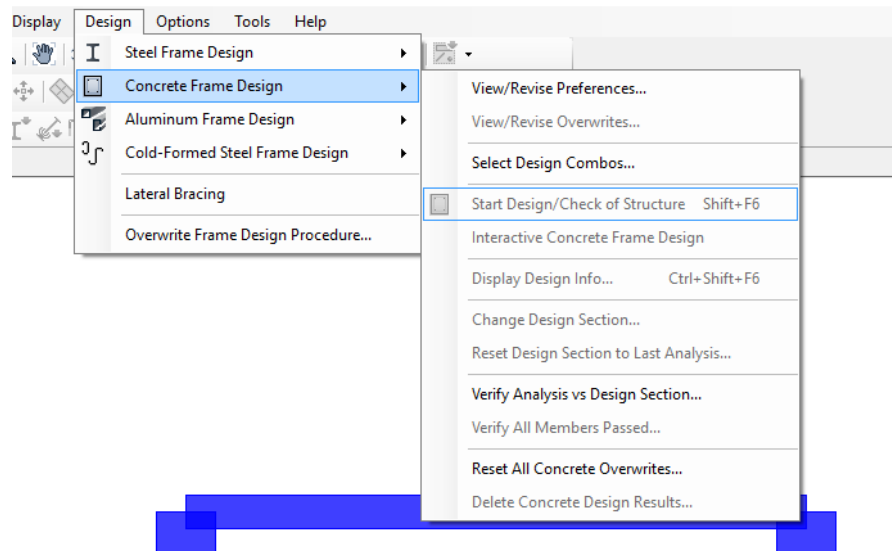
2. Se asignaron secciones de hormigón armado de 0.9 X 1.00 m y 0.50 X 0.50m a las columnas y a las vigas respectivamente.
3. Se definieron los siguientes casos de carga:

Fig. 44 Casos de carga

Fuente: Elaboración propia software SAP2000 v18

- Se realizaron las combinaciones de cargas respectivas para luego correr el modelo y obtener ayuda de la herramienta Start Desing/Check of Structure

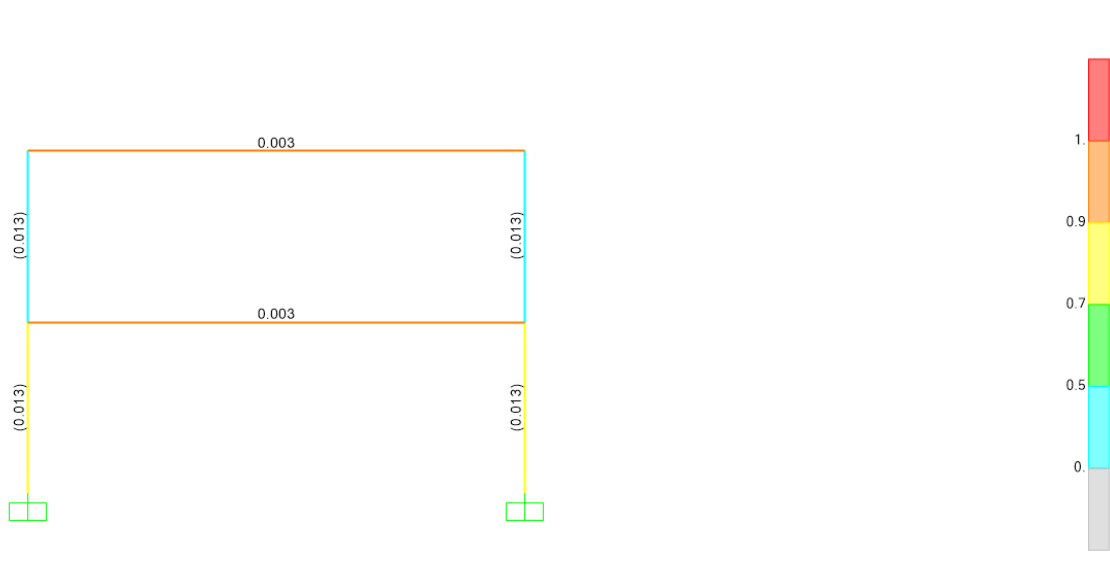
Fig. 45 Herramienta Start Desing/Check of Structure



Fuente: Elaboración propia software SAP2000 v18

- Luego de correr el modelo se obtuvieron los siguientes resultados:

Fig. 46 Resultados de modelamiento en SAP2000



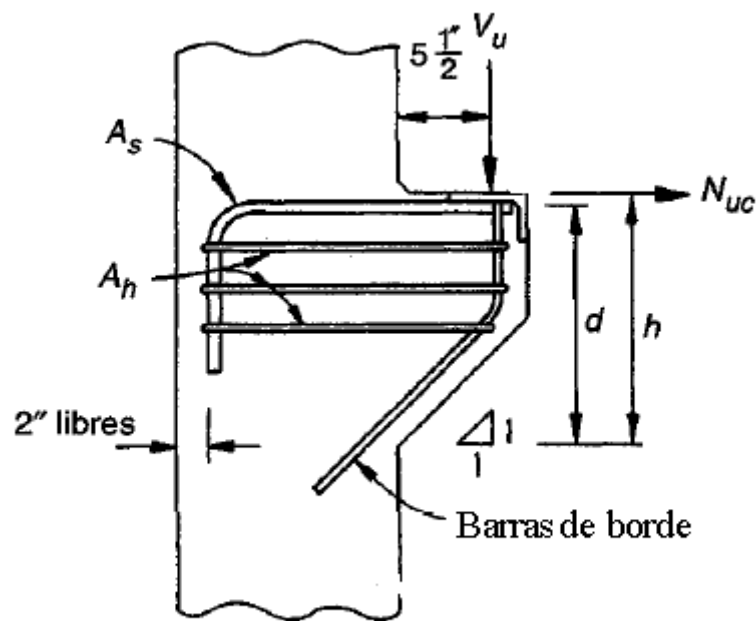
Fuente: Elaboración propia software SAP2000 v18.1.1

Diseño de ménsula

Las ménsulas se utilizan ampliamente en construcción prefabricada para soportar vigas prefabricadas en las columnas respectivas. Las ménsulas se diseñan en especial para suministrar la reacción vertical V_u en el extremo de la viga soportada, pero a menos que se tomen precauciones especiales para evitar las fuerzas horizontales que genera la retracción de fraguado restringida, el flujo plástico (en el caso de vigas preesforzadas) o los cambios de temperatura, también deben resistir una fuerza horizontal N . (Nilson, 1999)

El diseño de la ménsula se realizó tomando en cuenta los siguientes parámetros:

Fig. 47 Ménsula de columna



Fuente: (Nilson, 1999, pág. 328)

$$V_u = 114 \text{ Kip}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 4000 \text{ lb/in}^2$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 60000 \text{ lb/in}^2$$

$$V_u = \phi V_n \quad 3.16$$

La resistencia nominal a cortante V_n no debe exceder el menor entre $0.2 \cdot f'_c \cdot b \cdot d$ o $800 \cdot b \cdot d$.

Con $f'_c = 4000 \text{ lb/in}^2$ el segundo límite controla, entonces:

$$114 = 0.85 \cdot 0.800 \cdot 35.433 \cdot d$$

$$d = 4.73 \text{ in}$$

$$d = 5 \text{ in asumido}$$

Tomando en cuenta un recubrimiento de 1 in entonces:

$$h = 6 \text{ in}$$

Acero total por cortante por fricción:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \mu f_y} = \frac{114}{0.85 \cdot 1.4 \cdot 60} = 1.6 \text{ in}^2 \quad 3.17$$

El momento flector que debe resistir es:

$$N_{uc} = 0.2 \cdot V_u = 0.2 \cdot 114 = 22.8 \text{ Klb} \quad 3.18$$

$$M = V_u a + N_{uc}(h - d) = 114 \cdot 5.5 + 22.8 \cdot (6 - 5) = 649.8 \text{ Klb} \cdot \text{in} \quad 3.19$$

La altura del bloque de esfuerzos a compresión por flexión se estima en $a = 2 \text{ in}$, entonces:

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{649.8}{0.85 \cdot 60 (5 - 1)} = 3.18 \text{ in}^2 \quad 3.20$$

Se verifica la altura del bloque de refuerzos

$$a = \frac{A_f \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{3.18 \cdot 60}{0.85 \cdot 4 \cdot 35.433} = 1.58 \text{ in}^2 \text{ OK} \quad 3.21$$

Por lo tanto el área revisada del acero es:

$$A_f = \frac{695}{0.85 \cdot 60 \cdot (5 - 0.79)} = 3.24 \text{ in}^2$$

La fuerza de tensión de N_{uc} requiere un área adicional de acero

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = \frac{22.8}{0.85 * 60} = 0.45 \text{ in}^2 \quad 3.22$$

Así, el área total de acero en la parte superior de la ménsula no debe ser menor que

$$A_s \geq A_f + A_n = 3.24 + 0.45 = 3.69 \text{ in}^2 \quad 3.23$$

O menor que:

$$A_s \geq \frac{2}{3} A_{vf} + A_n = \frac{2}{3} * 1.6 * 0.45 = 1.51 \text{ in}^2 \quad 3.24$$

La ecuación (3.23) controla en este caso. El requisito de acero mínimo es:

$$A_{s \text{ min}} = 0.04 \frac{f'_c}{f_y} b * d = 0.04 * \frac{4}{60} * 35.433 = 0.47 \text{ in}^2 \quad 3.25$$

Tampoco controla la ecuación (3.25) entonces en este caso se usará 8 varillas $\phi = 20\text{mm}$ con un área de $A_s = 25.12 \text{ cm}^2$.

También de proveerse acero en forma de aros cerrados con un área total A_n no menor que:

$$A_h = 0.5 * A_f = 0.5 * 3.18 = 1.59 \text{ in}^2 \quad 3.26$$

Y

$$A_h = 0.5 * \frac{2}{3} * A_{vf} = \frac{1}{3} * 1.6 = 0.53 \text{ in}^2 \quad 3.27$$

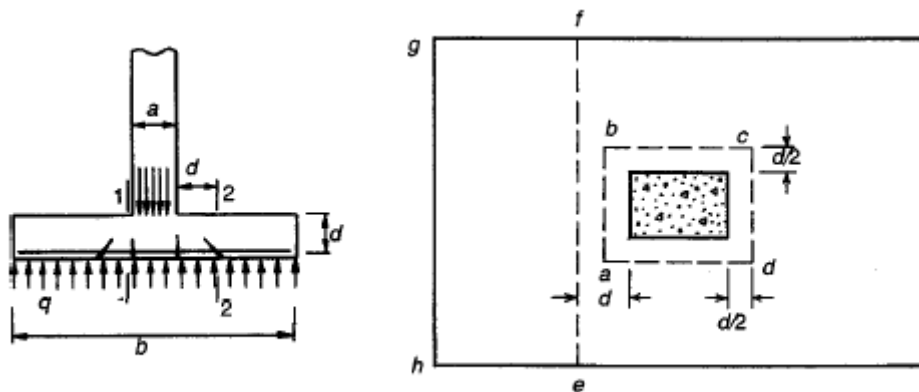
La ecuación (3.26) controla en este caso, por lo tanto se proporcionará 4 varillas $\phi = 20 \text{ mm}$ con un área de acero de $A_h = 12.56 \text{ cm}^2$.

Por motivos constructivos se optó por la ménsula indicada en los planos cuya resistencia es mayor a la aquí calculada.

Diseño de zapata

La cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacentes. Los dos requisitos esenciales en el diseño de cimentaciones son: que el asentamiento total de la estructura esté limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y que, en lo posible, el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine. Con respecto al posible daño estructural, la eliminación de asentamientos distintos dentro de la misma estructura es incluso más importante que los límites impuestos sobre el asentamiento uniforme global.

Fig. 48 Secciones de zapata



Fuente: (Nilson, 1999, págs. 503-506)

Para este caso se diseñará una zapata rectangular con los siguientes datos:

Fuerza mayorada total en sección $V_u = 327 \text{ T}$

Profundidad de cimiento $h_c = 3.2 \text{ m}$

Momento en X $M_x = 40.56 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

Momento en Y $M_y = 1903.8 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

Presión admisible del suelo $q_a = 3.2 \text{ Kg}/\text{cm}^2$

Esfuerzo de compresión en el concreto $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

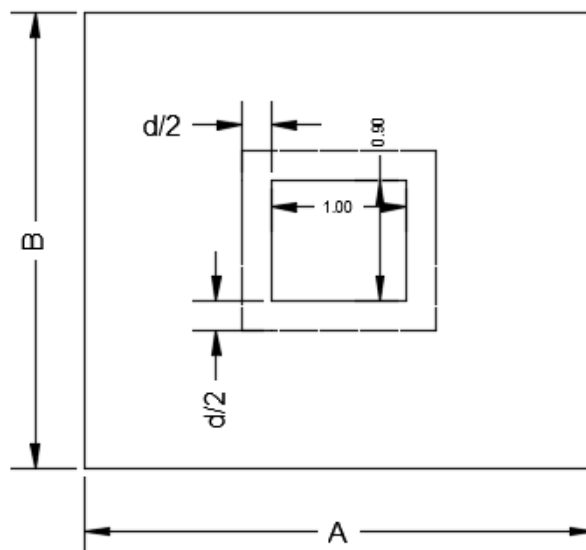
Sección de columna $100 \times 90 \text{ cm}$.

La presión de contacto zapata suelo es:

$$q_e = q_a - \text{carga de cimentación} = 3.2 - \frac{3.2 \cdot 1850}{100 \cdot 100} = 2.608 \text{ Kg/cm}^2 \quad 3.28$$

$$A_{necesaria} = \frac{V_u}{q_e} = \frac{327000}{2.608} = 125383.43 \text{ cm}^2 \quad 3.29$$

Fig. 49 Proporciones de zapata rectangular



Fuente: Elaboración Propia AutoCad 2016

Cálculo de dimensiones de zapata rectangular

$$\frac{A}{100} = \frac{B}{90} \rightarrow A = \frac{100 \cdot B}{90} \quad 3.30$$

$$A \cdot B = 125383 \text{ cm}^2 \quad 3.31$$

$$\frac{100}{90} B \cdot B = 125383 \text{ cm}^2$$

$B = 336 \text{ cm}$ valor asumido 340 cm

$A = 373 \text{ cm valor asumido } 380 \text{ cm}$

$$q_u = \frac{327000}{380 \cdot 340} = 2.53 \text{ Kg/cm}^2 \quad 3.32$$

Cálculo del área real de la zapata

$$q_e = \frac{P}{A \cdot B} * \left(1 + \frac{6 \cdot \xi_a}{A} + \frac{6 \cdot \xi_b}{B} \right) \quad 3.33$$

$$\xi_a = \frac{My}{P} = \frac{1903.8}{327000} = 0.58 \text{ cm} \quad 3.34$$

$$\xi_b = \frac{Mx}{P} = \frac{40.56}{327000} = 0.01 \text{ cm} \quad 3.35$$

$$2.608 = \frac{327000}{1.11 \cdot B^2} * \left(1 + \frac{6 \cdot 0.58}{1.11 \cdot B} + \frac{6 \cdot 0.01}{B} \right)$$

$B = 337.68 \text{ cm asumido } 340 \text{ cm}$

$A = 375.19 \text{ cm asumido } 380 \text{ cm}$

Cálculo del área crítica

Asumiendo $d = 45 \text{ cm}$

Perímetro crítico

$$b_0 = 2(\text{base de zapata} + d) + 2(\text{ancho de zapata} + d) \quad 3.36$$

$$b_0 = 2(100 + 45) + 2(90 + 45) = 560 \text{ cm}$$

$$V_{u1} = q_u(A_z + A_{\text{crítica}}) \quad 3.37$$

$$V_u = 2.53 * (340 * 380 - (100 + 45) * (45 + 90)) = 277351 \text{ Kg}$$

$$v_{u1} = \frac{V_{u1}}{0.85 \cdot b_0 \cdot d} = \frac{277351}{0.85 \cdot 560 \cdot 45} = 9.30 \text{ Kg/cm}^2 \quad 3.38$$

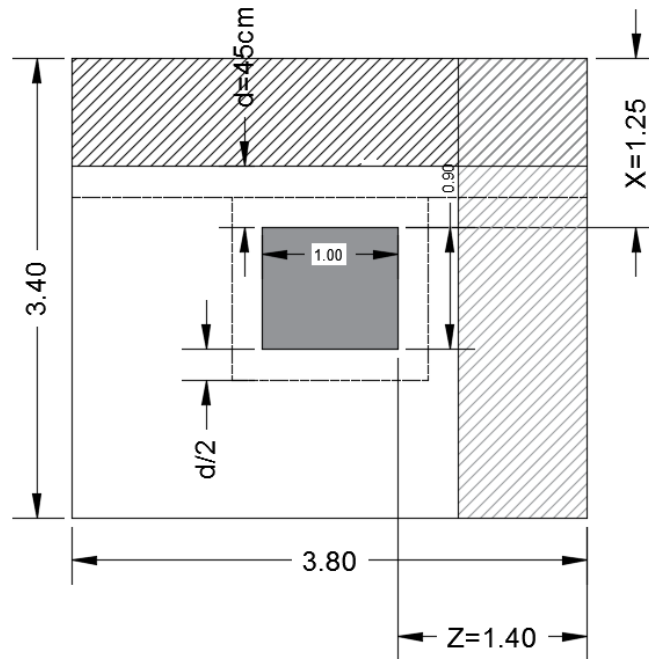
Tensión del concreto

$$v_c = 1.06 * \sqrt{f'c} = 1.06 * \sqrt{280} = 17.74 \text{ Kg/cm}^2 \quad 3.39$$

$$v_{u1} \leq v_c \text{ OK}$$

Comprobación del esfuerzo cortante de viga

Fig. 50 Secciones de zapata



Fuente: Elaboración Propia AutoCad 2016

$$V_{u2x} = 2.53(380 * (125 - 45)) = 76912 \text{ Kg}$$

$$v_{u2x} = \frac{V_{u2}}{0.85 * B * d} = \frac{76912}{0.85 * 380 * 45} = 5.29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{280} = 8.86 \text{ Kg/cm}^2 \quad 3.40$$

$$v_{u2} \leq v_c \text{ OK}$$

$$V_{u2y} = 2.53(340 * (140 - 45)) = 81719 \text{ Kg} \quad 3.41$$

$$v_{u2y} = \frac{V_{u2}}{0.85 * A * d} = \frac{81719}{0.85 * 340 * 45} = 6.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{u2} \leq v_c \text{ OK}$$

Diseño de la armadura

$$M_{uy} = \frac{2.53(380*135)*135}{2} = 8760757.5 \text{ Kg} * \text{cm} \quad 3.42$$

$$\rho = \frac{1.53f'c - \sqrt{(1.53f'c)^2 - \frac{6.12*M_{uy}f'c}{b*d^2}}}{1.8fy} \quad 3.43$$

$$\rho = \frac{1.53*280 - \sqrt{(1.53*280)^2 - \frac{6.12*8760757.5*280}{380*45^2}}}{1.8*4200} = 0.003097 \text{ asumido } \rho = 0.004$$

$$A_{sy} = \rho * B * d = 0.004 * 380 * 45 = 68.4 \text{ cm}^2 \quad 3.44$$

$$M_{ux} = \frac{2.53(340*145)*145}{2} = 9042852.5 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$\rho = \frac{1.53*280 - \sqrt{(1.53*280)^2 - \frac{6.12*9042852.5*280}{380*45^2}}}{1.8*4200} = 0.003199 \text{ asumido } \rho = 0.004$$

$$A_{sx} = \rho * A * d = 0.004 * 340 * 45 = 61.2 \text{ cm}^2$$

Cálculo de varillas y espaciamientos

$$A_{sx} = 61.2 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 20 \text{ mm}; A = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\#varillas = \frac{61.2}{3.14} = 19.49 \text{ asumido } 20 \text{ varillas}$$

$$\text{espaciamiento} = \frac{380}{20} = 19 \text{ cm}$$

$$A_{sy} = 68.4 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 20 \text{ mm}; A = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\#varillas = \frac{68.4}{3.14} = 21.78 \text{ asumido } 22 \text{ varillas}$$

Se proponen 5 placas de elastómeros de 13 mm + 6 placas de acero de 3 mm + 1 placa de elastómero de 3 mm, dando un total de 86 mm.

$$\frac{\Delta L}{T} \leq 0.5; \text{ entonces } \frac{3.7}{8.6} = 0.43 \leq 0.5 \text{ OK} \quad \mathbf{3.51}$$

Análisis sísmico del puente.

Dado que el Ecuador es un país de alto riesgo sísmico no se podía dejar pasar por alto su análisis, basado en la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción código NEC-SE-DS).

Los parámetros usados para el cálculo estructural que nos detalla a continuación:

Factor Z

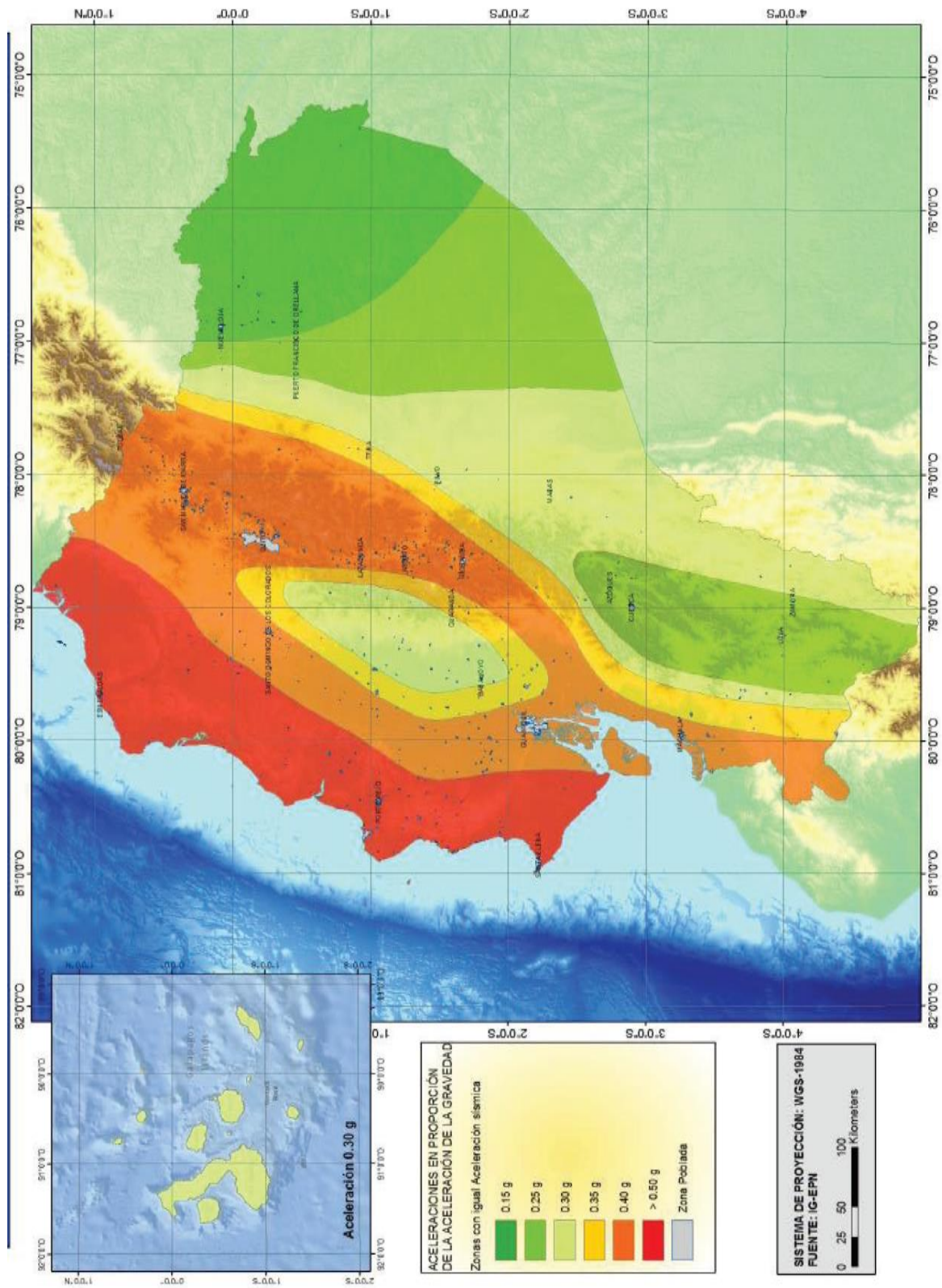
El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Fig. 51 Poblaciones ecuatorianas y su valor del factor Z

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
PEDERNALES	PEDERNALES	PEDERNALES	MANABI	0.50
QUIROGA	QUIROGA	BOLMAR	MANABI	0.50
JUNIN	JUNIN	JUNIN	MANABI	0.50
CANUTO	CANUTO	CHONE	MANABI	0.50
TOSAGUA	TOSAGUA	TOSAGUA	MANABI	0.50
EL PUEBLITO	CHARAPOTO	SUCRE	MANABI	0.50
JAMA	JAMA	JAMA	MANABI	0.50
MANTA	MONTECRISTI	MONTECRISTI	MANABI	0.50
SANCLEMENTE	CHARAPOTO	SUCRE	MANABI	0.50
SAN PABLO	SAN PABLO (PUEBLO NUEVO)	SANTA ANA	MANABI	0.40
EL CARMEN	EL CARMEN	EL CARMEN	MANABI	0.40
LA BRAMADORA	EL CARMEN	EL CARMEN	MANABI	0.40
BARRAGANETE	BARRAGANETE	PICHINCHA	MANABI	0.40
MEMBRILLO	MEMBRILLO	BOLMAR	MANABI	0.40
OLMEDO	OLMEDO	OLMEDO	MANABI	0.40
PICHINCHA	PICHINCHA	PICHINCHA	MANABI	0.40
LA UNION	LA UNION	SANTA ANA	MANABI	0.40
LASCANO	LASCANO	PAJAN	MANABI	0.40
GUALE	GUALE	PAJAN	MANABI	0.40
BAHIA DE CARAQUEZ	BAHIA DE CARAQUEZ	SUCRE	MANABI	0.50
MACHALILLA	MACHALILLA	PUERTO LOPEZ	MANABI	0.50
PUERTO DE CAYO	PUERTO DE CAYO	JIPUJAPA	MANABI	0.50
PUERTO RICO	SALANGO	PUERTO LOPEZ	MANABI	0.50
PALORA	PALORA (METZERA)	PALORA	MORONA SANTIAGO	0.30
PABLO SEXTO	PABLO SEXTO	PABLO SEXTO	MORONA SANTIAGO	0.30
GENERAL LEONIDAS PLAZA GUTIERREZ	GRAL. LEONIDAS PLAZA GUTIERREZ	LIMONINDANZA	MORONA SANTIAGO	0.30
SANTIAGO DE MENDEZ	SANTIAGO DE MENDEZ	SANTIAGO	MORONA SANTIAGO	0.30
SUCUA	SUCUA	SUCUA	MORONA SANTIAGO	0.30
MACAS	MACAS	MORONA	MORONA SANTIAGO	0.30
CUYUJA	CUYUJA	QUIJOS	NAPO	0.40

Fuente: NEC-SE-DS

Fig. 52 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: NEC-SE-DS

Tipos de perfiles del suelo para el diseño sísmico

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

Fig. 53 Clasificación de los perfiles del suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_v \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_v \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total <i>H</i> mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_v < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)	
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)	
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)	
	F5 —Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: NEC-SE-DS

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Valores del coeficiente **Fa** que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Fig. 54 tipos de suelo y factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: NEC-SE-DS

Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Valores del coeficiente **Fd** que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Fig. 55 Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS

F_s: comportamiento no lineal de los suelos

Valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Fig. 56 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS

Valor de η

Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA (Peak Ground Acceleration. Aceleración sísmica máxima en el terreno.) para el período de retorno seleccionado.

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente.

Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.

El propósito del factor **I** es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Fig. 57 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura I

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE-DS

Definición del factor R en el marco de las NEC

El factor **R** permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla

previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

Fig. 58 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC-SE-DS

Al haber definido todos los coeficientes necesarios para al análisis sísmico, se procedió a ingresarlos en el programa de modelamiento CSiBridge 2016v18.1.1, a continuación de presentan los valores ingresados.

Fig. 59 Factores ingresados en programa de modelamiento

Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015 Function Definition

Function Name: Function Damping Ratio:

Parameters

Zone Coefficient, Z:
 η Coefficient:
 Site Factor, Fa:
 Site Factor, Fd:
 Soil Type:
 Inelastic Behavior Fctor of Subsurface, Fs:
 Importance Factor, I:
 Response Modification Factor, R:

Define Function

Period	Acceleration
0.	0.2535
0.1	0.2535
0.2	0.2535
0.3	0.2535
0.4	0.2535
0.5	0.2535
0.6	0.2256
0.7	0.1934
0.8	0.1692
0.9	0.1504
1.	0.1354
1.2	0.1128
1.5	0.0903
1.7	0.0796

Function Graph

Fuente: Elaboración propia, software CSiBridge 2016v18.1.1

Diseño de anclajes

Datos para el diseño:

Ángulo entre cable y anclaje 39.9° (Fig. 42)

Tensión en el cable principal 172 T (Fig. 41)

Peso específico del suelo $\gamma = 1850 \text{ Kg/m}^3$ (Fig. 6; ANEXO 5)

Ángulo de rozamiento interno $\phi = 32^\circ$ (Fig. 6; ANEXO 5)

Coefficiente de fricción hormigón suelo $\mu = 0.6$ (ANEXO 8)

Peso específico del hormigón 2400 Kg/m^3

Se diseñará una cámara de anclaje para el conjunto de cables principales del puente. La tracción máxima de cada cable es de 172 T, entonces:

Las componentes de esta fuerza son:

$$T_x = 172 * \cos 51 = 108.24 T \quad 3.52$$

$$T_y = 172 * \sin 51 = 133.67 T \quad 3.53$$

Se han escogido las siguientes medidas para el cajón de anclaje:

$$\text{Largo (l)} = 7.30 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (b)} = 11.10 \text{ m}$$

$$\text{Alto (h)} = 4.00 \text{ m}$$

El cajón consta de paredes de 1 m de ancho y una base de 2 m de espesor de hormigón

$$\begin{aligned} \text{Peso del cajón} &= 11.10 * 9.3 * 2.4 * 2 + 2 * 1.7 * 7.3 * 2.4 + 2 * 1.1 * 1.7 * 2.4 * 9.1 = \\ &636.75 T \quad 3.54 \end{aligned}$$

$$\text{Peso del suelo} = 2 * 7.1 * 9.1 * 1.85 = 239.06 T \quad 3.55$$

$$\text{Peso total del cajón de anclaje} = 636.75 + 239.06 = 875.809 T$$

Comprobaciones de estabilidad del dado

Coefficiente de seguridad al levantamiento del anclaje

$$C_{sv} = \frac{\text{Peso del dado del anclaje}}{T_y} = \frac{875.809}{220.66} = 3.97 \text{ OK} \quad 3.56$$

Coefficiente de seguridad al desplazamiento horizontal

Para calcular el coeficiente de seguridad al desplazamiento horizontal primero se ha calculado el empuje del estrato de tierra en la parte frontal del dado de hormigón

$$Et = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot b \cdot (\tan(45 - \theta/2))^2}{2} = \frac{1.85 \cdot 3.2 \cdot (\tan(45))^2}{2} = 14.8 \text{ T} \quad 3.57$$

Luego se calculó el coeficiente de seguridad al desplazamiento horizontal

$$C_{sh} = \frac{(\text{peso del dado de anclaje} - T_y) \cdot \mu + Et}{2T_x} = \frac{(875.809 - 220.66) \cdot 0.6 + 14.8}{263.9} = 1.55 \text{ OK} \quad 3.58$$

Para calcular el al anclaje de cada cable de 1 3/4" de diámetro se tiene que en cada uno de los tres cables actúa una fuerza de tracción de:

$$T_{MAX/CABLE} = \frac{172}{3} = 57.33 \text{ T} \quad 3.59$$

Cada cable se va a anclar con dos varillas lisas de acero A-36, con un esfuerzo admisible de 1400 kg/cm². El área necesaria de cada varilla es:

$$A_{varilla} = \frac{57333}{2 \cdot 1400} = 20.48 \text{ cm}^2 \quad 3.60$$

Como estas varillas van a ser fileteadas para emplearlas como pernos, buscamos en el Manual del AISC a que diámetro corresponde esta área en la zona fileteada. Empleamos varillas redondas de 2-1/2" que tienen un área en la zona fileteada de 24.4 cm².

El dispositivo de anclaje, para no producir aplastamiento sobre el concreto, tiene una dimensión de 40cm x 12cm x 6cm de espesor. La fuerza de tracción de 55 t produce sobre el concreto de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, una compresión de:

$$f_p = \frac{57333}{40 \cdot 12} = 119.44 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 0.57 f'_c < 0.7 f'_c \text{ OK} \quad 3.61$$

Para contrarrestar los efectos de fraguado y temperatura se usara la cantidad de acero mínima que dicta el código ACI.

I conclusiones

- Luego de hacer la investigación planteada se conocieron las normativas nacionales como son: NEC (Norma ecuatoriana de la construcción), NEVI-12 VOLUMEN N°2 LIBRO B y las normas internacionales ACI 318S-11 (American Concrete Institute), ANSI/AISC 360-10 (American Institute of Steel Construction), AASHTO LRFD 2010 (American Association of State Highway and Transportation Officials) para el cálculo y diseño estructural de puentes colgantes carrozables.
- Se realizó el diagnóstico inicial de la zona a intervenir mediante el estudio topográfico, con un levantamiento a detalle del área, se levantaron 414 puntos con la ayuda de una poligonal cerrada, misma que tiene un error de cierre de $0^{\circ}0'0''$; luego se realizó el estudio hidrológico e hidráulico, fue proporcionado por el GAD Municipal del Cantón Sucúa y con la topografía del área de estudio fue modelado el cauce del río con la ayuda de software HEC-RAS 4.1.0, obteniéndose los niveles de crecida máxima del río; y por último se realizó el estudio de suelos con la ayuda de la empresa SUELOTEC, teniendo como resumen de los resultados la Fig. 6.
- Con el avance de la tecnología que hoy en día nos permite tener diversas herramientas especializadas en diseño de ingeniería se realizó el diseño y cálculo estructural del puente colgante carrozable sobre el río Sungaime con la ayuda de los siguientes softwares: AutoCad 2016, AutoCad Civil 3D, SAP2000 V18.1.1 y CSiBridge V18.1.1; obteniendo así mediante modelamiento tridimensional un diseño y cálculo estructural óptimos.

II Recomendaciones

- A lo largo de la carrera universitaria se den a conocer las normas y reglamentos tanto nacionales como internacionales de forma más profunda y de esta manera ser aún más competitivos en la vida profesional.
- Se impartan conocimientos en el manejo de softwares especializados ya que con el buen uso de estas herramientas y los conceptos sólidos impartidos en clases se tiene una gran ventaja al momento de diseñar y calcular estructuras.
- El diseño aquí presentado sea completado por el GAD Municipal del Cantón Sucúa, realizando el análisis de precios unitarios o ya sea mediante el interés de otro alumno de la facultad para así obtener un estudio completo y contribuir al desarrollo de la sociedad y el país.
- Dado que en el país no existe una normativa completa para el diseño de puentes, mucho menos para el diseño de puentes colgantes, se hace necesaria una norma que con los lineamientos de normas internacionales sea adaptada a las necesidades del país y así contar con un documento que facilite su diseño.

III Bibliografía

Caiza Sánchez, P. (2006). *http://www.espe.edu.ec*. Obtenido de

[http://www.espe.edu.ec/portal/files/libros/REVISTA1.2/RETOS%20EN%20PUENTE S\(2006\).pdf](http://www.espe.edu.ec/portal/files/libros/REVISTA1.2/RETOS%20EN%20PUENTE%20S(2006).pdf)

Calderón Jara, F. (2010). DISEÑO DEL PUENTE COLGANTE, PROYECTO GEOTÉRMICO LAS PAILAS. COSTA RICA.

Camacho Rioja, P. (s.f.). *http://www.revistasbolivianas.org.bo*. Obtenido de

<http://www.revistasbolivianas.org.bo/pdf/rbc/v7n7/a06v7n7.pdf>

Casanova Matera, L. (2002). *TOPOGRAFÍA PLANA*. Mérida: Taller de publicaciones de ingeniería ULA.

Choque Mamanchura, C. A. (2016). *https://www.academia.edu*. Obtenido de

https://www.academia.edu/9750981/VIGAS_-ESTRUCTURAS_METALICAS

Herrera Mantilla, J. (s.f.). *Puentes*. Bogotá.

León & Godoy, A. (2010). *Estudio de hidrología e hidráulica puente río Sungaime*. Quito.

McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO*. México D.F.: Alfaomega.

McCormac, J., & Cscernak, S. (2012). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO*. MÉXICO, D.F.: Alfaomega.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, & Cámara de la Industria de la construcción.

(Diciembre de 2014). *NEC. CARGAS (NO SÍSMICAS)*. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Nilson, A. (1999). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO*. Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.

NOVACERO. (s.f.). <http://novacero.com>. Obtenido de

<http://novacero.com/phocadownload/catalogo/Catalogo%20NOVALOSA.pdf>

Pesantez, R. (2016). *Estudio geotécnico para la construcción de un puente sobre el río Sungaime, en el barrio La Cruz, contón Sucúa, provincia de Morona Santiago*. Cuenca.

Rodríguez Reinoso, E. E. (Febrero de 2015). ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO ENTRE UNA TORRE AUTOSOPORTADA TRIANGULAR DE 40M DE ALTURA CON MONTANTES UV Y UNA CON MONTANTES CIRCULARES . Cuenca, Azuay, Ecuador.

Rodríguez Serquén, A. (2012). <http://civilgeeks.com/>. Obtenido de

<http://civilgeeks.com/2013/11/02/disenio-de-puentes-con-aashto-lrfd-2010/>

Torres, E. (2013). *Diseño de Puentes*. Quito: ABYA YALA.

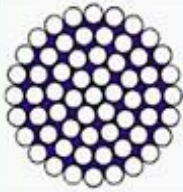
ANEXO 3 Cables de acero A586 para puentes colgantes




STRAND A586

Ø Nom. (pulgadas)	Ø Nom. (mm)	Peso lineal kg/m	Carga mínima de Rotura Tn
7/8"	22	2,40	46
15/16"	24	2,75	54
1	25	3,13	61
1 1/16"	27	3,53	69
1 1/8"	29	3,96	78
1 3/16"	30	4,40	86
1 1/4"	32	4,88	96
1 5/16"	33	5,39	106
1 3/8"	35	5,91	116
1 7/16"	37	6,46	126
1 1/2"	38	7,04	138
1 9/16"	40	7,63	150
1 5/8"	41	8,26	162
1 11/16"	43	8,90	176
1 3/4"	44	9,57	188
1 13/16"	46	10,27	202
1 7/8"	48	11,00	216
1 15/16"	49	11,74	230
2"	51	12,50	245
2 1/16"	52	13,30	261
2 1/8"	54	14,12	277
2 3/16"	56	14,95	293
2 1/4"	57	15,83	310
2 5/16"	59	16,73	327
2 3/8"	60	17,63	344
2 7/16"	62	18,57	360
2 1/2"	64	19,54	376
2 9/16"	65	20,53	392
2 5/8"	67	21,53	417
2 11/16"	68	22,56	432
2 3/4"	70	23,63	452
2 7/8"	73	25,83	494
3"	76	28,12	538
3 1/8"	79	30,52	584
3 1/4"	83	33,00	625
3 3/8"	86	35,59	673
3 1/2"	89	38,29	724
3 5/8"	92	41,07	766
3 3/4"	95	43,90	822
3 7/8"	98	46,87	878
4"	101	50,00	925
4 1/8"	105	53,12	990
4 1/4"	108	56,40	1050
4 3/8"	111	59,82	1110
4 1/2"	114	61,45	1175

PERFORMANCE SERIES 1000

- * High Quality Structural Strand (ASTM-A586)
- * Plastic enhancement is available up to including 2 1/2" (64mm) diameter.
- * For Plastic weight calculation purposes add approximately 8% to the displayed values.
- * Please contact your Wire Rope representative for additional size or breaking load requirements.



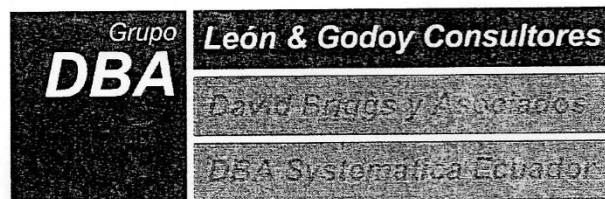
ANEXO 4 Estudio de hidrología e hidráulica puente río Sungaime



ESTUDIOS DEFINITIVOS DE PUENTES
CORRESPONDIENTES AL GRUPO 13 DE LA
PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO

**ESTUDIO DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
PUENTE RÍO SUNGAIME**

Presentado por:



www.grupodba.com

Juan González N 35-26 y Juan Pablo Sanz
Edificio Vizcaya II, Mezanine
Quito, Ecuador
Telefax (593-2) 227 4936
leon.godoy@grupodba.com

ENERO 2010

*Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago***1. GENERALIDADES**

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas ha contratado con la Compañía Consultora León & Godoy Consultores Cía. Ltda, los estudios definitivos de varios puentes ubicados en el Cantón Tiwintza, Provincia de Morona Santiago.

El presente informe tiene por objeto presentar los resultados de los estudios hidrológico - hidráulicos para los diseños de estos puentes, en base de ciertos condicionamientos de los estudios y tiempos de elaboración. Sin embargo, el grupo consultor ha utilizado su amplia experiencia en este tipo de estudios para correlacionar determinados parámetros que permitan diseñar de las estructuras con las seguridades del caso.

La región en la que se ubican los diferentes puentes carece de información actualizada, por lo que el estudio ha considerado la información puntual registrada en el invierno 97-98, y los reportes de niveles de crecida observados en el sitio y relatados por moradores del sector.

2. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El presente informe sintetiza el estudio del análisis hidrológico-hidráulico de la cuenca hidrográfica y del tramo de influencia para la implantación del puente sobre el río Sungaime, de manera de definir los principales parámetros de diseño de la nueva estructura de cruce de la vía en este sitio.

3. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN BÁSICA**3.1 VISITAS DE CAMPO**

Visita de campo a cada uno de los sitios de ubicación de los puentes con el fin de reconocer los lechos de los cauces y estimar posibles niveles de crecidas.

3.2 INFORMACIÓN DE GABINETE

La información analizada para la elaboración del estudio es la siguiente:

CARTOGRAFÍA

- Cartas topográficas del IGM en escala 1:50.000: Teniente Hugo Ortiz, Sucua, San José de Morona, Yaupi, Guarumales, Santiago de Méndez.
- Levantamiento topográfico en detalle de cada uno de sitios de implantación de los puentes.

INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

- a) Regionalización de la pluviometría anual del Ecuador para el estudio del impacto del ENSO en los regímenes pluviométricos, INAMHI – ORSTON. Proyecto INSEQ. Mayo 1996.

Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago

- b) Evaluación preliminar del evento El Niño 1997 – 1998, INAMHI – ORSTON. Proyecto INSEQ. Mayo 1996.
- c) Registros de estaciones de la Red Meteorológica: Anuario meteorológicos.

4. METODOLOGÍA

El diseño de los puentes tiene la siguiente secuencia metodológica:

- Se determinan las principales características geomorfológicas de la cuenca hidrográfica de manera que permitan el empleo de fórmulas y métodos de la hidráulica de ríos.
- Caracterización climatológica del régimen del río, a través del estudio pluviométrico y la variabilidad de los caudales. La hidrología de la cuenca permite conocer los caudales y las características de las crecidas.
- Caracterización del cauce. Definición de los principales parámetros de diseño y ubicación del emplazamiento de la obra, se establecen secciones típicas del cauce tanto aguas arriba como aguas abajo.
- Se definen las secciones inmediatamente aguas arriba como aguas abajo que representen las condiciones existentes del cauce, que permitan establecer el efecto de contracción y expansión del flujo a través del puente.
- Se elige una luz del puente y se determina el nivel de sobreelevación.
- El proceso se repite hasta lograr condiciones que optimicen la luz del puente y provoquen el menor efecto hidráulico en el perfil natural del cauce.
- Para la simulación hidráulica de los tramos de los cauces en estudio se utilizó el Programa HEC-RAS, que permite efectuar análisis de la superficie hidráulica de tramos de cauces en régimen uniforme, y el efecto producido por la estrangulación del cauce por puentes y alcantarillas.
- Análisis hidráulico del tránsito de la crecida en el tramo del río y el efecto que este produciría por la presencia del puente.
- Análisis de la socavación en la sección del puente.
- Presentación de los principales parámetros de diseño y recomendaciones en la construcción de las obras.

5. UBICACIÓN DEL SITIO DEL PUENTE

El puente sobre el río Sungaime se ubica en el Cantón Tiwintza, Provincia de Morona Santiago, a unos 0.5 Kms de la población de Sucúa. Las coordenadas son las siguientes:

814.597	E
9' 728.970	N
840	m.s.n.m.

Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago

6. CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA DE DRENAJE

a) Área de la cuenca de drenaje

El área total de la cuenca de drenaje es de 7.73 Km².

b) Longitud del cauce principal

La longitud desarrollada del cauce principal en la cuenca es $L = 4.37$ Km. En el trayecto existen varios ríos y quebradas que son afluentes.

c) Desnivel del cauce principal

La cota más alta de la cuenca: 1357 m.s.n.m.

La cota del sitio de emplazamiento de la rasante del puente: 833 m.s.n.m.

Por lo tanto el desnivel del cauce es la diferencia entre la cota más alta de la cuenca y la cota del sitio de emplazamiento, es decir:

$$H_c = 524 \text{ m}$$

a) Tiempo de concentración

De acuerdo a la fórmula de Kirpich el tiempo de concentración se puede calcular de la siguiente manera:

$$tc = \left(0.87 \frac{L^3}{H_c} \right)^{0.385}$$

Por lo tanto el tiempo de concentración es $tc = 28.0$ minutos.

b) Pendiente longitudinal

La pendiente media longitudinal del cauce principal es del 12.0 %.

c) CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS

Los factores que afectan el clima son:

Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago

- Situación geográfica de la cuenca.
- Interacción de los vientos orientales
- La topografía.

Los elementos climáticos principales se han tomado de la estación climatológica Gualaquiza Inamhi por ser la más representativa de la región.

A continuación se presentan algunas características climáticas de la zona de influencia del puente en estudio:

- Precipitación máxima en 24 horas: 96.4 mm
- Temperatura media anual: 23.5 °C
- Humedad relativa media anual: 86 %
- Evaporación anual: 870.6 mm
- Precipitación anual: 1826.2 mm
- Nubosidad media anual: 5 Octas
- Velocidad media anual: 1.4 Km/h
- Distribución temporal de precipitación es bimodal, picos en los meses de abril y octubre.

7. ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS

El parámetro más importante para el diseño del puente es el caudal máximo de crecidas. Para ello, y por no disponer en el sitio del puente o en la cercanía de registros hidrométricos actualizados para estimar la crecida de diseño se han planteado dos métodos: fórmula racional en base a la zonificación de intensidades elaborada por el INAMHI y método del número de curva desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos.

a) ESTUDIOS REALIZADOS POR EL INAMHI

De un estudio comparativo de datos de intensidad a nivel nacional, el INAMHI ha determinado una zonificación de intensidades. El sitio de estudio corresponde a la zona No. 23 del Manual de Normas de Diseño de Obras de Drenaje, cuyas ecuaciones son:

De 5 minutos a 23 minutos:

$$I = 54.246 * t_L^{-0.4596} * I_d$$

De 23 minutos a 1440 minutos:

Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago

$$I = 89.858 * t^L - 0.6234 * Id$$

Donde : I = Intensidad de la precipitación, en mm/h
 Id = intensidad diaria para un período de retorno
 t = tiempo de duración de la lluvia en minutos

De acuerdo a los mapas de isolíneas (período 1964 – 1998) para el período de diseño de 100 años se tiene una intensidad diaria de $Id = 6.0$ mm/h. Por lo tanto la intensidad de precipitación es 67.5 mm/h.

El caudal asociado a esta área de drenaje se define en función de la fórmula racional:

$$Q = CIA$$

Donde: Q es el caudal en m³/s
 c es la relación del caudal pico a la lluvia media (incluye una constante de conversión de unidades $c = C/3.6$)
 A es el área equivalente de aporte en Km²

El coeficiente se determina considerando los siguientes parámetros:

Topografía: 0.1
 Suelos: 0.2
 Cubierta vegetal: 0.13

El caudal es establecido mediante este método es de 82.60 m³/s.

b) MÉTODO DEL NÚMERO DE CURVA

Este método se aplica a cuencas medianas y pequeñas, el parámetro de mayor importancia de la lluvia generadora, es la altura de esta, pasando su intensidad a un segundo plano.

El método se deriva del parámetro N que representa el coeficiente de escorrentía establecido en función de algunas características de la cuenca de drenaje. La relación es la siguiente:

$$Q = \frac{[N(P + 50.8) - 5080]P}{N[N(P - 203.2) + 20320]}$$

Siendo

Q = escorrentía, en mm.

Estudios definitivos de puentes G13-04 - Morona Santiago

P = lluvia de duración 6 horas y determinado período de retorno, mm.

$$Q_{\max} = q Q A$$

Donde q es el gasto unitario (m³/s/mm/Km²), que es función del tiempo de concentración.

Área (Km ²)	Tc (horas)	N	Pmax (mm)	q
7.73	28.03	79	96.4	0.215

Los resultados obtenidos mediante este método definen un caudal máximo de 75.80 m³/s.

c) CAUDAL DE DISEÑO

La falta de información registrada para la zona obliga a dar importancia a los niveles de las crecidas ocurridas; sin embargo se estima que dichas evidencias no corresponden a caudales centenarios; por lo que con un criterio conservador se establece el caudal de diseño 82.60 m³/s.

8. ANÁLISIS DE LA LUZ DEL PUENTE

El primer análisis corresponde a la alineación del Puente, para ello se toma en cuenta los siguientes condicionantes:

- Aprovechar en lo posible el trazado actual de la vía, es decir evitando realizar variantes.
- Seleccionar una alineación del eje del puente de tal forma que cruce el río sin mayor esviajamiento, en lecho estabilizado y con la menor longitud posible.
- Optimizar una luz en función de las características hidráulicas.

Dadas las características topográficas del sitio, el trazado propuesto cumple de mejor manera los condicionantes de ubicación de la alineación del puente.

9. DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE CRECIDA

Para el análisis hidráulico del cauce y la determinación del nivel máximo de crecida en la sección del puente se utilizó el Programa HEC-RAS. El programa requiere de la definición de ciertos parámetros, que se describen a continuación.

Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago

Después de un análisis en el que se consideran los condicionamientos estructurales de una ubicación segura de los estribos del puente y las mejores condiciones para la construcción del puente, se define una luz efectiva de 24 m (entre estribos).

a) SECCIONES TRANSVERSALES REPRESENTATIVAS

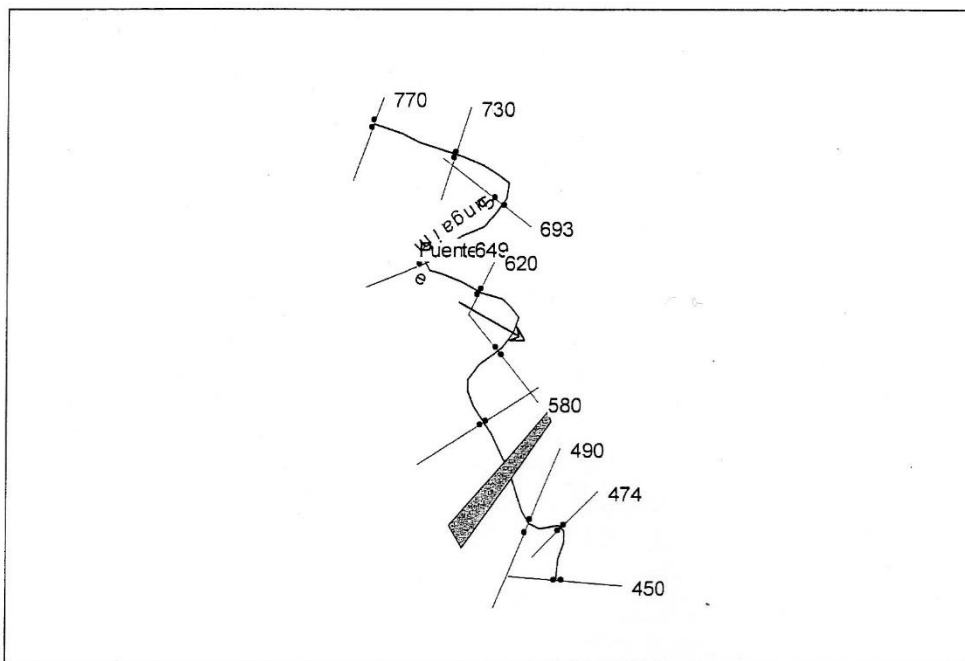
Se eligieron 10 secciones representativas del cauce sobre la base de los perfiles topográficos, de manera de dar más precisión a los cálculos. Estas secciones son:

Sección 1: RS= 770, aguas arriba del Puente
 Sección 2: RS= 730, aguas arriba del Puente
 Sección 3: RS= 693, aguas arriba del Puente
 Sección 4: RS= 649, aguas arriba del Puente
 Sección 5: RS= 620, aguas arriba del Puente
 Sección 6: RS= 580, aguas arriba del Puente
 Sección 7: RS= 540, aguas arriba del Puente
 Sección 8: RS= 490, aguas abajo del Puente
 Sección 9: RS= 474, aguas abajo del Puente
 Sección 10: RS= 450, aguas abajo del Puente

La ubicación y detalle de cada una de estas secciones se señala en el ANEXO 1.

Las distancias establecidas para cada tramo desde aguas arriba hasta aguas abajo se detallan en el cuadro siguiente:

TRAMO	M.izquierda (m)	C. princip. (m)	M.derecha (m)
De Sección 1 a Sección 2	40	40	40
De Sección 2 a Sección 3	30	37	43
De Sección 3 a Sección 4	43	44	40
De Sección 4 a Sección 5	33	29	22
De Sección 5 a Sección 6	29	40	45
De Sección 6 a Sección 7	43	40	31
De Sección 7 a Puente	24	25	26
Del Puente a Sección 8	24	25	26
De Sección 8 a Sección 9	23	16	15
De Sección 9 a Sección 10	18	24	29

Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago**ESQUEMA No. 1 Discretización del cauce****b) RUGOSIDAD DEL CAUCE**

Para el establecimiento de la rugosidad se ha tomado en cuenta, a más de las características del material del fondo y las riberas, las variaciones de las secciones transversales a lo largo del cauce, alineamiento de una sección transversal respecto a otra, y el grado de erodabilidad del cauce. De esta manera se han establecido los siguientes valores para el coeficiente del número de manning:

Cauce principal: 0.040

Cauce de crecidas: 0.06

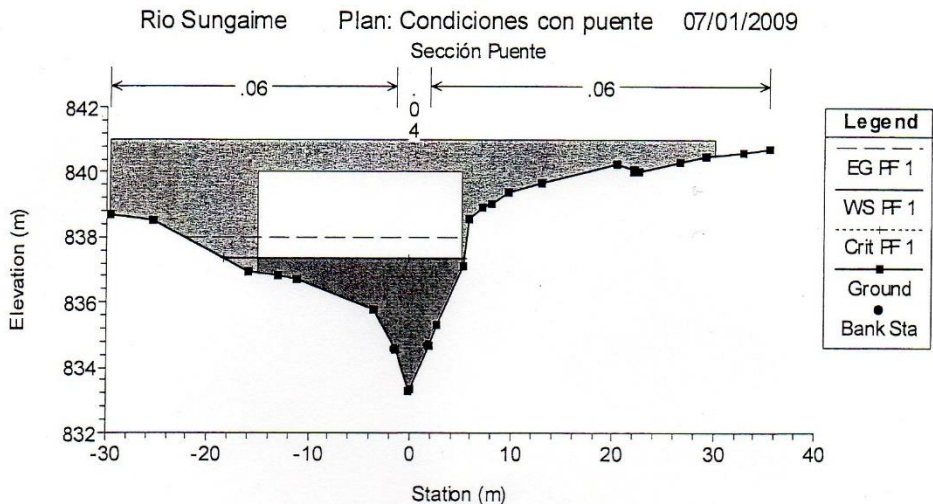
c) NIVELES DE CRECIDA

Los niveles de crecida son:

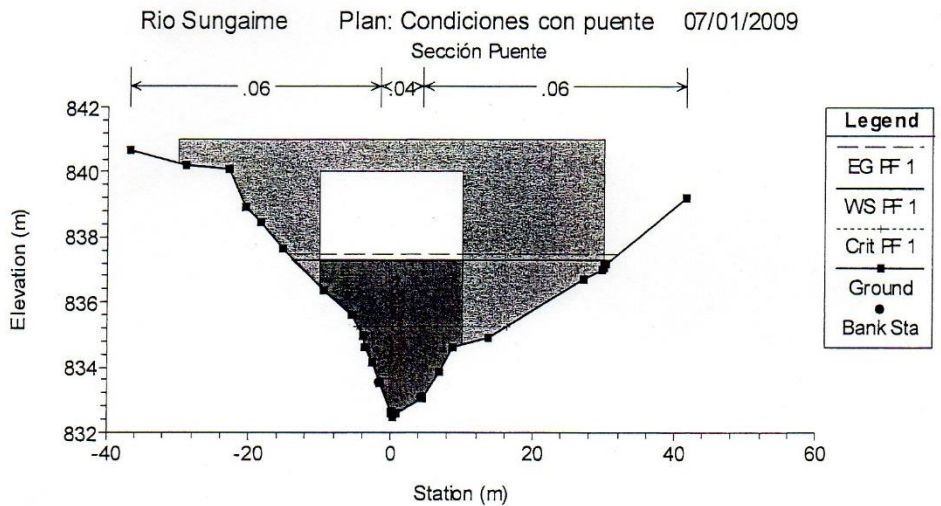
Aguas arriba: 837.36 n.s.n.m.

Aguas abajo: 837.32 n.s.n.m.

SECCION DEL PUENTE AGUAS ARRIBA

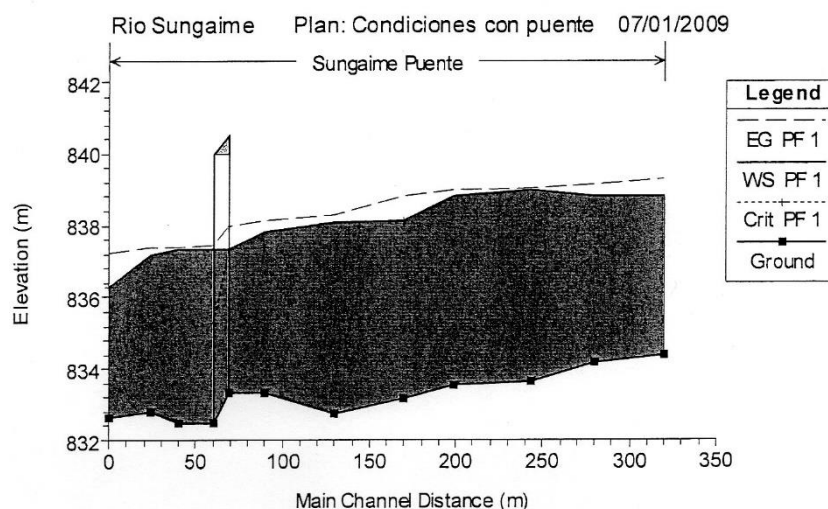


SECCION DEL PUENTE AGUAS ABAJO



Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago

El perfil de agua longitudinal durante la crecida es el siguiente:



Las características hidráulicas de la sección del puente, aguas arriba y aguas abajo, pueden verse en el ANEXO 3.

10. ANALISIS DE LA SOCAVACIÓN

a) ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Para la determinación del diámetro medio del material existente en el lecho del cauce en el sitio de ubicación del puente se ha procedido a una estimación visual, de manera de establecer las condiciones más desfavorables que representen la remoción de las partículas por acción del agua en épocas de las crecidas. Este análisis se efectuó especialmente en las proximidades de los potenciales sitios de los estribos del puente.

El diámetro medio representativo se ha estimado en 150 mm.

b) DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN

Dada las características propias de los suelos en el sitio de ubicación del puente, el proceso erosivo no es de mayor consideración. Sin embargo se ha procedido a una verificación de los diferentes efectos de la socavación en función de los siguientes criterios:

- Socavación general a lo largo de toda la sección, la misma que está en función del calado de agua en cada punto y de la velocidad del flujo.
- Socavación por contracción del flujo.
- Socavación local por estribos.

*Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago***I. Socavación general**

Para la determinación de la socavación general en cauce definido, material granular, distribución homogénea, según el método de Lischtvan-Levediev, de acuerdo a la metodología desarrollada por Aguirre (Hidráulica de Sedimentos), se tiene la siguiente expresión:

$$Y_s + Y_n = \left(\frac{\alpha^1 Y_n^{5/3}}{0.68 d_m^{0.28} \beta \psi} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

Donde:

$$\alpha^1 = \left(\frac{Qd}{Ym^{5/3} Cc Be} \right)$$

Qd = Caudal de diseño

Be = Ancho efectivo entre estribos

Cc = Coeficiente de contracción función de la velocidad media y de la longitud entre los estribos

x = coeficiente en función del peso volumétrico seco o del diámetro medio.

Ym = Profundidad media de la sección transversal del cauce

Yn = Calado en el punto considerado

dm = Diámetro medio partículas del material de fondo

β = Coeficiente en función de la probabilidad de ocurrencia del caudal de diseño

Ψ = Factor de corrección por material de suspensión. Con un criterio conservador se asume igual a 1.

Los parámetros utilizados son:

$$Qd = 82.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Be = 24 \text{ m}$$

$$Cc = 0.94$$

$$x = 0.34$$

$$Ym = 1.56 \text{ m}$$

$$dm = 150 \text{ mm}$$

$$\beta = 0.99$$

$$N. \text{ Max.} = 837.36 \text{ m.s.n.m.}$$

Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago

II. Socavación por Contracción del flujo

El efecto de la socavación transversal, según recomienda Lim (WL\Delft Hydraulics) puede determinarse mediante:

$$\frac{y_t + y_n}{y_n} = \left(\frac{B_o}{B_c} \right)^{0.75}$$

En donde B_c es el ancho del área contraída y B_o (25 m) ancho del cauce aguas arriba.

III. Socavación Local en Estribos

WL/Delft Hydraulics recomienda la siguiente expresión para determinar la socavación local en estribos:

$$y_e = y_n \left\{ (1 - m)^{-2/3} - 1 \right\} + K_1 B \tanh \left(\frac{y_n}{B} \right)$$

donde B es la longitud del estribo perpendicular a la dirección del flujo (se asume un ancho de estribo de 1.00 m), en m; K_1 es coeficiente de la pila del puente, en m (se asume 1.50); m es el coeficiente de contracción, dado por:

$$m = 1 - \frac{B_c}{B_o}$$

En donde B_c es el ancho del área contraída y B_o (25 m) ancho del cauce aguas arriba.

RESULTADOS

La verificación de los diferentes tipos de socavación potencial indican los siguientes resultados en los puntos de interés:

UBICACIÓN	S. General	S. Contracc	S. Estribos	total
	y_s (m)	y_t (m)	y_e (m)	Y (m)
Estr. izquierdo	0.00	0.00	0.00	0.00
Fondo actual río	0.80	0.81		1.61
Estr. derecho	0.00	0.00	0.27	0.27

Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago

El detalle de la socavación general en la sección inmediatamente aguas arriba del puente se presente en el ANEXO 2.

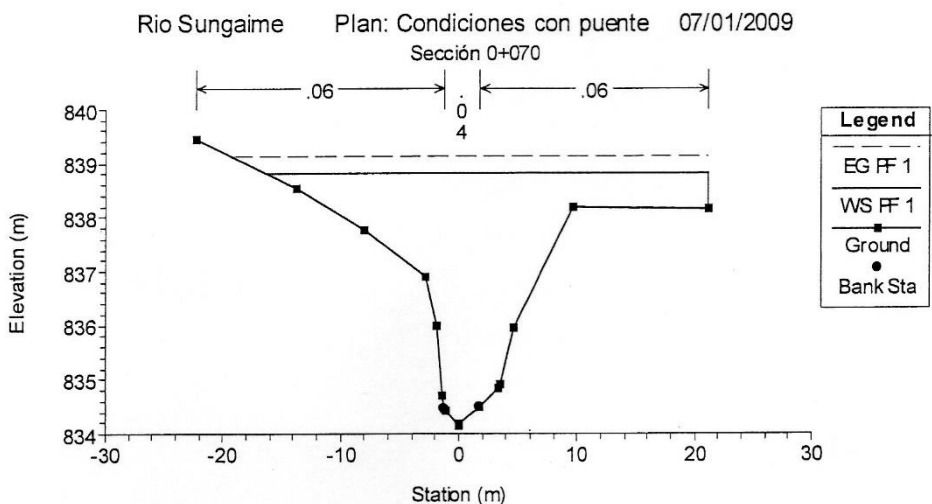
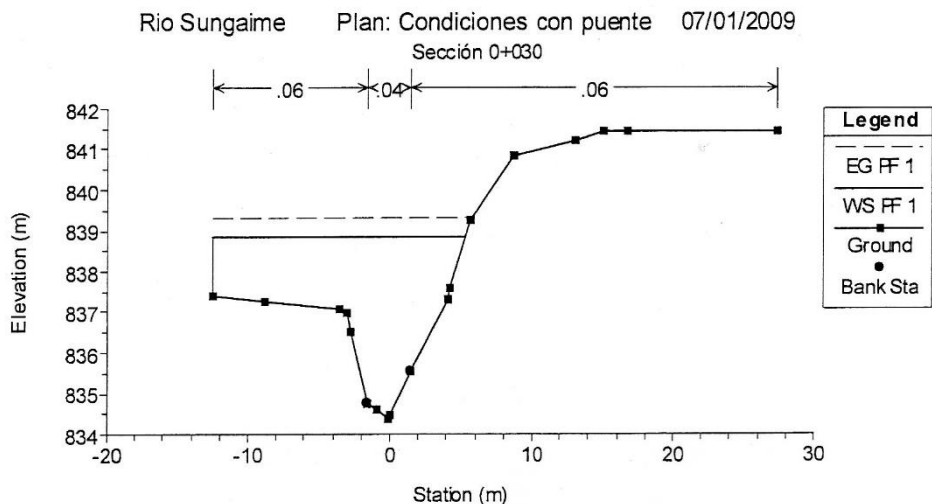
11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La condición de diseño escogida corresponde a una alineación similar a la de la vía existente, debido se ubica en un tramo relativamente recto del cauce, que busca garantizar la estabilidad de las obras y las facilidades constructivas de las mismas.
- Los principales parámetros hidráulicos son:
 - Caudal de diseño: 82.60 m³/s.
 - Nivel máximo de crecida en el puente: 837.36 m.s.n.m.
 - Cota fondo lecho cauce en el Puente: 832.92 m.s.n.m.
 - Cota mínima del borde inferior de la viga longitudinal: 839.36 m.s.n.m.
 - Luz entre estribos seleccionada 24 m.
- La ubicación de la cimentación de los estribos del puente en las márgenes del cauce se recomiendan al menos a las siguientes profundidades:

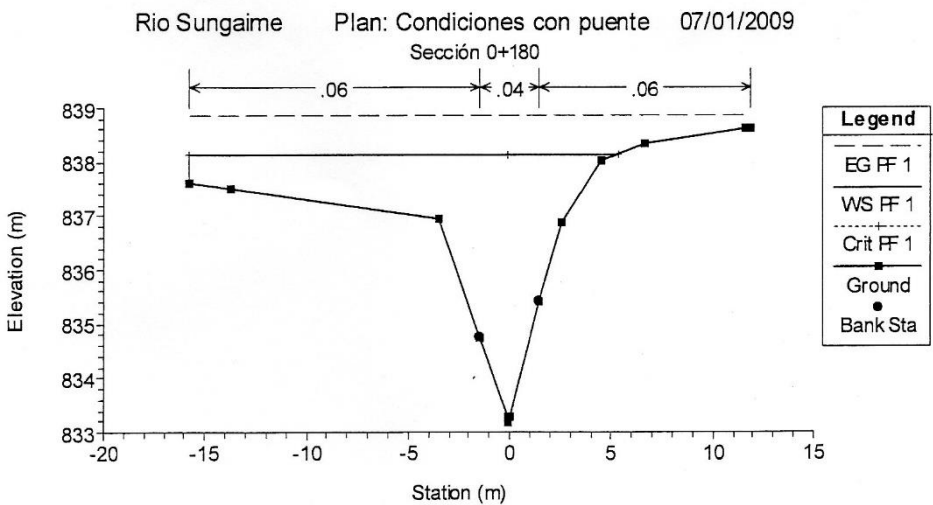
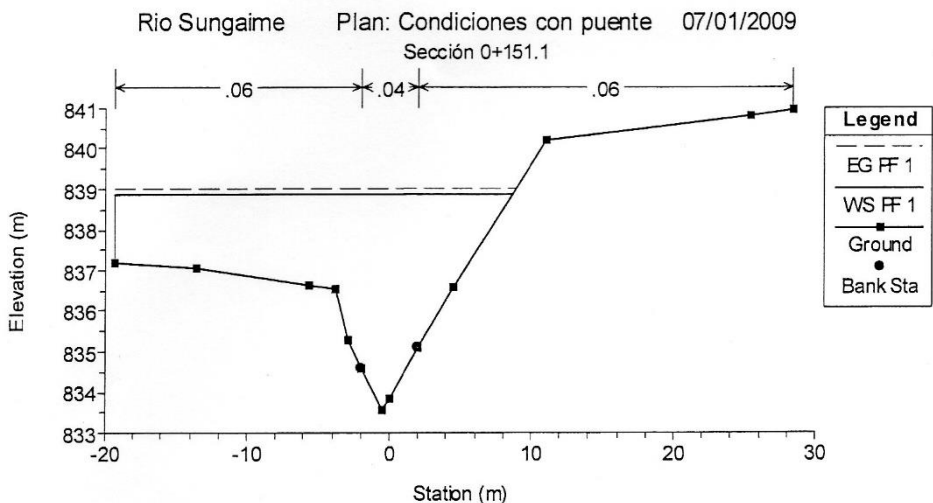
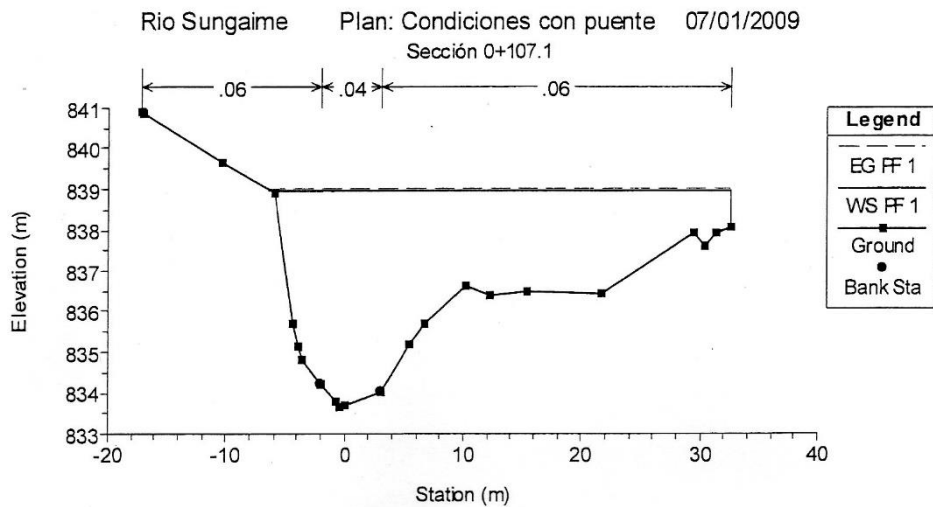
Estribo Izquierdo: 1.61 m
Estribo derecho: 1.61 m
- De acuerdo a la modelación hidráulica del tramo del cauce del río en estudio se determina que se provocan desbordes en algunas secciones aguas arriba y aguas abajo del puente, por lo que se recomienda la implementación de medidas estructurales y no estructurales, como: muros marginales, definición de áreas inundables, sistemas de alerta u otras.

ANEXO 1

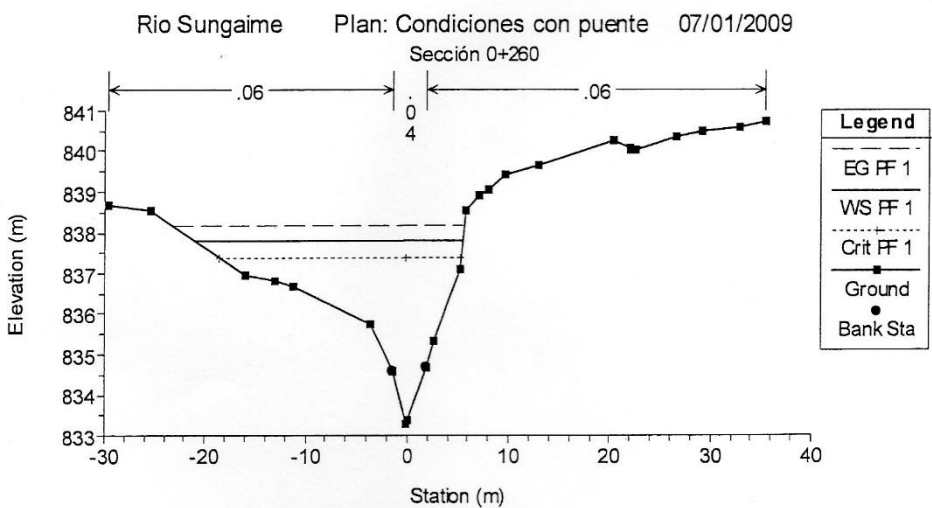
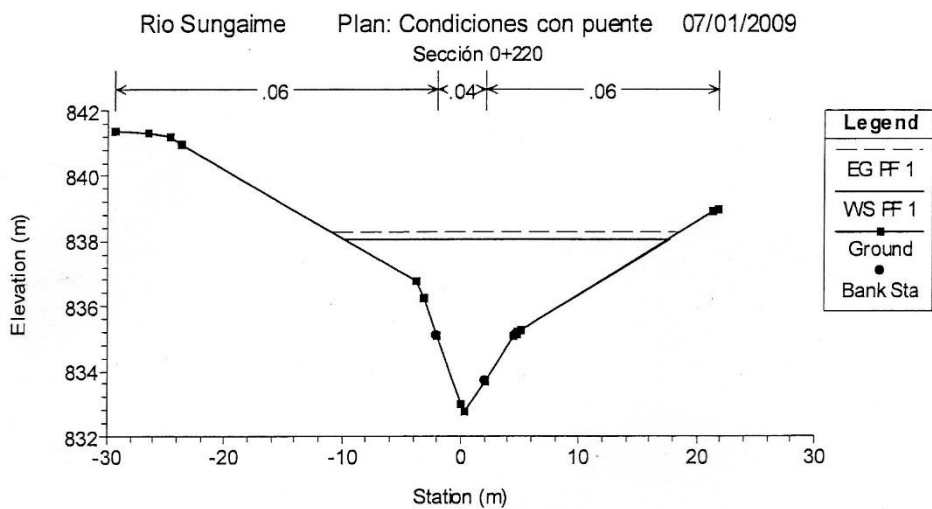
SECCIONES TRANSVERSALES



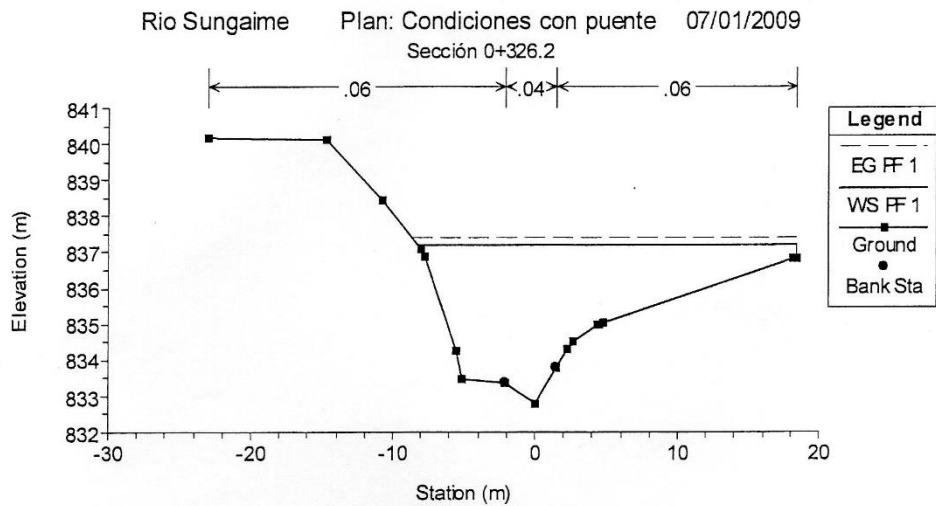
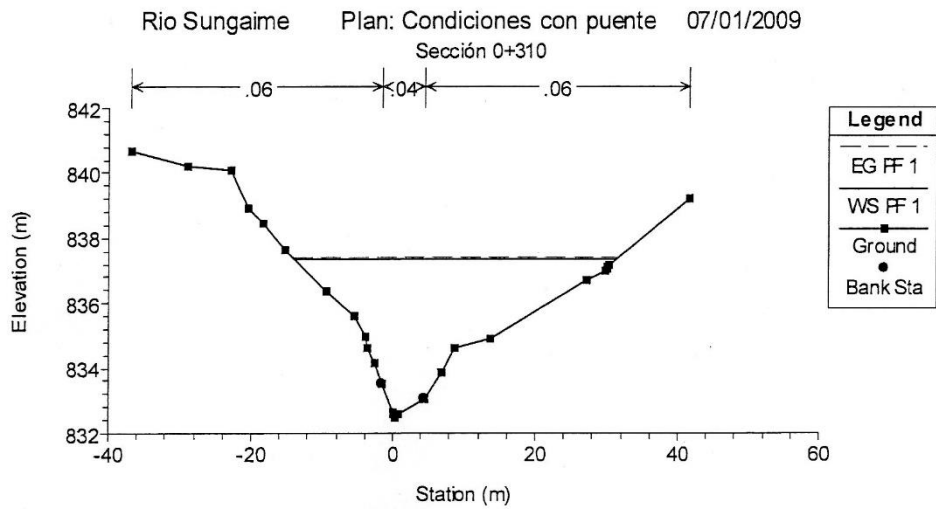
Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago



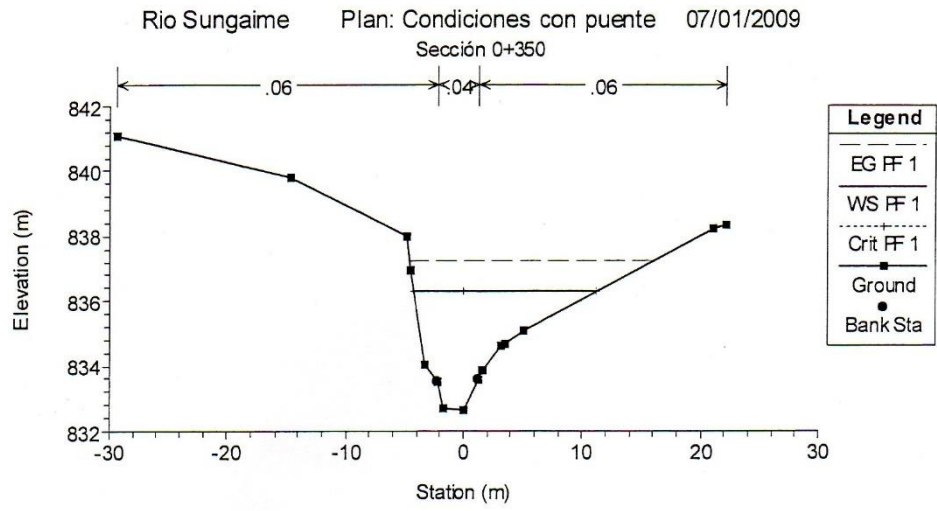
Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago



Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago



Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago



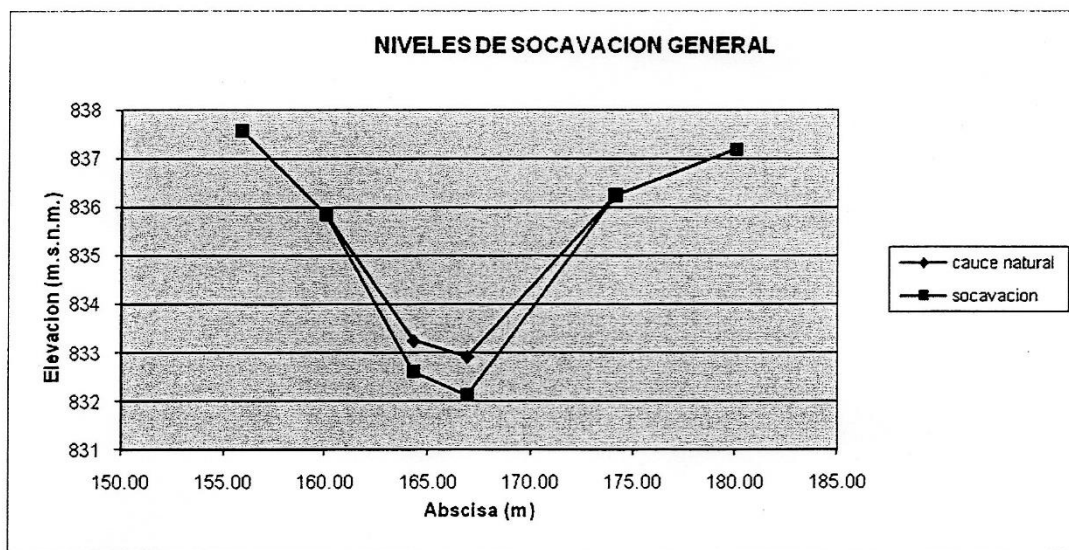
Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago

ANEXO 2

SOCAVACIÓN PARA SUELOS GRANULARES
PUENTE RIO SUNGAIME

Caudal= 82.6 m³/s
P. Retorno= 100 años

ABSCISA (m)	C. FONDO (m.s.n.m.)	yn (m)	Soc. General	
			Ys (m)	Cota (m.s.n.m.)
155.85	837.58	0.00	0.00	837.58
160.00	835.86	1.50	0.00	835.86
164.27	833.25	4.11	0.65	832.60
166.89	832.92	4.44	0.80	832.12
174.12	836.25	1.11	0.00	836.25
180.00	837.19	0.17	0.00	837.19



Estudios definitivos de puentes G13-04 – Morona Santiago

ANEXO 3 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS SECCION PUENTE RIO SUNGAIME

E.G. US. (m)	838.16	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	837.80	E.G. Elev (m)	838.00	837.45
Q Total (m3/s)	82.60	W.S. Elev (m)	837.36	837.32
Q Bridge (m3/s)	82.60	Crit W.S. (m)	837.36	835.27
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.06	4.85
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.65	1.33
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	31.23	61.90
Weir Submerg		Froude # Chl	0.68	0.24
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	61.98	123.84
Min El Weir Flow (m)	840.50	Hydr Depth (m)	1.56	2.93
Min El Prs (m)	840.00	W.P. Total (m)	22.09	22.66
Delta EG (m)	0.74	Conv. Total (m3/s)	891.3	2838.3
Delta WS (m)	0.46	Top Width (m)	20.00	21.14
BR Open Area (m2)	84.08	Frctn Loss (m)	0.02	0.01
BR Open Vel (m/s)	2.65	C & E Loss (m)	0.15	0.02
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	119.06	22.69
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	314.93	30.28

ANEXO 5 Estudio geotécnico

**ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE
UN PUENTE SOBRE EL RIO SUNGAIME, EN EL BARRIO
LA CRUZ, CANTON SUCUA, PROVINCIA DE MORONA
SANTIAGO**



ENERO DE 2016

SUELOTEC
ASESORIA EN INGENIERIA CIVIL

**ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA
CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE SOBRE EL
RIO SUNGAIME, EN EL BARRIO LA CRUZ,
CANTON SUCUA, PROVINCIA DE MORONA
SANTIAGO**

TABLA DE CONTENIDO

1. ANTECEDENTES

2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

3. ALCANCE

4. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

5. MODELO GEOTÉCNICO DEL SITIO DE ESTUDIO

6. ANÁLISIS DE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA DE LA CIMENTACIÓN

6.1 Modelo de la cimentación propuesta... ..

6.2 Análisis del estado límite de falla.....

7. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

ANEXOS



ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE SOBRE EL RIO SUNGAIME, EN EL BARRIO LA CRUZ, CANTON SUCUA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO

1. ANTECEDENTES

En base a la solicitud realizada por el Sr. Edison Palomeque, encargado de realizar los estudios definitivos del PUENTE SOBRE EL RIO SUNGAIME, EN EL BARRIO LA CRUZ, se procedió a realizar el siguiente informe que comprende el Estudio de Mecánica de Suelos para los lugares donde se implantaran los estribos del puente.

El presente documento muestra los resultados obtenidos de los análisis de los estados límites de carga y servicio para la solución de cimentación propuesta.

2. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El presente estudio tiene como objetivo realizar un levantamiento geotécnico del lugar donde se pretende implantar el proyecto, presentar los resultados de la campaña de exploración, determinación de la composición del subsuelo, determinar la capacidad portante y de servicio (asentamientos inmediatos) del suelo de fundación, recomendar la mejor alternativa de cimentación.

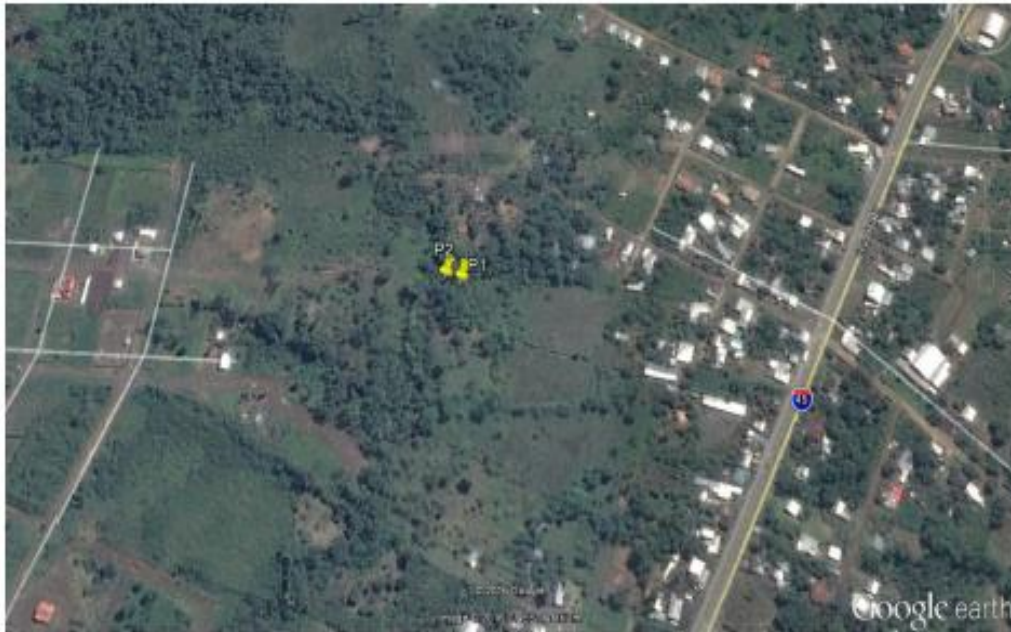
3. ALCANCE Y UBICACION

Para poder alcanzar los objetivos previstos, se consideraron los siguientes aspectos:

- Ejecución de dos perforaciones de exploración, en cada uno de los estribos del puente.
- Caracterización geotécnica del sitio de estudio, evaluando la historia de esfuerzos en el subsuelo.
- Evaluación del estado límite de falla de la cimentación propuesta.



El Proyecto se encuentra ubicado en el Barrio La Cruz, Cantón Sucua – Prov. Morona Santiago. La ubicación geo-referenciada (UTM Datum WGS84), de las perforaciones realizadas se muestra a continuación:



COORDENADAS DE LAS PERFORACIONES		
POZO	COORDENADA E	COORDENADA N
P1	814959	9729734
P2	814942	9729738
DATUM WGS84		
ZONA 17M		

4. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Se realizaron dos sondeos, uno en cada estribo del puente, se obtuvieron muestras inalteradas, efectuándose in situ y en el laboratorio ensayos estandarizados, para poder obtener valores de resistencia no drenada q_u de los materiales encontrados que muestren la historia de esfuerzos en campo.



Se realizaron ensayos de penetración SPT, en los estratos granulares encontrados, con el cual se determinaron los números de golpes necesarios para penetrar 30 cm en el estrato de suelo, N_{60} . Se obtuvieron muestras para realizar los siguientes ensayos:

- Granulometría > Tamiz # 200 ASTM D422-63 y lavado en muestras que pasan por el tamiz # 200
- Contenido de Humedad Natural (ASTM D2216)
- Plasticidad.- La cual se obtiene a través de las pruebas llamadas de "Límites de Atterberg", siendo estas las del límite líquido (ASTM 423-66) y límite plástico (ASTM 424-59).
 - Ensayo SPT ASTM D 1586/84
 - Clasificación de los suelos por SUCS y ASHTO

5. MODELO GEOTÉCNICO DEL SITIO DE ESTUDIO

La caracterización geotécnica de las series estratigráficas del subsuelo se las describe a continuación, desde la superficie hacia estratos profundos, para el sitio del proyecto:

POZO N°1

- Esta perforación llegó hasta una profundidad de 2.80 mtrs, no se profundizó más debido a que a esa profundidad se encontró un estrato muy firme, que presentó rechazo a la perforación por percusión.
- Geotécnicamente los suelos encontrados hasta 1.50 mtrs son arcillas-limosas, plásticas, de coloraciones café rojizas, este material es catalogado por la SUCS como CH, debajo de este estrato, se determinó hasta la profundidad final del muestreo materiales areno-limosos con considerable presencia de gravas, estos materiales presentan coloraciones negras y son de baja plasticidad, este material en conjunto ha sido catalogado por la SUCS como SM y por la ASHTO como A-6.
- No se determinó la presencia del nivel freático a una profundidad alcanzada en el muestreo, sin embargo se presume que el nivel freático coincidirá con el espejo de agua del Río Sungaime. (Enero 2016).



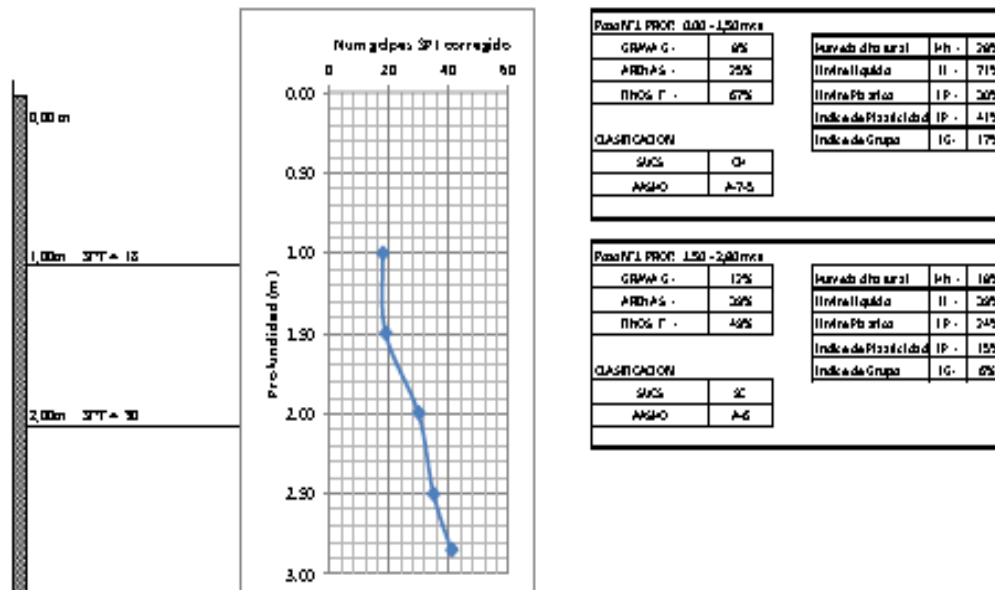
PERFIL ESTRATIGRAFICO

PROYECTO: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE SOBRE EL RIOSUNGAIMI
POZO N°1

ENSAYO DE PENETRACION
ESTANDAR (S.P.T.)
Número de golpes por cada 30cm de penetración

Prof.

VALORES DE PROPIEDADES INDICE



POZO N°2

- Esta perforación llego hasta una profundidad de 2.50 mtrs, no se profundizó más debido a que a esa profundidad se encontró un estrato muy firme, que presento rechazo a la perforación por percusión.
- Geotécnicamente los suelos encontrados hasta 1.50 mtrs son limos arcillosos de baja plasticidad, de coloraciones café oscuro, este material es catalogado por la SUCS como ML, debajo de este estrato, se determinó hasta la profundidad final del muestreo materiales areno-limosos con considerable presencia de gravas, estos materiales presentan coloraciones negras y son de baja plasticidad, este material en conjunto ha sido catalogado por la SUCS como SM y por la ASHTO como A-6.

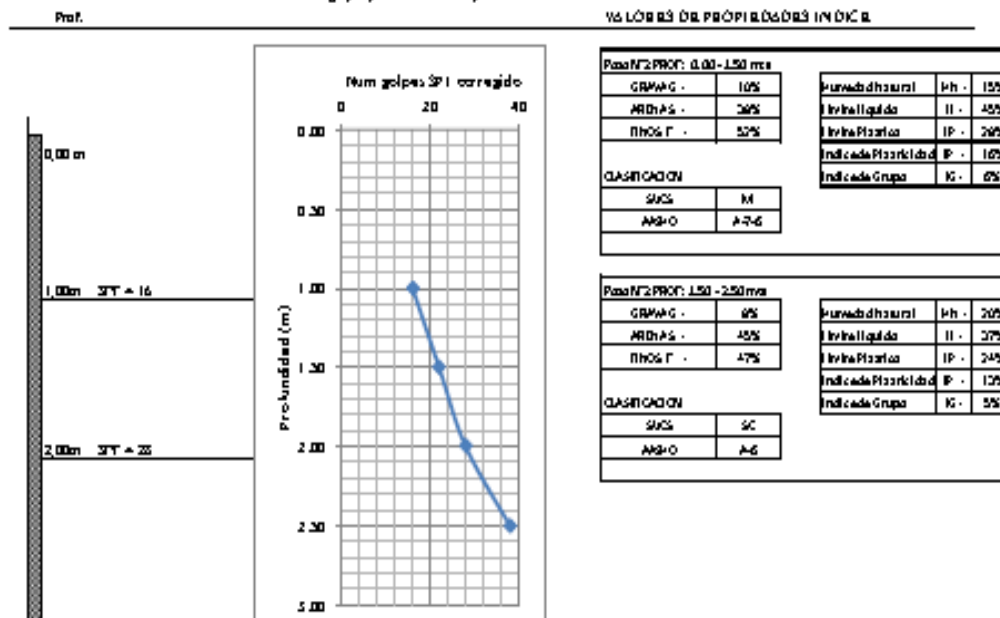


- No se determinó la presencia del nivel freático a una profundidad alcanzada en el muestreo, sin embargo se presume que el nivel freático coincidirá con el espejo de agua del Rio Sungaime. (Enero 2016).

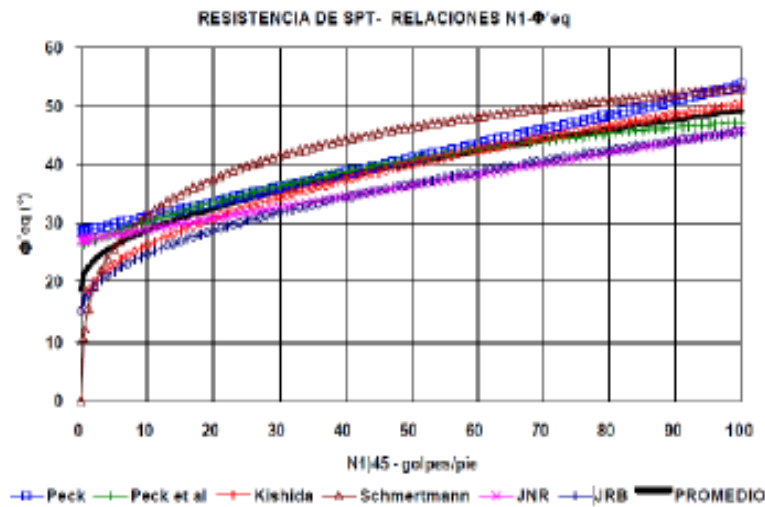
PERFIL ESTRATIGRAFICO

PROYECTO: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE SOBRE EL RIO SUNGAIME
 POZONAZ

ENSAYO DE PENETRACION
 ESTANDAR (S.P.T.)
 Numero de golpes por cada 30cm de penetracion



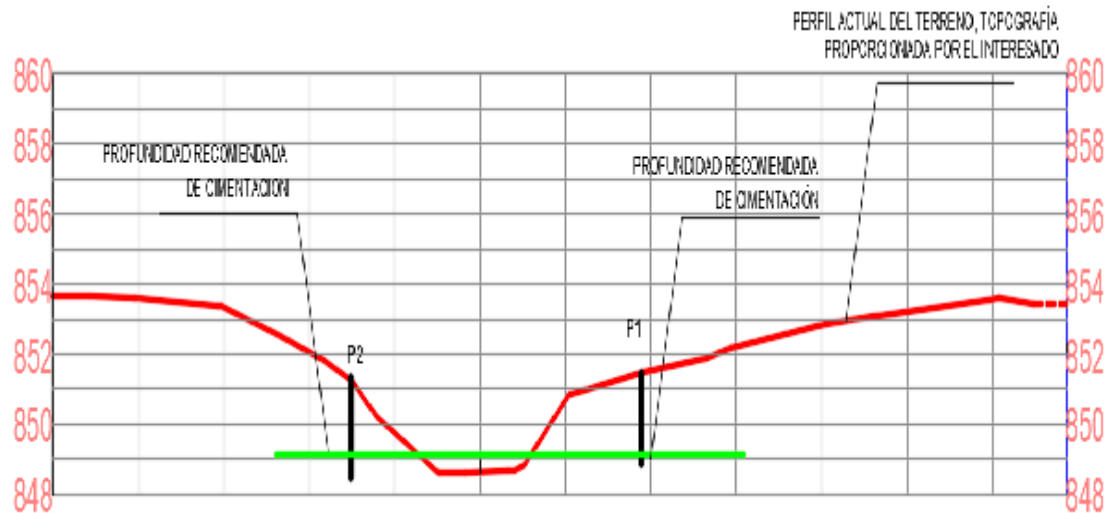
La compacidad de los materiales encontrados, por debajo de los 1.50 mtrs, evaluada mediante el número de golpes del ensayo SPT, presenta valores promedio de NSPT = 30, correlacionando este valor mediante el siguiente ábaco, obtenemos el valor del ángulo de fricción interna para el cálculo de la capacidad admisible.



Por la dureza de la subrasante estudiada, por el tipo de material encontrado, es probable que a profundidades superiores a las alcanzadas en los muestreos, tengamos las mismas características geotécnicas, situación que debe ser tomada en cuenta en lo referente equipos para las excavaciones, métodos constructivos y abatimiento del nivel freático.

Vale la pena indicar que se realizó varios intentos para realizar las perforaciones, puesto que se encontró boleos donde existe rechazo a la penetración.

En base a la estratigrafía descrita; a los ensayos in situ y de laboratorio realizados; al tipo de obra a construir; y a las condiciones morfológicas existentes en la zona, se puede afirmar que la profundidad adecuada para la cimentación de los estribos, vendrá definida por la valoración Hidrológica del Río. Con el fin de evitar efectos de socavación se recomienda que la profundidad de cimentación este mínimo en la cota 843.50 mtrs. (Dato referido de la topografía proporcionada por el interesado), de acuerdo al siguiente esquema:



7.- DETERMINACION DE LA CAPACIDAD SOPORTANTE Y DE SERVICIO

Al momento de escoger y diseñar un tipo determinado de cimentación, debemos tener presente que el tipo de cimentación escogido cumpla como mínimo las siguientes condiciones:

- o Transmitir al terreno las cargas de la estructura con deformaciones (asientos) tolerables, garantizando una seguridad suficiente frente a la rotura por hundimiento.
- o Poseer suficiente resistencia como elemento estructural.
- o Poseer suficiente resistencia respecto a la rotura por esfuerzo cortante
- o No resultar afectada por la eventual agresividad del terreno.
- o Estar lo suficientemente protegida frente a las modificaciones naturales o artificiales del entorno (cambios de volumen, variaciones de las condiciones de humedad, efectos dinámicos, excavaciones próximas, etc.)

Antes de proceder al cálculo de la capacidad soportante o capacidad de carga de un suelo para una cimentación, se debe tener presente de que la presión admisible, no solo depende de las características del suelo en que se apoye la



cimentación, por tanto la presión admisible calculada con esta ideología suele dar lugar a dimensionamientos conservadores de la estructura.

La solución dada por Brinch Hansen, y que se muestra en la siguiente ecuación, es la que abarca todos los parámetros a considerar en el diseño de una cimentación, y es considerada la ECUACION GENERAL DE CAPACIDAD DE CARGA

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma$$

donde :

q_u : capacidad de carga

c : cohesión

b : ancho de la cimentación.

γ : peso volumetrico del suelo.

N_c, N_q, N_γ : Factores dependen del ángulo de fricción del suelo

s_c, s_q, s_γ : Factores dependen de la forma del cimiento.

i_c, i_q, i_γ : Factores dependen de la Indinación de la carga actuante.

d_c, d_q, d_γ : Factores dependen de la Profundidad de cimentación.

g_c, g_q, g_γ : Factores dependen de la Indinación del terreno.

Sin embargo, previo a esa ecuación varios autores desarrollaron ecuaciones para el cálculo de capacidad de carga de suelos, entre ellos:

Ecuación de Terzaghi (1955):

La siguiente expresión es la que sugirió Terzaghi, y que es bastante utilizada por su sencillez y aceptación.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

Donde:

q_u : capacidad de carga

c : cohesión

γ : peso específico del suelo.

D_f : Profundidad de la cimentación.

$q = \gamma \cdot D_f$

b : ancho de la zapata



N_c, N_q, N_γ : Factores dependen del ángulo de fricción del suelo

s_c, s_γ : Factores dependen de la forma del cimiento.

	Corrida	circular	cuadrada
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

Se puede ver que Terzaghi solo usa factores de forma para los términos de cohesión (s_c) y peso del suelo (s_γ), y no considera factores de corrección por profundidad.

Ecuación de Meyerhof (1963):

Meyerhof propuso una fórmula para calcular la carga última parecida a la de Terzaghi. Las diferencias consisten en la introducción de nuevos coeficientes. Introdujo coeficientes de forma s_i y de profundidad d_i .

A continuación se presentan los factores de forma y profundidad tomados de Meyerhof, junto con la expresión de la fórmula.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Factores	Valor	para
Forma	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$	Cualquier ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Profundidad	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{L}$	Cualquier ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$

Donde $K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$; (B,L) = ancho y largo de la zapata.



Ecuación de Hansen (1970):

Es una extensión ulterior de la fórmula de Meyerhof; las extensiones consisten en la introducción de b_i que considera la eventual inclinación en la horizontal del nivel de cimentación y un factor g_i para terreno en pendiente. La fórmula de Hansen vale para cualquier relación D/B , ya sean cimentaciones superficiales o profundas; sin embargo el mismo autor introdujo algunos coeficientes para poder interpretar mejor el comportamiento real de la cimentación; sin éstos, de hecho, se tendría un aumento demasiado fuerte de la carga última con la profundidad.

Factores de forma	Factores de profundidad
$s_c' = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad \phi = 0^\circ$	$d_c' = 0.4k \quad \phi = 0^\circ$
$s_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_c = 1.0$ para zapatas corridas	$k = \frac{D_f}{B}$ para $\frac{D_f}{B} \leq 1$
	$k = \arctan\left(\frac{D_f}{B}\right)$ para $\frac{D_f}{B} > 1$
	(k en radianes)
$s_q = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin\phi$ para todo ϕ	$d_q = 1 + 2 \tan\phi(1 - \sin\phi)^2 k$
$s_y = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	$d_y = 1.0$ para todo ϕ

B' y L' denotan dimensiones basales "efectivas".

Los valores anteriores son consistentes solo para cargas verticales

Ecuación de Vesic (1975)

La fórmula de Vesic es análoga a la fórmula de Hansen, con N_q y N_c como en la fórmula de Meyerhof y N_g como se indica a continuación:

$$N_g = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$$



Los factores de forma y de profundidad que aparecen en las fórmulas del cálculo de la capacidad portante son iguales a los propuestos por Hansen; en cambio se dan algunas diferencias en los factores de inclinación de la carga, del terreno (cimentación en talud) y del plano de cimentación (base inclinada).

En el presente informe se ha considerado la Ecuación planteada por Terzaghi.

Se ha asumido un factor de seguridad que se incrementa en 2 unidades por cada 1.0 metro de profundidad, con el objeto de contemplar la mayor influencia que las cargas, transmitidas al suelo por las zapatas a diseñar, ejercerán sobre los estratos más profundos, produciendo asentamientos elásticos de mayor magnitud.

Además de ello, por la profundidad prevista de cimentación y la probable presencia del nivel freático, se ha considerado el hecho que ésta subrasante ante la presencia de flujos de agua, es propensa al reacondo de las partículas del suelo y por ende se generara cambios en la compacidad del suelo.

Calculo de la Tensión admisible, Terzaghi

Condiciones drenadas sobrasante

En una fórmula general de Terzaghi
(condiciones drenadas):

$$q_u = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

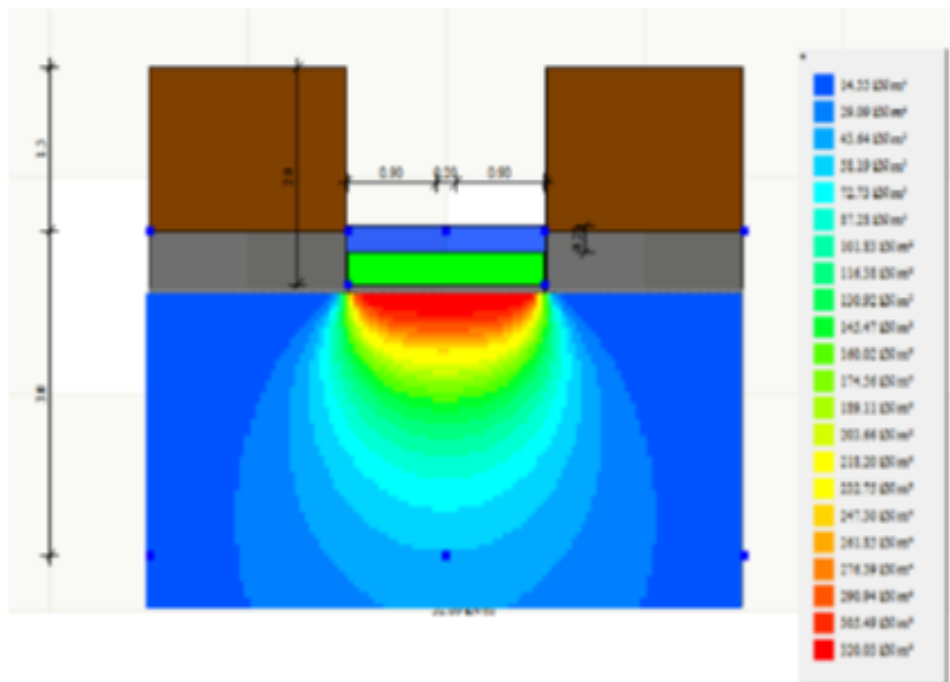
$$q_{adm} = \frac{q_u}{F}$$

Ángulo rozamiento interno ϕ :	32°	32°	
Peso específico suelo, γ :	1.85 g/cm ³	0.0019 kg/cm ³	
Profundidad cimentación, D:	2.00 m	200 cm	
Tensión vertical, q:		0.37 kg/cm ²	
Cohesión, c:	0.00 km ²	0.00 kg/cm ²	
Factor de seguridad, F:	4.00	4	
Ancho cimentación, B:	2.00 m	200 cm	
Factores capacidad carga	N_c		34.04
	N_q		21.86
	N_γ		25.57

$q_{adm} \cdot F$	8.20	kg/cm ²
-------------------	------	--------------------



A continuación se muestra la variación de las presiones bajo la zapata, considerando un ancho de zapata de $B=2.00$ mtr.



Determinación de Asentamientos.-

El criterio básico para el proyecto de una cimentación es que el asentamiento no debe superar un cierto valor admisible que depende del tipo de estructura. El asentamiento que una estructura puede tolerar (asentamiento admisible), depende de factores como el tipo, la forma, situación y finalidad de la estructura a soportar, así como la forma, velocidad, causa y origen del asentamiento.

Con objeto de asegurar que se cumpla este criterio básico, se debe realizar dos consideraciones:

En primer lugar, para cualquier cimentación existe un cierto valor de la presión aplicada para la cual los asentamientos comienzan a ser muy grandes y difíciles de calcular; dicho valor se denomina capacidad de carga o capacidad portante. La cimentación debe proyectarse de forma que la presión real aplicada sea inferior a la capacidad de carga, con un margen de seguridad suficiente para cubrir las



incertidumbres en la estimación de las presiones sobre el terreno y de la propia capacidad de carga.

En segundo lugar, después de determinar la capacidad de carga y asegurar que es superior a la presión aplicada por la estructura, con un margen de seguridad adecuado, se debe estimar el asentamiento que se producirá bajo la carga aplicada, comparando su valor con el límite admisible.

Los asentamientos totales en el subsuelo están divididos básicamente en tres componentes; iniciales, consolidación primaria y secundaria (flujo plástico o creep), $p_t = p_i + p_c + p_{sc}$

Para el cálculo de asentamientos iniciales (elásticos) se utilizó la siguiente expresión para cimientos flexibles, dadas por Scheilcher (1926):

<p>Esquina :</p> $s = q \cdot b \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_\nu$ <p>Centro :</p> $s = 2 \cdot q \cdot b \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_\nu$ <p>Valor medio :</p> $s = s(\text{centro}) \cdot 0.848$
--

donde:

q: es la presión de contacto

B: ancho de la zapata

μ : coeficiente de Poisson

E: módulo de elasticidad del suelo

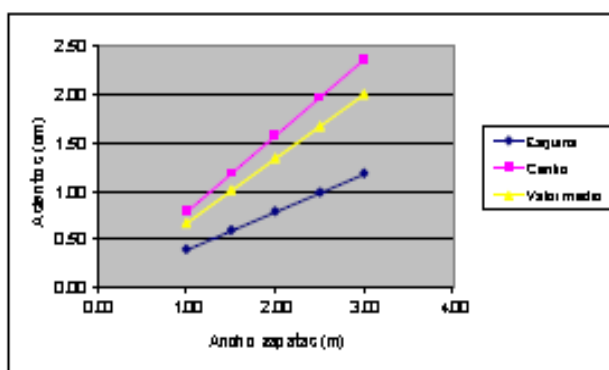
α : factor que dependen de L/B



Cálculo de asentamientos Cimentaciones flexibles, Böhlecher (1928)

Carga admisible (Q):	3.20 kg/cm ²	3.20 kg/cm ²
Módulo de Young (E):	400 kg/cm ²	400 kg/cm ²
Coefficiente de Poisson (ν):	0.36	0.36
Factor de seguridad:	1.00	1.00

Capata		Asentamiento con carga flexible					
Ancho (m)	Largo (m)	m	lp	Esquina (cm)	Centro (cm)	Valor medio (cm)	Carga total (T)
1.00	1.00	1.00	0.68	0.59	0.79	0.67	32.00
1.60	1.60	1.00	0.68	0.99	1.18	1.00	72.00
2.00	2.00	1.00	0.68	0.79	1.58	1.34	128.00
2.60	2.60	1.00	0.68	0.98	1.97	1.67	208.00
3.00	3.00	1.00	0.68	1.18	2.36	2.00	288.00



Teniendo en consideración el tipo de estructura a cimentar, y al factor de seguridad considerado los asentamientos por consolidación posterior al período de construcción de la obra serán tolerables.

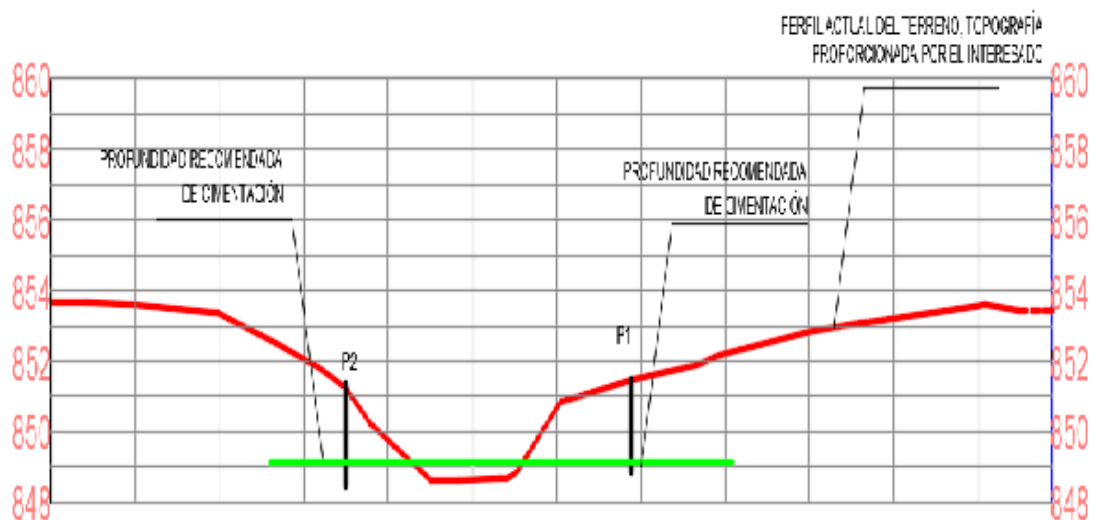
8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Básicamente por debajo de 1.50 mtrs; el suelo del proyecto en el área estudiada está constituido por un estrato de suelos granulares, con boleos de variada dimensión y gravas, cementados con una matriz limo-arenosa. Desde el punto de vista geotécnico la subrasante natural del proyecto está constituido por suelos que constituyen una subrasante muy compacta y de muy buenas características.
- Al tener una subrasante con buenas características geomecánicas, la profundidad adecuada para la cimentación de los estribos, vendrá mas bien

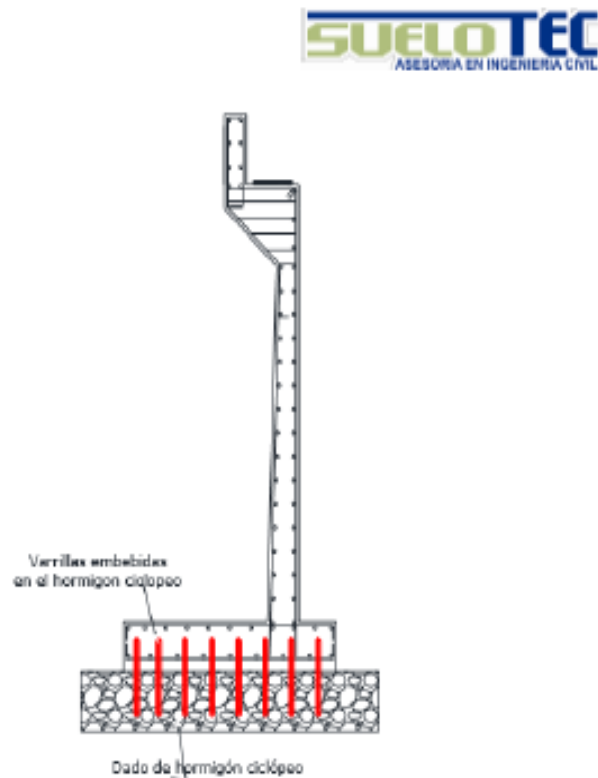


definida por la valoración Hidrológica del Río, verificando que no se presenten efectos de socavación en los estribos. Se recomienda que la profundidad de cimentación esté mínimo en la cota 843.50 mtrs. (Dato referido de la topografía proporcionada por el interesado), de acuerdo al siguiente esquema:

Se verificara también que los estribos cumplan los requisitos de factor de seguridad al Volcamiento, Deslizamiento, Capacidad de Carga y Fallo por Estabilidad en la base.



- Debajo de los estribos se recomienda fundir un dado de hormigón ciclópeo (60% hormigón de 180Kg/cm² ,40% piedra) en un espesor de 30cm., previo a la fundición de los estribos. El dado deberá tener una sección un poco mayor a la dimensión de la zapata del estribo, se deberá dejar varillas de hierro embebidas en el hormigón ciclópeo para anclaje de la zapata. (el diámetro y separación de las varillas vendrá definido en el cálculo estructural). A continuación se presenta un esquema de lo descrito.



- Para efectos de diseño de los estribos, muros de contención o pantallas de sostenimiento se recomienda sustituir el material detrás de los estribos, en una longitud mínima de 2.00 metros por detrás del muro, por material de préstamo con las siguientes características:

Requisitos de graduación

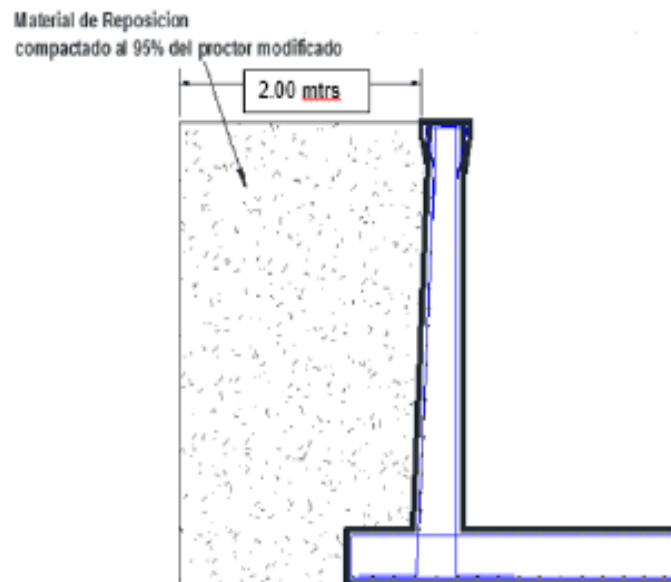
Tamiz	% que pasa
3"	100%
No. 4	40-90
No. 200	0-20

- ✓ LL (Limite Líquido) < 35
- ✓ IP (Índice de Plasticidad) < 12,
- ✓ ϕ mayor a 36°
- ✓ mayor a 1950 Kg/cm²

Este material deberá ser compactado en capas no mayores de 25cm., El porcentaje de compactación a exigir será mayor de 95% con relación al establecido



en laboratorio mediante ensayo AASHO T-180D. A continuación se presenta un esquema de lo descrito.



- Para el cálculo de los estribos se deberá controlar: Volcamiento, Deslizamiento, Capacidad de Carga en la zapata y Fallo por Estabilidad en la base.
- Deberá transcurrir el menor tiempo posible entre los procesos de excavación y construcción de las cimentaciones, con el fin de evitar la exposición prolongada de las excavaciones a la acción del ambiente.
- En todas las excavaciones se deberá tener especial precaución y se deberá dar el sostenimiento y apuntalamiento adecuado para evitar inconvenientes con el personal, además se deberá evaluar y monitorear paso a paso el proceso constructivo.
- Se deberá tener control técnico adecuado en el proceso constructivo, para que en caso que se presente heterogeneidad en la estratigrafía de las excavaciones, se tome las medidas adecuadas en caso de encontrar zonas de suelos blandos o



cambios de estratos y se deberá ratificar o rectificar los valores calculados de capacidad portante.

- Al momento de la ejecución del proyecto se deberá escoger el método más adecuado para abatir el nivel freático ya sea mediante bombeo y/o pozos o zanjas auxiliares, y/o cualquier otro método de abatimiento del nivel freático, para tener las excavaciones sin agua, para los procesos de fundición de los estribos del puente.

Sucua, Enero de 2015

**ING. RODRIGO PESANTEZ L.
CONSULTOR**



ANEXOS



Panel Fotográfico

POZO P1





POZO P2



ANEXO 6 fy del acero según norma ASTM A588

CAPITULO 2

PROPIEDADES DEL ACERO USADO EN LAMINADO EN FRIO**2.1 COMENTARIOS GENERALES**

Las propiedades mecánicas del material constitutivo juegan un papel preponderante en el comportamiento de miembros estructurales y el diseñador debe estar familiarizado con dichas propiedades para los diversos tipos de acero que se usan para fabricar los perfiles laminados en frío.

Las especificaciones del AISI 1996 hacen referencia expresa a los tipos de acero reconocidos para su uso en perfiles laminados en frío, así como las características de ductilidad y otras propiedades que deben cumplir los aceros no reconocidos por la especificación.

2.2 ACEROS ESTRUCTURALES RECONOCIDOS

Las especificaciones del AISI 1996, Sección A3.1, reconocen los siguientes 14 tipos de acero de la Sociedad Americana de Pruebas y Materiales o ASTM (por sus siglas del inglés: "American Society for Testing and Materials"):

1. ASTM A36/A36M, Acero Estructural de Carbono.
2. ASTM A242/A242M, Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación.
3. ASTM A283/A283M, Placas de Acero de Carbono de Resistencia a la Tensión Baja e Intermedia.
4. ASTM A500, Tubulares Estructurales Redondos y de Otros Perfiles Laminados en Frío de Acero de Carbono.
5. ASTM A529/A529M, Acero de Calidad Estructural de Manganeso y Carbono de Alta Resistencia.
6. ASTM A570/A570M, Acero de Calidad Estructural de Carbono para Láminas y Cintas Laminadas en Caliente.
7. ASTM A572/A572M, Acero Estructural de Columbium y Vanadio de Alta Resistencia y Baja Aleación.
8. ASTM A588/A588M, Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación con Esfuerzo de Fluencia Mínimo de 50 ksi (3514 kg/cm²) y espesor hasta 4 plg. (100 mm).
9. ASTM A606, Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación para Láminas y Cintas Laminadas en Caliente y en Frío con Resistencia Mejorada a la Corrosión Atmosférica.
10. ASTM A607, Acero Estructural de Columbium o Vanadio, o ambos, de Alta Resistencia y Baja Aleación para Láminas y Cintas Formadas en Caliente y en Frío.
11. ASTM A611 (Grados A, B, C y D), Acero Estructural (SS, abreviación del inglés "Structural Steel") de Carbono para Láminas Formadas en Frío.
12. ASTM A653/A653M (SS, Grados 33, 37, 40 y 50 Clase 1 y Clase 3; Alta Resistencia y Baja Aleación Tipos A y B, Grados 50, 60, 70 y 80), Láminas de Acero con Recubrimiento de Zinc (Galvanizado) o con Recubrimiento de Aleación Zinc-Hierro realizado por medio del Proceso de Inmersión en Caliente (Galvanizado y Endurecido).
13. ASTM A715 (Grados 50, 60, 70 y 80), Acero de Alta Resistencia y Baja Aleación para Láminas y Cintas Formadas en Caliente y de Acero de Alta Resistencia y Baja Aleación para Láminas y Cintas Formadas en Frío con Propiedades Mejoradas de Formabilidad.
14. ASTM A792/A792M (Grados 33, 37, 40 y 50A), Láminas de Acero con Recubrimiento de Aleación 55% Aluminio-Zinc realizado por medio del Proceso de Inmersión en Caliente.

Las propiedades mecánicas relevantes de los 14 tipos de acero especificados se ilustran en la Tabla 2.1.

Fuente:

ftp://soporte.uson.mx/PUBLICO/04_INGENIERIA%20CIVIL/ACERO%202/Texto%20Laminados%20en%20Frio/CAPITULO2.PDF

ANEXO 7 Vigas IPN



PERFILES LAMINADOS IPN



Especificaciones Generales

Calidad: ASTM A 36 / ENS 235 JR / EN10025
 ASTM A 572 / ENS 275 JR / EN10025
 Otras calidades: Previa consulta
 Largo normal: 6,00mts y 12,00mts
 Otros largos: Previa consulta
 Acabado: Natural
 Otro acabado: Previa Consulta



Nomenclatura

- h= Pátin
- b= Ala
- t= Espesor Alma
- e= Espesor Ala
- R= Radio Giro Ala
- R1= Radio Giro Ala

Propiedades Mecánicas			
Resistencia Mecánica		Punto fluencia	
Kg/mm2	Mpa	Kg/mm2	Mpa
37 - 52	370 - 520	24	235

Denominación	Dimensiones						Propiedades					
	h	b	t	e	R	R1	Área Sección	Pesos	Inercia (cm4)		Módulo Resistencia (cm3) Sección	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm2	kg/mts	Eje X-X	Eje Y-Y	Eje X-X	Eje Y-Y
IPN 80	80	42	3,90	5,90	30,90	2,30	7,58	5,95	77	5,29	19,50	3,00
IPN 100	100	50	4,50	6,80	4,50	2,70	10,60	8,32	171	12,20	34,20	4,88
IPN 120	120	58	5,10	7,70	5,10	3,10	14,20	11,20	328	21,50	54,70	7,41
IPN 140	140	66	5,70	8,60	5,70	3,40	18,30	14,40	573	35,20	81,90	10,70
IPN 160	160	74	6,30	9,50	6,30	3,80	22,80	17,90	935	54,70	117,00	14,80
IPN 180	180	82	6,90	10,40	6,90	4,10	27,90	21,90	1450	81,30	161,00	19,80
IPN 200	200	90	7,50	11,30	7,50	4,50	33,50	26,30	2140	117,00	214,00	26,00
IPN 220	220	98	8,10	12,20	8,10	4,90	39,60	31,10	3060	162,00	278,00	33,10
IPN 240	240	106	8,70	13,10	8,70	5,20	46,10	36,20	4250	221,00	354,00	41,70
IPN 260	260	113	9,40	14,10	9,40	5,60	53,40	41,90	5740	288,00	442,00	51,00
IPN 300	300	125	10,80	16,20	10,80	6,50	69,10	54,20	9800	451,00	663,00	72,20
IPN 340	340	137	12,20	18,30	12,20	7,30	86,80	68,10	15700	647,00	923,00	98,40
IPN 380	380	143	13,00	19,50	13,00	7,80	97,10	76,20	19610	818,00	1090,00	114,00
IPN 400	400	155	14,40	21,60	14,40	8,80	118,00	92,60	29210	1160,00	1460,00	148,00
IPN 450	450	170	16,20	24,30	16,20	9,70	147,00	115,00	45850	1730,00	2040,00	203,00
IPN 500	500	185	18,00	27,00	18,00	10,80	180,00	141,00	68740	2480,00	2750,00	268,00
IPN 550	550	200	19,00	30,00	19,00	11,90	213,00	167,00	99180	3480,00	3610,00	349,00

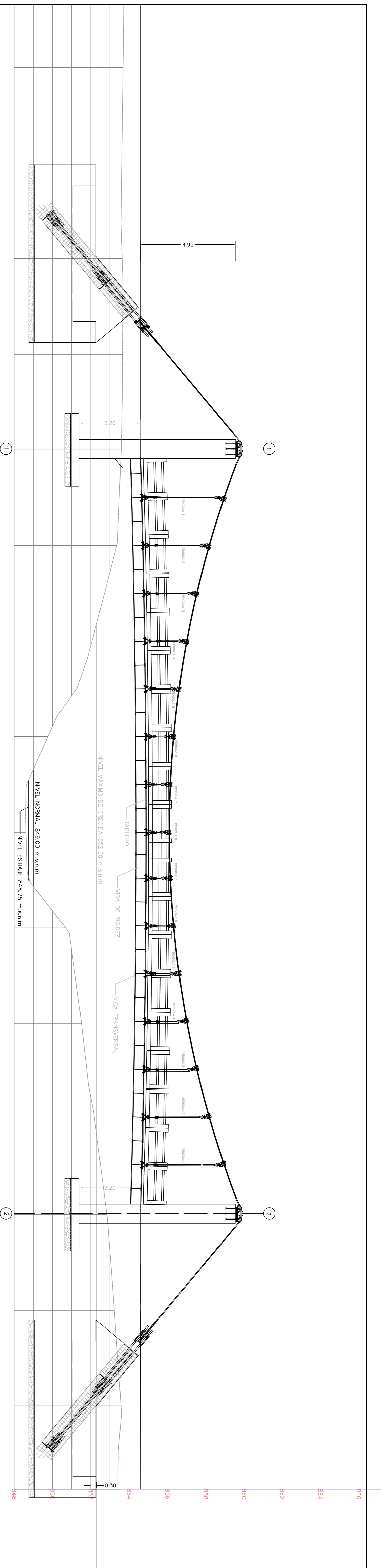
VIGAS

Fuente: <http://www.sabimet.com/CATALOGO%20DE%20PRODUCTOS%20SABIMET.pdf>

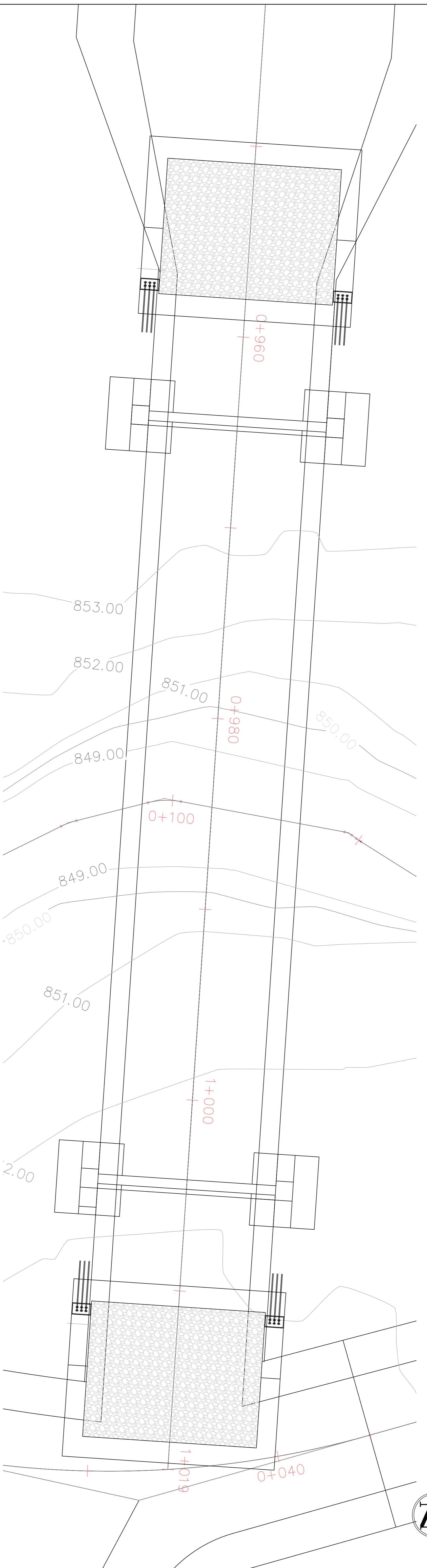
ANEXO 8 Coeficientes de fricción del hormigón

COEFICIENTES DE FRICCIÓN ENTRE SUELO Y CONCRETO	
Concreto o mampostería contra arena limosa media a gruesa, grava limosa	$\mu=0.55$
Concreto o mampostería contra grava limpia, arena gruesa	$\mu=0.45$
Limo no plástico	$\mu=0.35$
Roca sólida sana	$\mu=0.60$

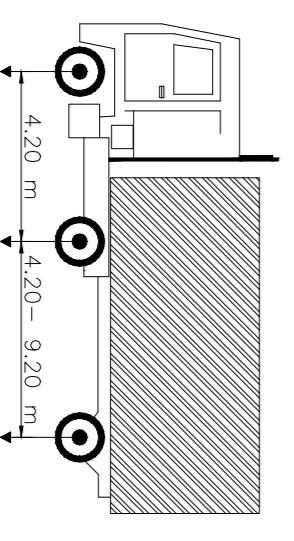
Fuente: <http://es.slideshare.net/marlenialiaga/muros-de-contension>



ELEVACIÓN GENERAL DE PUENTE
ESCALA 1:100



PLANTA GENERAL DE PUENTE
ESCALA 1:100



CAMION TIPO HL-93
ESCALA 5/8

- PROCESO CONSTRUCTIVO**
- 1.- EXCAVACION PARA TORRES Y CAJONES DE ANCLAJE
 - 2.- CONSTRUCCION DE CIMENTACION PARA CAJONES DE ANCLAJE
 - 3.- CONSTRUCCION DE CIMENTACION PARA TORRES
 - 4.- CONSTRUCCION DE CAJONES DE ANCLAJE
 - 5.- CONSTRUCCION DE TORRES HASTA EL NIVEL 534.500 msnm
 - 6.- COLOCACION DE CABLES PRINCIPALES Y PENOLAS
 - 7.- LANZAMIENTO EN SECUENCIA DE LAS DOVELAS 1-7, CON SISTEMA DE LANZAMIENTO CON TELEFERRO
 - 8.- FUNDICION DE TABLERO DE HORMIGON ARMADO CON PLACA COLABORANTE.
 - 9.- AFIJAMIENTO DE TENSIONES EN LOS CABLES, PENOLAS Y DEFORMACIONES EN TABLERO.
 - 10.- ACABADOS DEL PUENTE(PASAMANOS, POSTES)

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE COLGANTE CARROZABLE SOBRE EL RIO SINGAMBE PERTENECIENTE A LA PARROQUIA SUCÚA, CANTÓN SUCÚA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO.

ESCALA LAS INDICADAS

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE QUINCA
CONSEJO ESTUDIANTIL ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

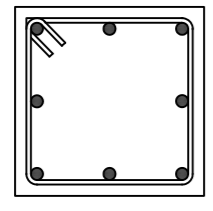
DIS. Edison Palomeque
DIB. Edison Palomeque
REV. Ing. Juan Solís MSC

Ing. Rubén Cede
Director de Departamento de Obras Públicas

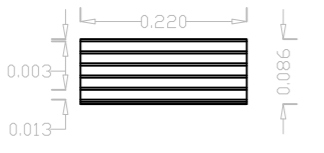
CONTIENE: PLANIFICACION - ELEVACION Y PROCESO CONSTRUCTIVO

ABRIL/2016

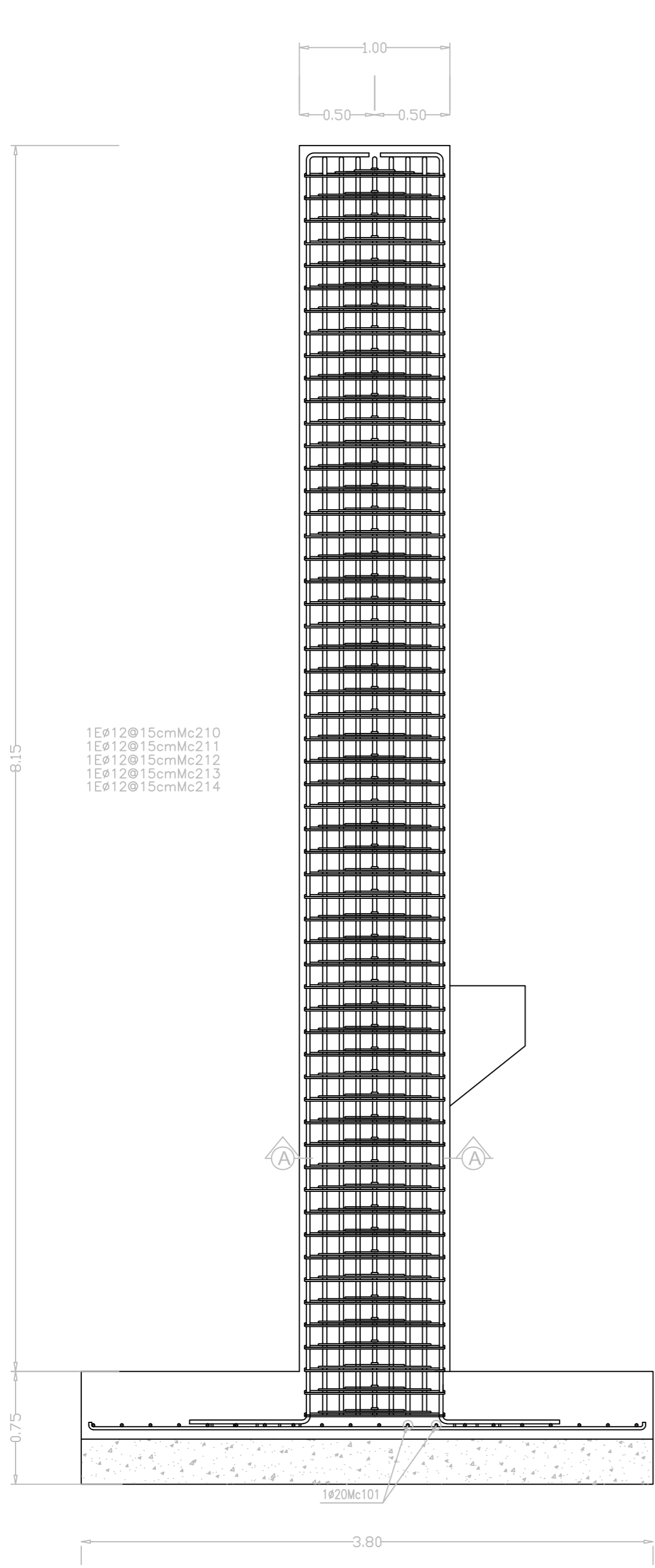
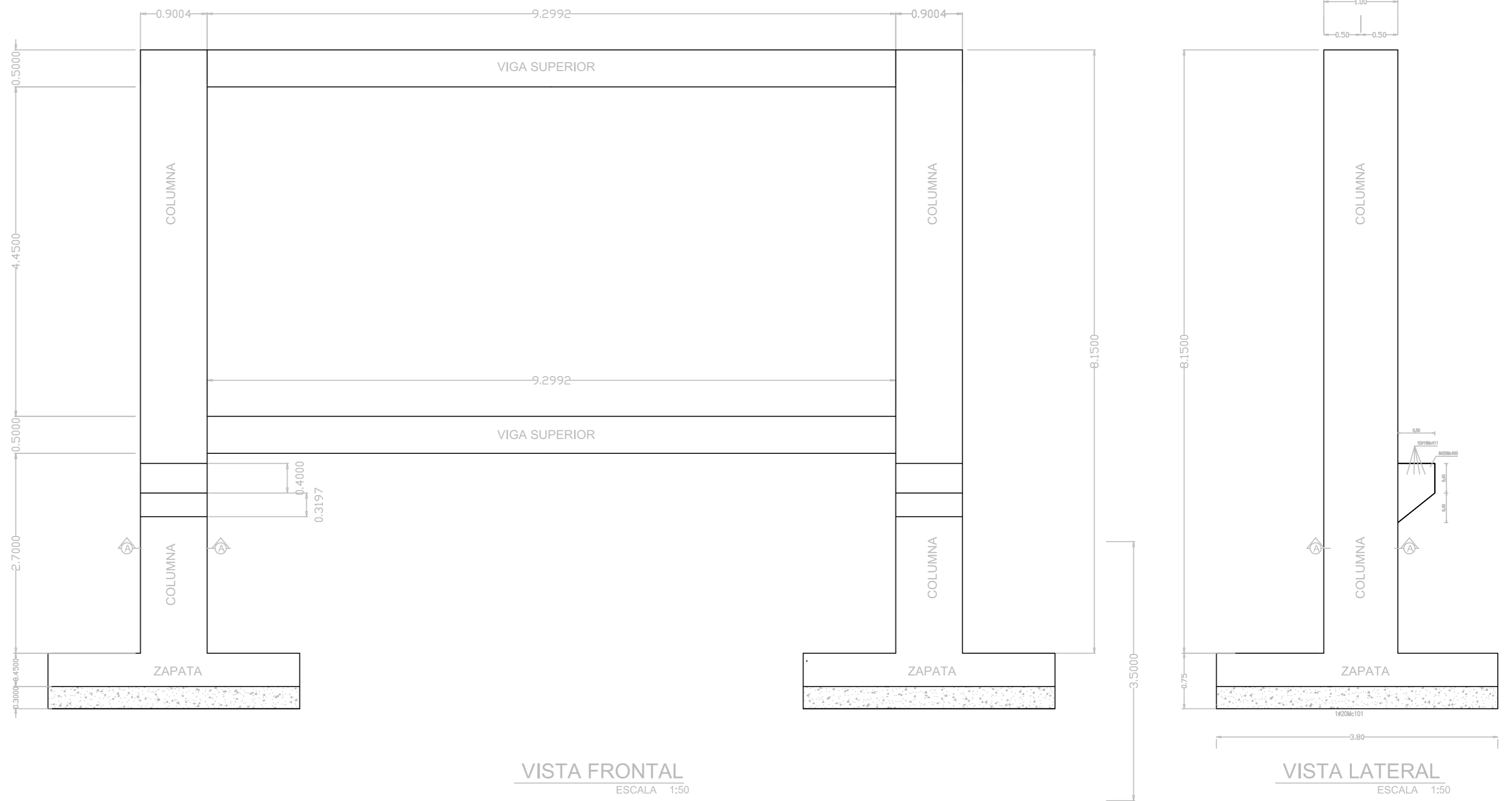
D.C. - HOJA 1 DE 8



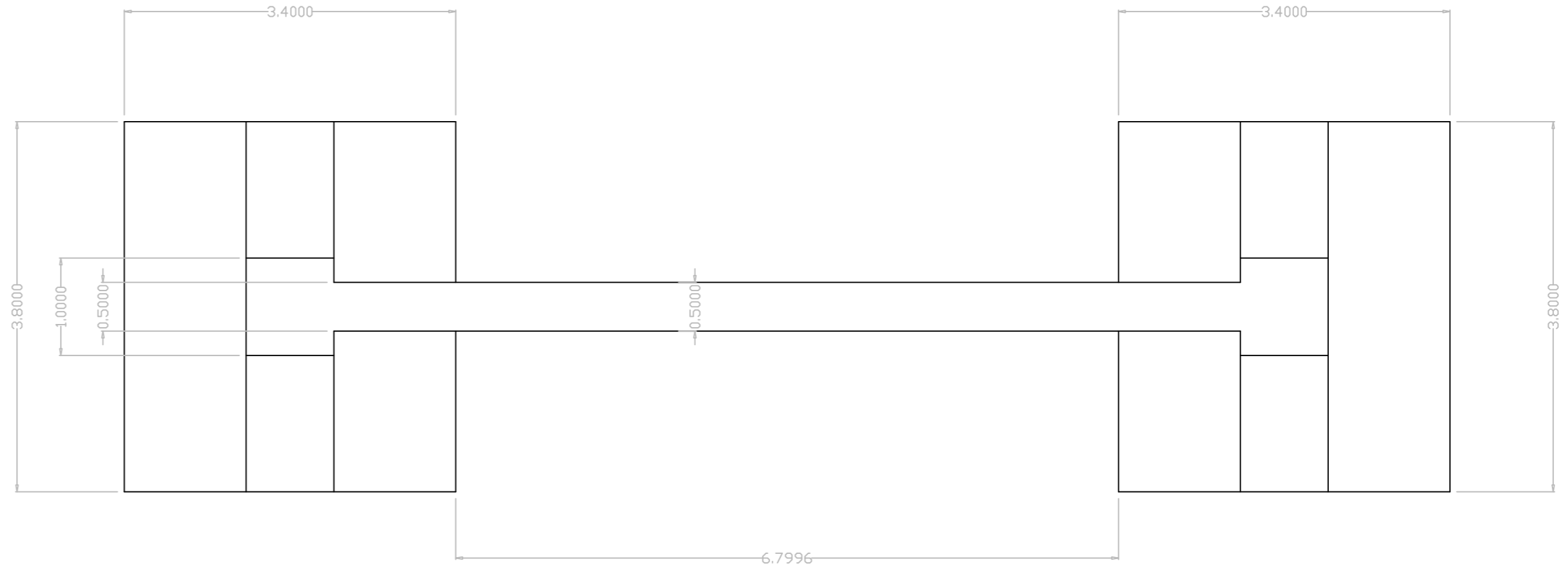
● 3ø28Mc201
● 1ø28Mc203
● 3ø28Mc204
● 1ø28Mc205
=1Eø12@15cmMc210
CORTE VIGA B-B
ESCALA 1:20



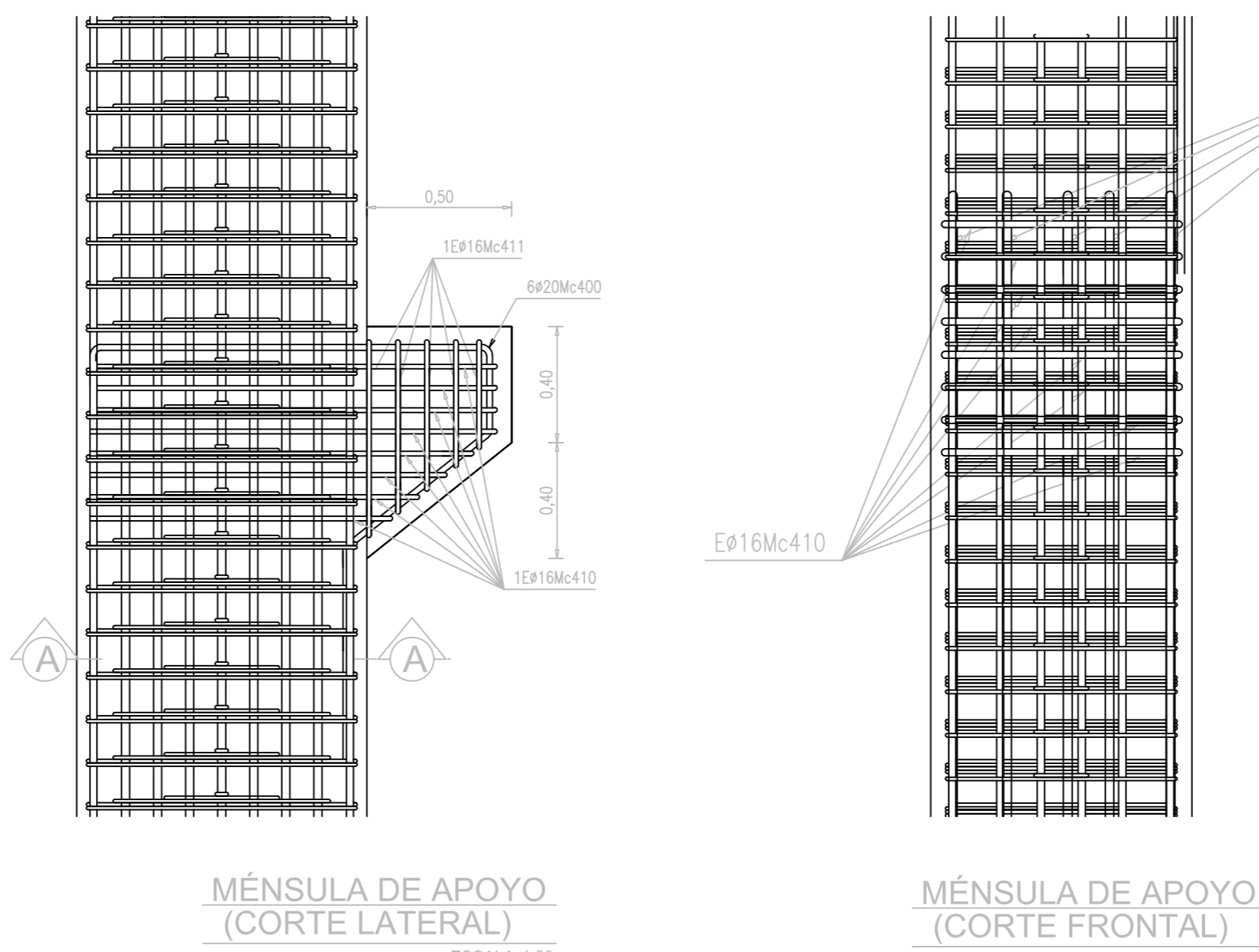
VISTA LATERAL DE ELASTÓMERO
ESCALA 1:10



DETALLE DE ARMADO DE COLUMNA DE TORRE (CORTE LATERAL)
ESCALA 1:30

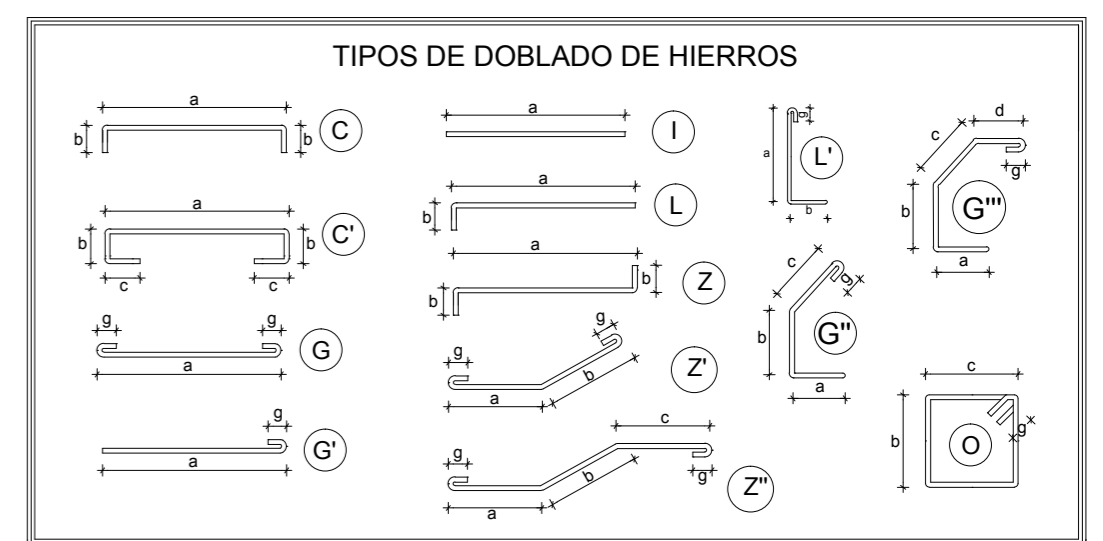


VISTA EN PLANTA
ESCALA 1:50



MÉNSULA DE APOYO (CORTE LATERAL)
ESCALA 1:20

MÉNSULA DE APOYO (CORTE FRONTAL)
ESCALA 1:20



RESUMEN DE HIERRO EN LAMINA

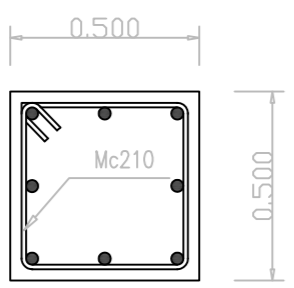
GENERALIDADES: EL DISEÑO DEL HORMIGON ARMADO CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CODIGO ACI-318-99. EL DISEÑO DEL ACERO ESTRUCTURAL CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CODIGO AISI-LRFD-93. LOS DETALLE QUE AQUI NO CONSTAN SE DEBERAN REGIR POR DICHO CODIGO.

NOTA: Las dimensiones prevalecen sobre el dibujo

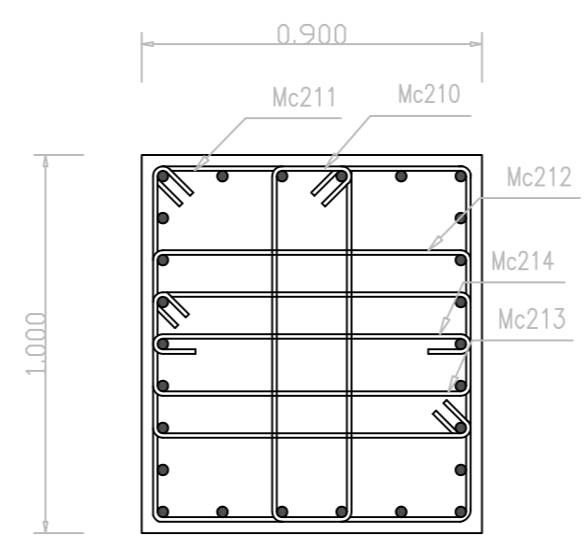
TRASLAPES		RECUBRIMIENTOS	
DIAMETRO	LONGITUD	ELEMENTOS	cm.
mm	cm	COLUMNAS	5.0
10	40	VIGAS	5.0
12	50	CIMENTACIONES	5.0
14	55	LOSAS	3.0
16	65	CONTACT. AGUA	5.0
18	75		
20	80	ALIVIANAMIENTOS	
22	90	15 x 20 x 40	
25	100	15 x 20 x 40	
32	120	20 x 20 x 40	

HORMIGON Fc = 240 Kg/cm² | VOLUMEN TOTAL: 0.000 m³
PERFIL ESTRUCTURAL A588 | PESO TOTAL: 0.000 Kg

- ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES:**
- EL HORMIGON DEBERA TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS DE EDAD F_c = 240 Kg/cm².
 - EL ACERO DEBERA TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA F_y = 4200 Kg/cm², ADEMAS EL ACERO DE LA ESTRUCTURA METALICA SERA A588.
 - LOS NIVELES MINIMOS DE CIMENTACION SERAN LOS INDICADOS EN LOS PLANOS.
 - LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO, SEGUN ESTUDIO DE SUELOS, ES 12 T/m², PARTICULAR QUE SERA OBLIGACION DEL CONSTRUCTOR. VERIFICAR QUE SE CUMPLA EN EL SITIO.
 - CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACION ESTRUCTURAL SERA CONSULTADO CON EL CALCULISTA.
- NOTA: LOS ACEROS DE REFUERZO INDICADOS EN LA PRESENTE LAMINA SE PLANILLAN EN LA LAMINA 3/14 "DETALLES CONSTRUCTIVOS DE TORRES".



● 3ø28Mc201
● 1ø28Mc203
● 3ø28Mc204
● 1ø28Mc205
=1Eø12@15cmMc210
CORTE VIGA B-B
ESCALA 1:10



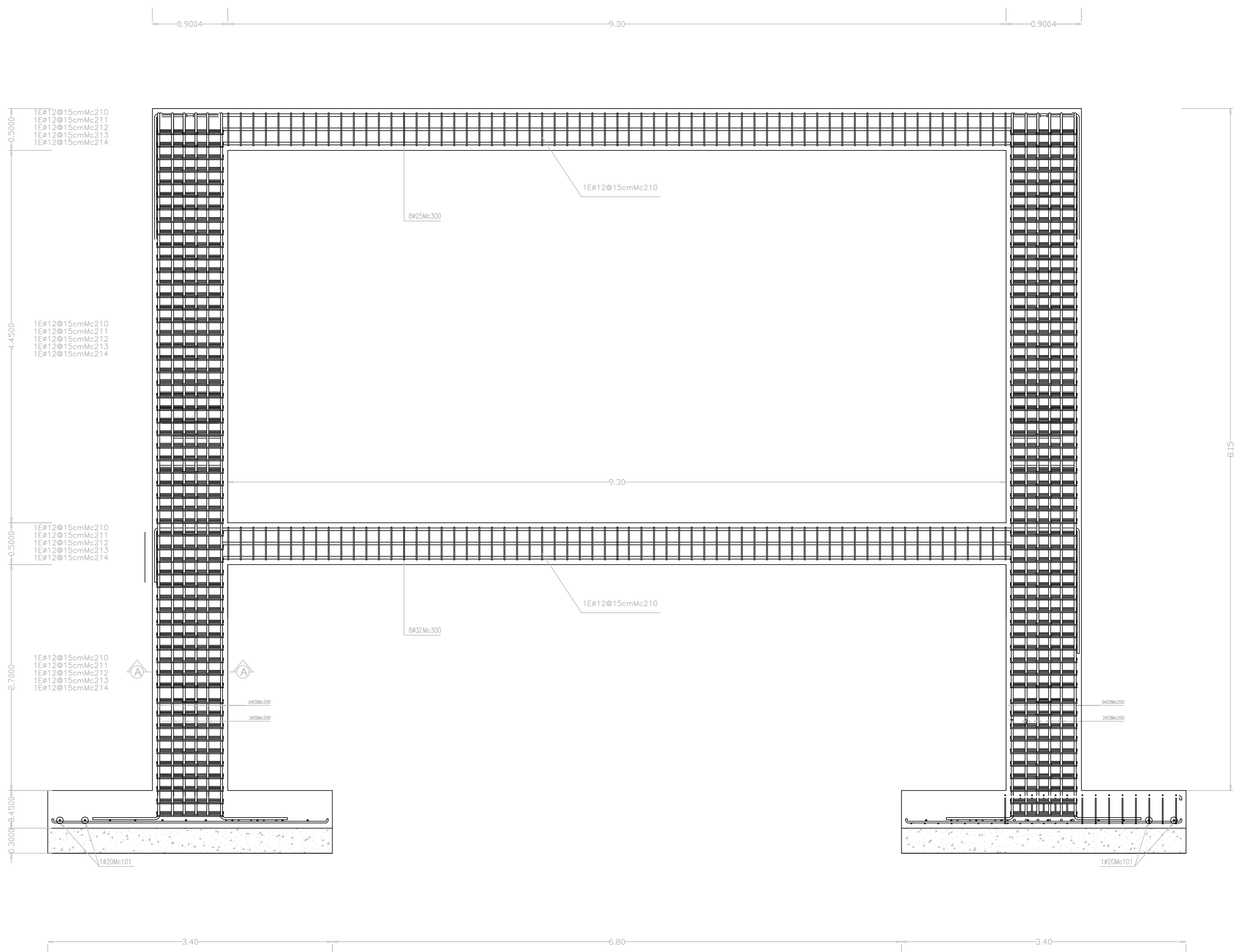
● 1ø28Mc201
● 1ø28Mc203
● 1ø28Mc204
● 1ø28Mc205
=1Eø12@15cmMc210
=1Eø12@15cmMc211
=1Eø12@15cmMc212
=1Eø12@15cmMc213
=1Eø12@15cmMc214
CORTE COLUMNA A-A
ESCALA 1:20

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE COLGANTE CARROZABLE SOBRE EL RÍO SUNGAIME, PERTENECIENTE A LA PARROQUIA SUCÚA, CANTÓN SUCÚA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO.

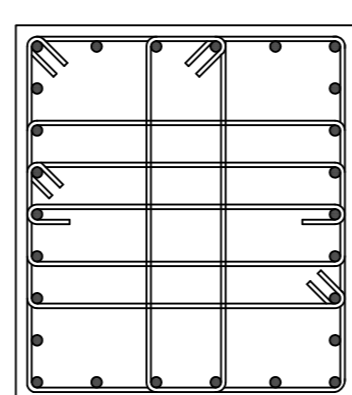
ESCALA: LAS INDICADAS

DIS. Edison Palomeque
DIB. Edison Palomeque
REV. Ing. Juan Solá MsC

Ing. Rubén Calle
Director de Departamento de Obras Públicas



DETALLE DE ARMADO DE COLUMNA DE TORRE (CORTE FRONTAL)
ESCALA 1:30



CORTE COLUMNA A-A
ESCALA 1:20

PLANILLA DE HIERROS										
ACERO CORRUGADO										
Mc	Tipo	φ	N°	Dimensiones					Long. Total	Obs.
				a	b	c	d	g		
CIMENTACION DE TORRES										
100	C	20	20	3,3	2 X 0.05					68
101	C	20	22	3,7	2 X 0.05					83,6
COLUMNAS DE TORRES										
200	L	28	52	8,495	1 X 0.80					483,34
210	O	12	112		2X0.16	2X 0.88		2X0.10		367,36
211	O	12	112		2X0.78	2X0.89		2X0.10		367,36
212	O	12	112		2X0.78	2X0.44		2X0.10		367,36
213	O	12	112		2X0.78	2X0.22		2X0.10		367,36
214	G	12	112	0,78				2X0.10		440.00
VIGAS DE TORRES										
300	C	32	8	11,05	2X0.60					98
310	O	12	63	1,6	2X0.08					110,88
MENSULAS DE APOYO										
400	C	20	24	1,70	1 X 1.57	1 X 0.30	1.00			109,68
410	O	16	32		2 x Var b	2 X 0.68		2 X 0.10		83,84
411	O	16	20		3 x Var b	2 X 0.71		2X0.10		92,4

TIPOS DE DOBLADO DE HIERROS

RESUMEN DE HIERRO EN LAMINAS

LONG. COME	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES	GENERALIDADES: EL DISEÑO DEL HORMIGON ARMADO CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CODIGO ACI-318-99, EL DISEÑO DEL ACERO ESTRUCTURAL CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CODIGO AISC-LRFD-88. LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN SE DEBERAN REGIR POR DICHO CODIGO.
6.00	8 10 12 14 16 18 20 22 25 28	
9.00		
12.00		
Kg	10396 278 5084 4270 4527	
ACERO fy = 4200 Kg/cm ²	PESO TOTAL = 34556 Kg	NOTA: Las dimensiones prevalecen sobre el dibujo.

TRASLAPES		RECUBRIMIENTOS	
DIAMETRO	LONGITUD	ELEMENTOS	cm.
mm	cm	COLUMNAS	3.0
10	40	VIGAS	3.0
12	50	COMENTACIONES	7.5
14	55	LOSAS	
16	65	CONTAC. AGUA	
18	75		
20	80	ALIVIANAMIENTOS	
22	90	10 x 20 x 40	
25	100	15 x 20 x 40	
32	120	20 x 20 x 40	

HORMIGON Fc = 280 Kg/cm²
PERFIL ESTRUCTURAL A368

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES:

- EL HORMIGON DEBERA TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS DE EDAD Fc = 240 Kg/cm².
- EL ACERO DEBERA TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA FY=4200 Kg/cm². ADEMAS EL ACERO DE LA ESTRUCTURA METALICA SERA A588.
- LOS NIVELES MINIMOS DE CIMENTACION SERAN LOS INDICADOS EN LOS PLANOS.
- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO, SEGUN ESTUDIO DE SUELOS, ES 12 T/m², PARTICULAR QUE SERA OBLIGACION DEL CONSTRUCTOR, VERIFICAR QUE SE CUMPLA EN EL SITIO.
- CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACION ESTRUCTURAL SERA CONSULTADO CON EL CALCULISTA.

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE COLGANTE CARROZABLE SOBRE EL RÍO SUNGAIME, PERTENECIENTE A LA PARROQUIA SUCÚA, CANTÓN SUCÚA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO.

ESCALA LAS INDICADAS

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
CONSEJO EDUCATIVO AL SERVIDOR DEL PUEBLO

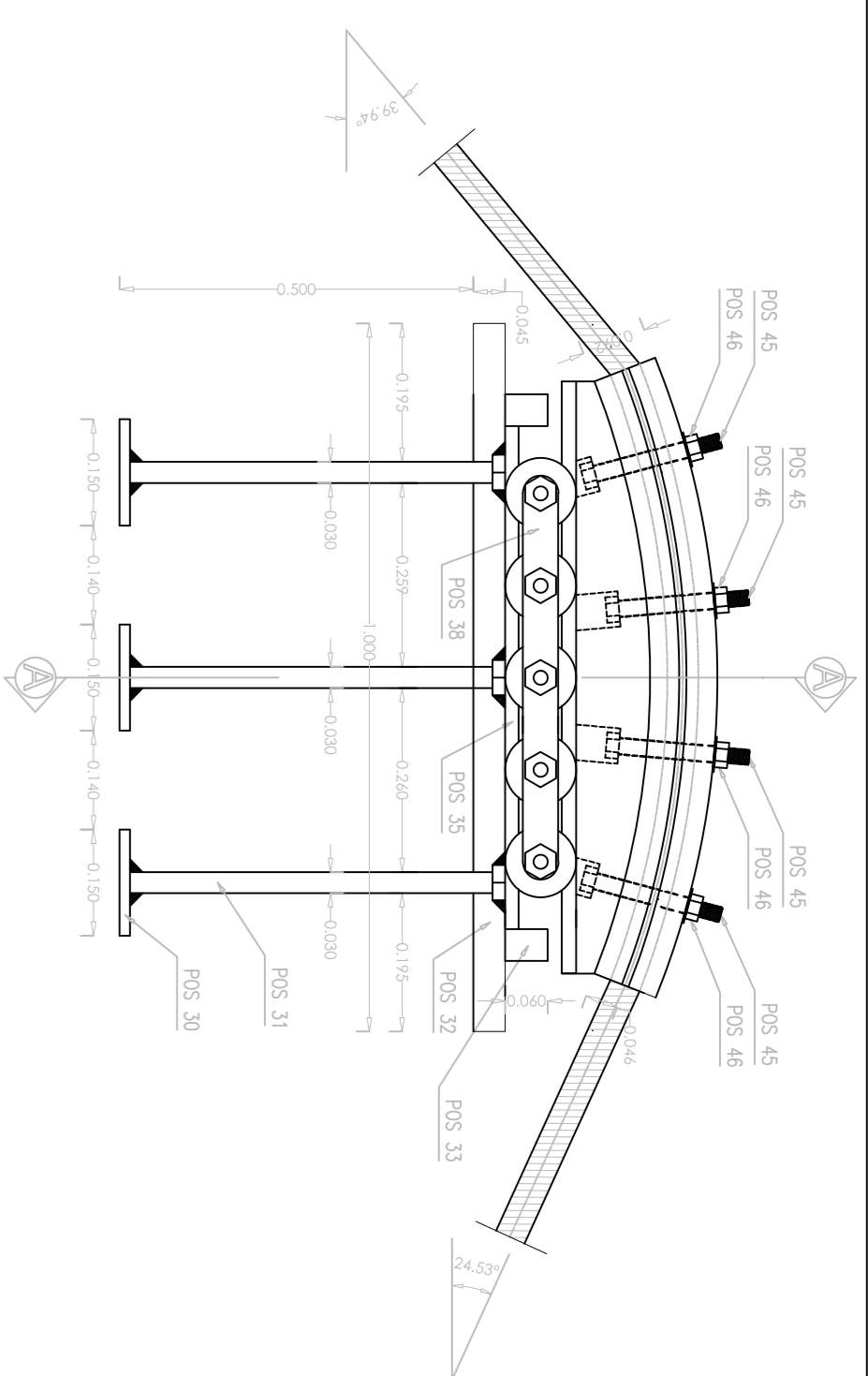
DIS. Edison Palomeque
DIB. Edison Palomeque
REV. Ing. Juan Solá MsC

Ing. Rubén Calle
Director de Departamento de Obras Públicas

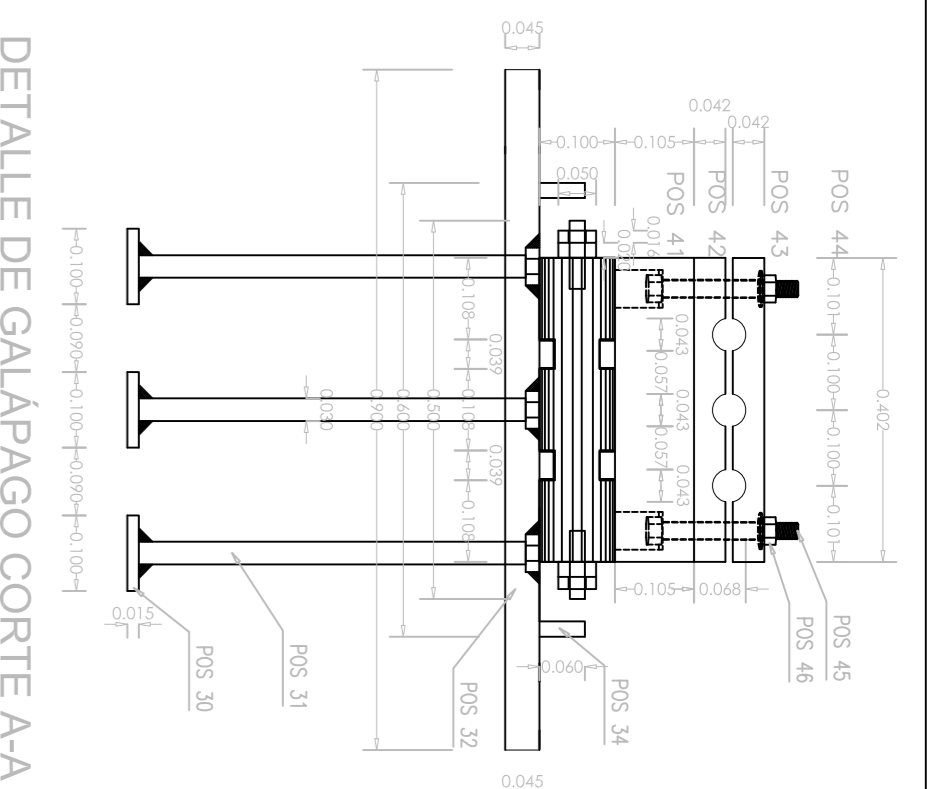
CONTIENE: ARMADO DE TORRE - VISTA FRONTAL

ABRIL/2016

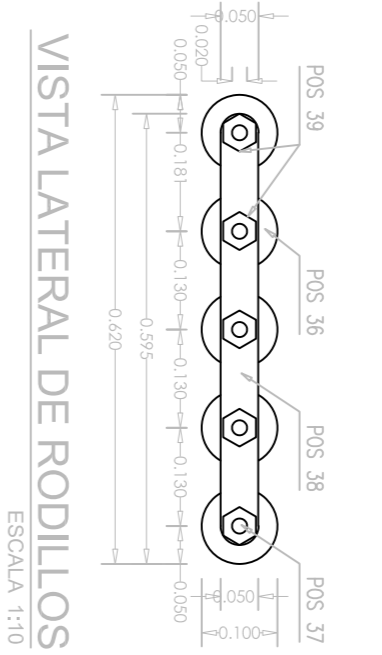
D.C. - HOJA 3 DE 8



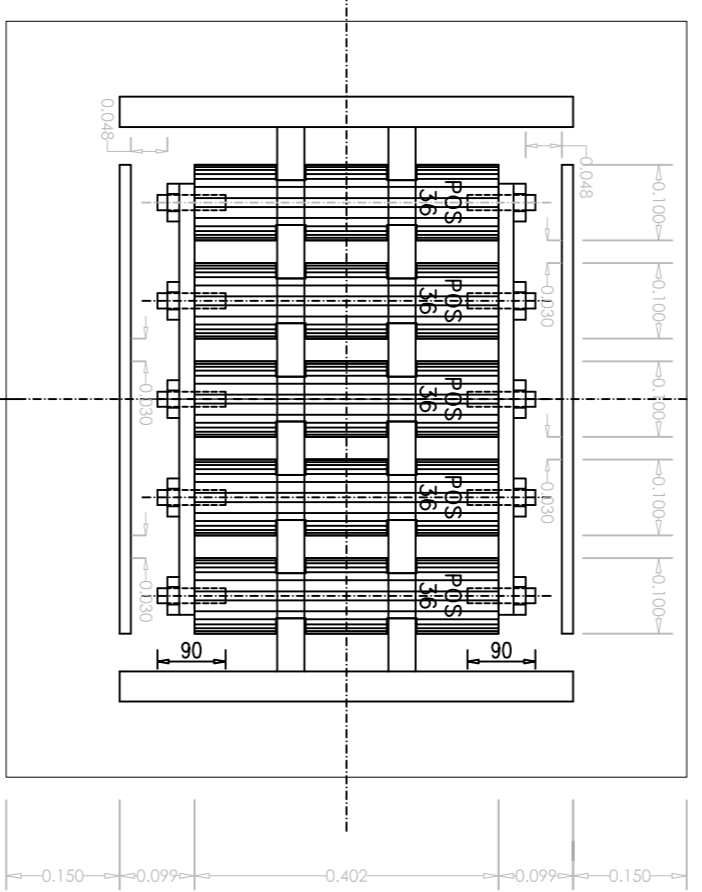
VISTA LATERAL GALAPAGO
ESCALA 1:10



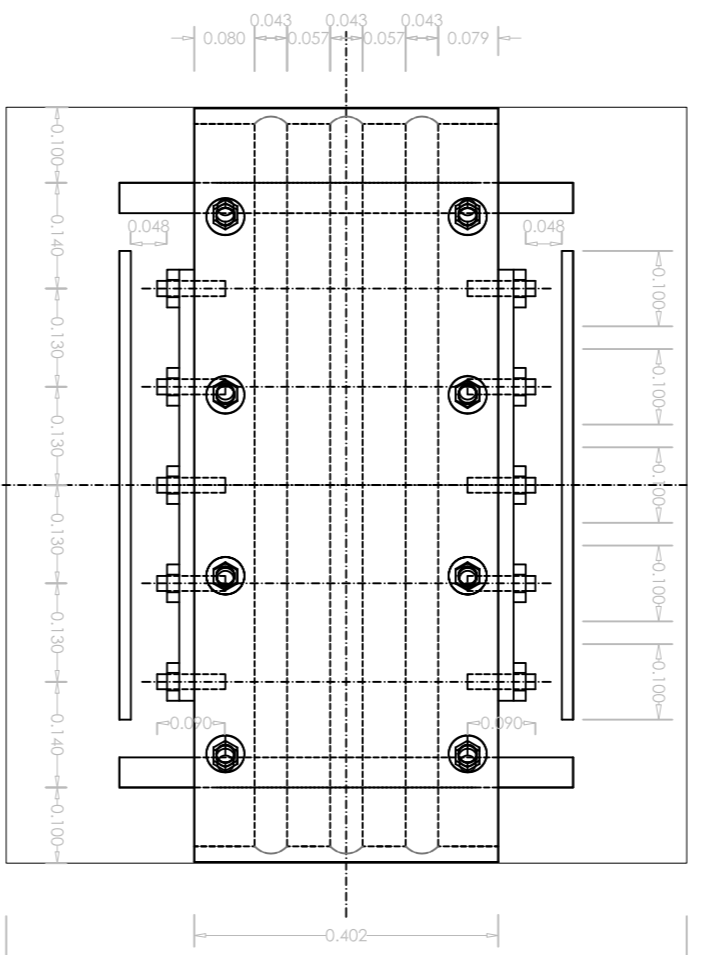
DETALLE DE GALAPAGO CORTE AAA
ESCALA 1:10



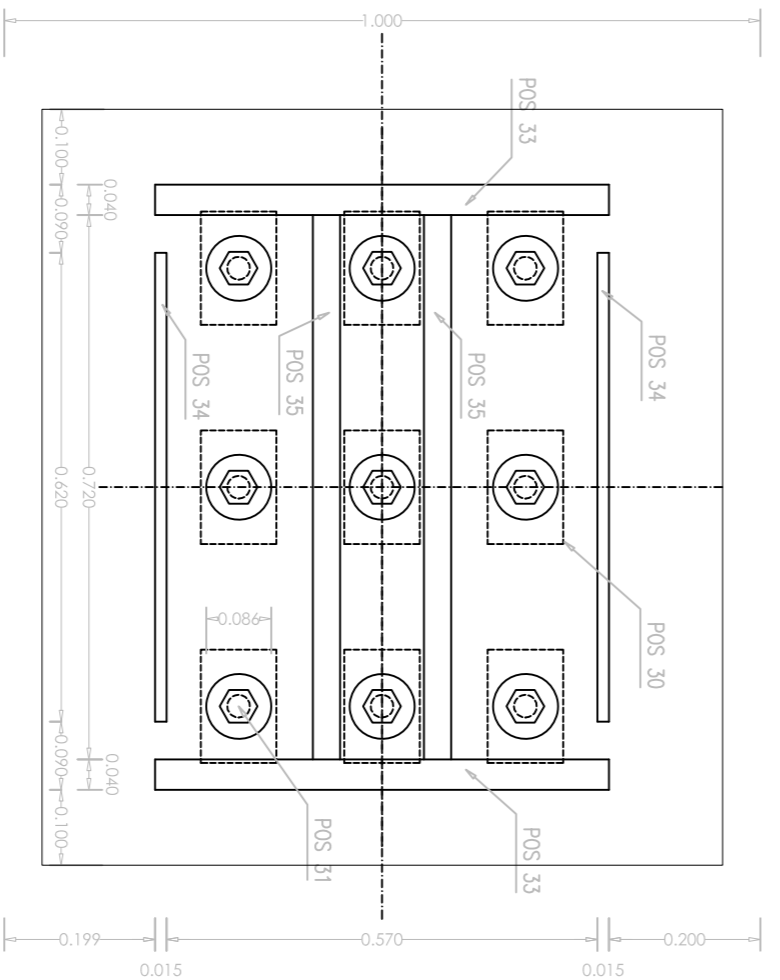
VISTA LATERAL DE RODILLOS
ESCALA 1:10



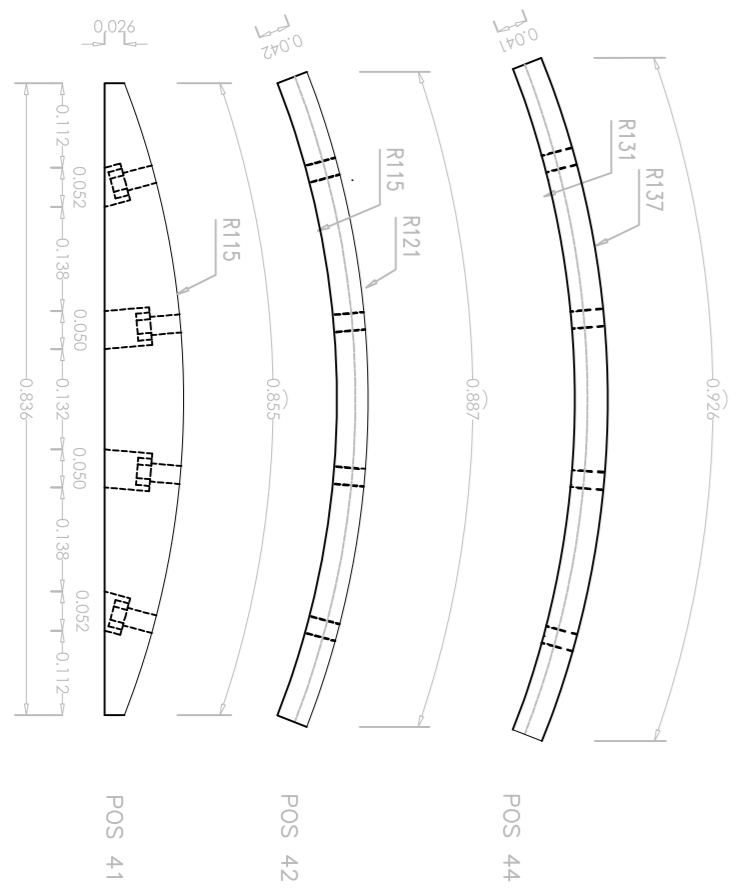
PLANTA DE RODILLOS DE GALAPAGO
ESCALA 1:10



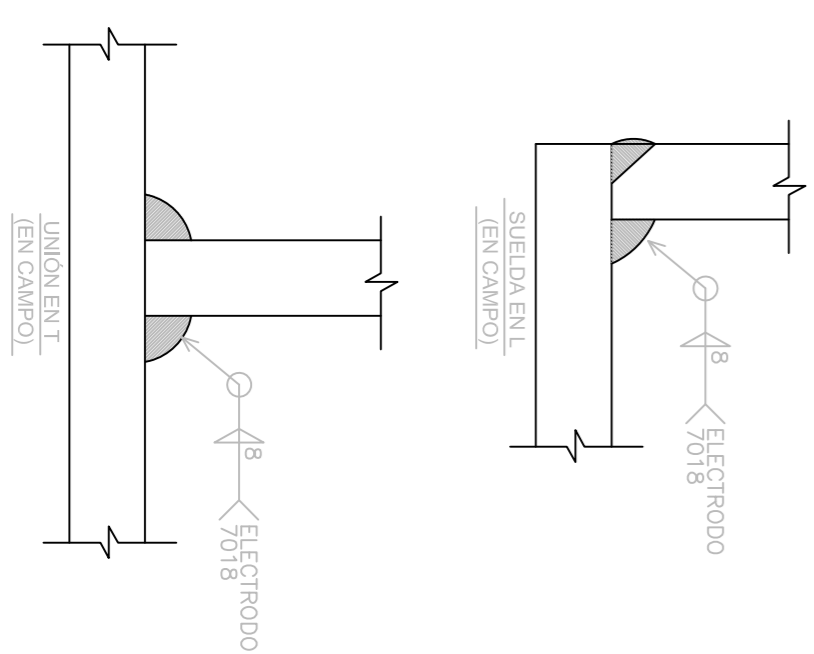
PLANTA DE GALAPAGO
ESCALA 1:10



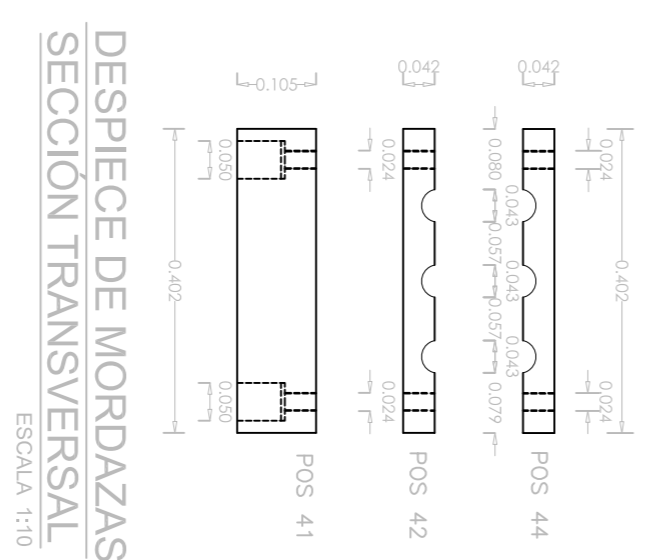
PLACA BASE GALAPAGO
ESCALA 1:10



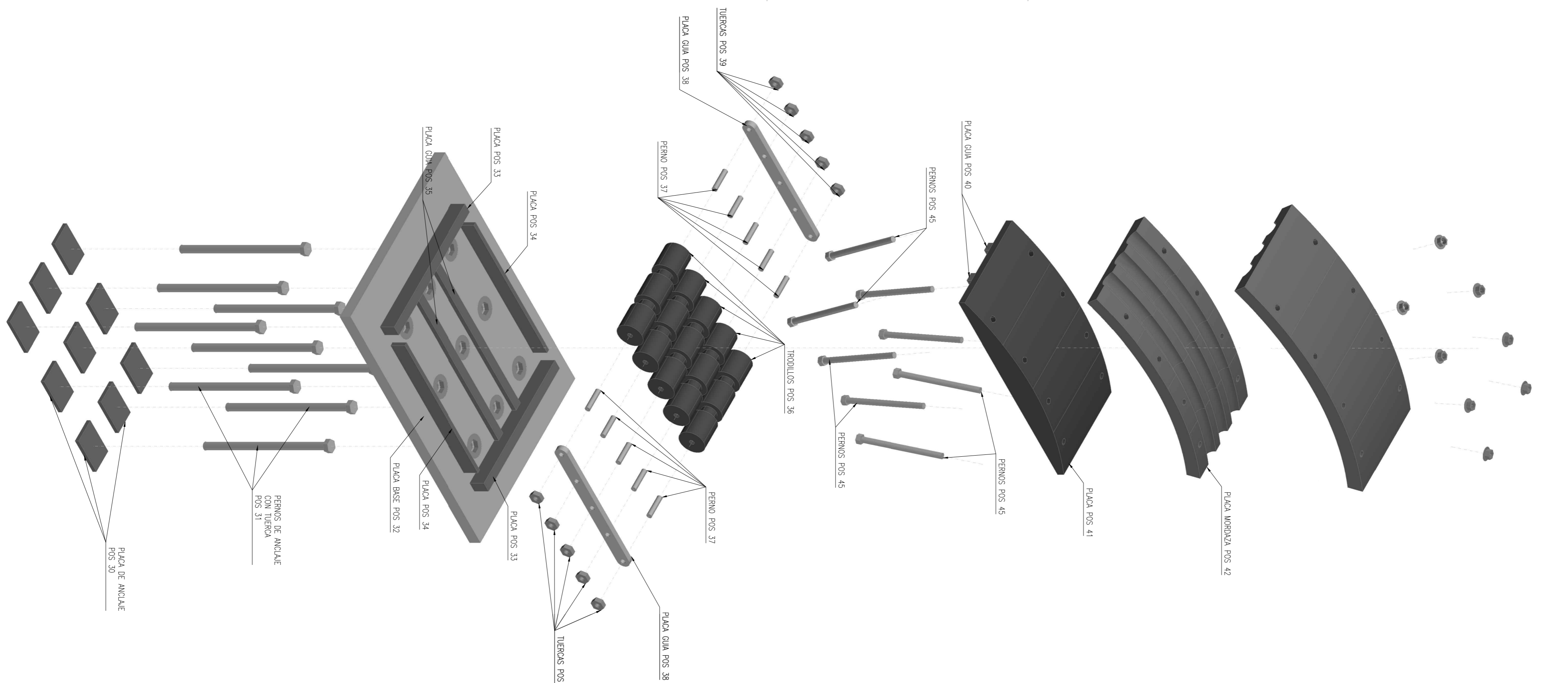
DESPIECE DE MORDAZAS
SECCION LONGITUDINAL
ESCALA 1:10



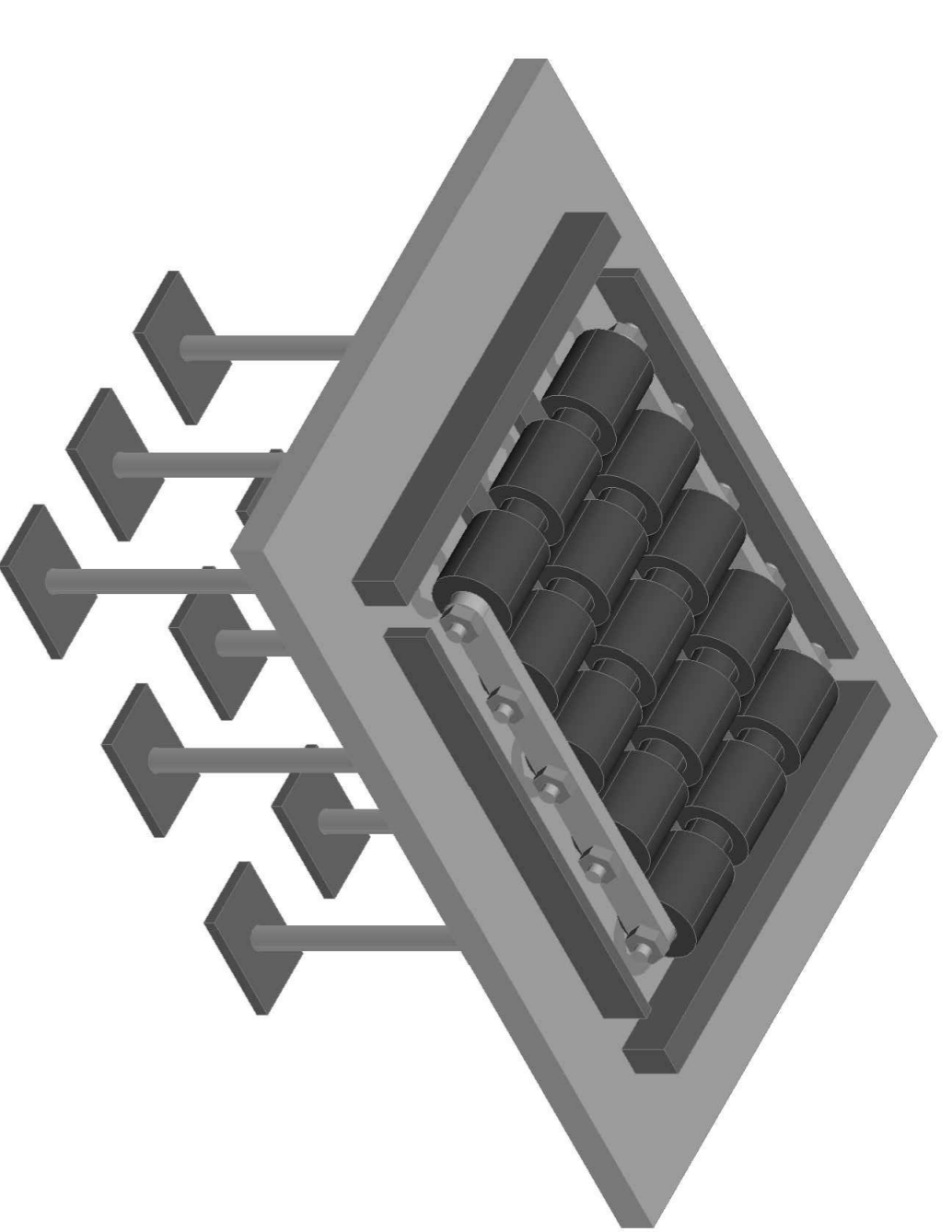
DETALLE DE SOLDADURAS
ESCALA 1:10



DESPIECE DE MORDAZAS
SECCION TRANSVERSAL
ESCALA 1:10



DESPIECE DE GALAPAGO
ESCALA 1:10



PLACA BASE CON RODILLOS
ESCALA 1:10

RESUMEN DE MATERIALES DE GALAPAGOS						
POS	DESCRIPCION	DIMENSIONES (mm)	PESO UNITARIO (Kg)	CANTIDAD	PESO TOTAL (Kg)	OBSERVACIONES
30	PLACA	150 100 15	1,77	36	63,72	ACERO A-588
31	FERNO	030 1,530	3,07	36	110,52	ACERO A-589
32	PLACA	1000 900 45	311,67	4	1246,68	ACERO A-590
33	PLACA	600 60 45	11,1	8	90,4	ACERO A-591
34	PLACA	620 60 20	4,38	8	35,04	ACERO A-592
35	PLACA GUIA	720 36 19	3,83	8	30,64	ACERO A-593
36	RODILLO	0100 1,402	21,27	20	425,4	ACERO A-594 TORNADO
37	FERNO	020 1,90	0,22	40	8,8	ACERO A-595
38	PLACA	050 50 20	4,14	8	33,12	ACERO A-596
39	TUBERIA	050 35 20	0,15	40	6,4	ACERO A-597
40	PLACA GUIA	838 36 20	4,8	8	38,4	ACERO A-598
41	PLACA	402 108,26 109,22	1,92	4	7,68	ACERO A-599
42	PLACA WIPORADA	402 50	113,75	4	455	ACERO ESPECIAL FUNDICION A-297
43	PLACA WIPORADA	402 50	147,9	4	591,6	ACERO ESPECIAL FUNDICION A-297
44	PLACA WIPORADA	022 1,253	1,05	32	33,6	ACERO A-325
45	FERNO	050	0,93	32	29,76	ACERO A-588
46	TUBERIA	050	0,93	32	29,76	ACERO A-588
			PESO TOTAL DE GALAPAGOS		3997,96 Kg	

- ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES**
1. AL INICIAR EL MONTAJE Y LUEGO DEL TENDIDO DE LOS CABLES, LOS GALAPAGOS SE COLOCAN 4,00 (CUATRO) DESPLAZADOS DEL EJE DE SIMETRIA DE LA TORRE HACIA LOS ANCLAJES, TERMINADA LA CONSTRUCCION DEL FUENTE, LOS GALAPAGOS QUEDARAN CENTRADOS RESPECTO DEL MISMO EJE.
 2. EL ACERO A UTILIZAR EN LOS GALAPAGOS ES A88, SALVO EL CASO QUE LA TABLA DE MATERIALES INDIQUE LO CONTRARIO.
 3. LA FUERZA DE AJUSTE DE LAS TIJERAS EN LA UNION ANCLAJE-CABLES SE APLICARA CON LLAVE CALIBRADA Y DEBERA SER SUFICIENTE PARA IMPEDIR EL DESPLAZAMIENTO DEL SISTEMA.
 4. LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN CON ELECTRODOS AWS - E-7018 W.
 5. SE INSPECCIONARA LA SOLDADURA DESPUES DE REALIZADOS LOS TRABAJOS.
 6. LAS DIMENSIONES SE DAN EN MILIMETROS, SALVO EL CASO QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO, ASIMISMO LAS DIMENSIONES PREDOMINAN SOBRE EL DIBUJO.
 7. PARA GARANTIZAR LA DURABILIDAD DEL GALAPAGO SE RECOMIENDA GALVANIZARLO.
 8. CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACION DE DEBERA CONSULTAR Y APROBAR CON EL CALCULISTA.

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE COLGANTE CARROZABLE SOBRE EL RIO SUNGAMIE PERTENECIENTE A LA PARROQUIA SUCUÑA, CANTÓN SUCUÑA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO.

ESCALA LAS INDICADAS

UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUINUA
CONSEJO ESCOLAR AL SERVICIO DEL TIERRA

DIS. Edison Palomeque
DIB. Edison Palomeque
REV. Ing. Juan Solís MASC

Ing. Rubén Calle
Director de Departamento de Obras Pùblicas

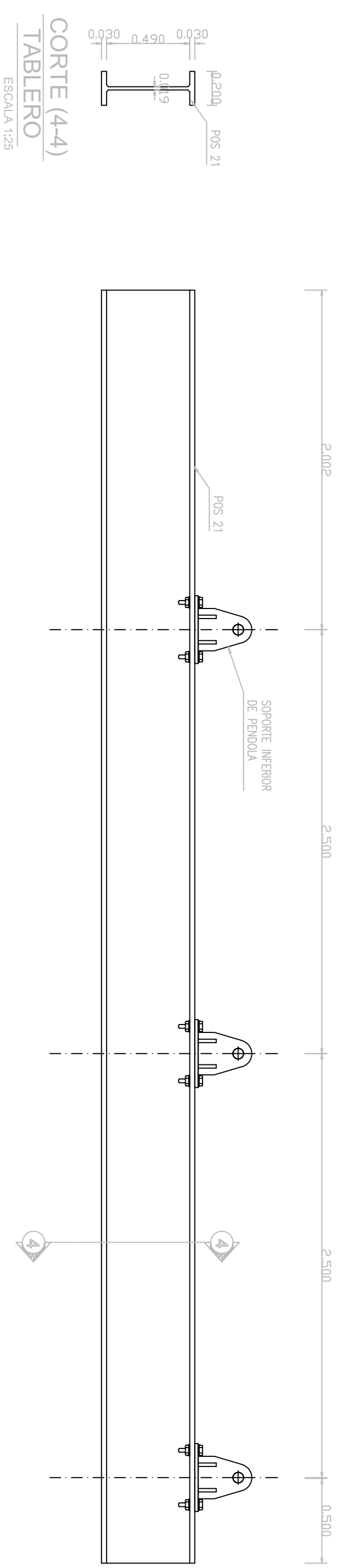
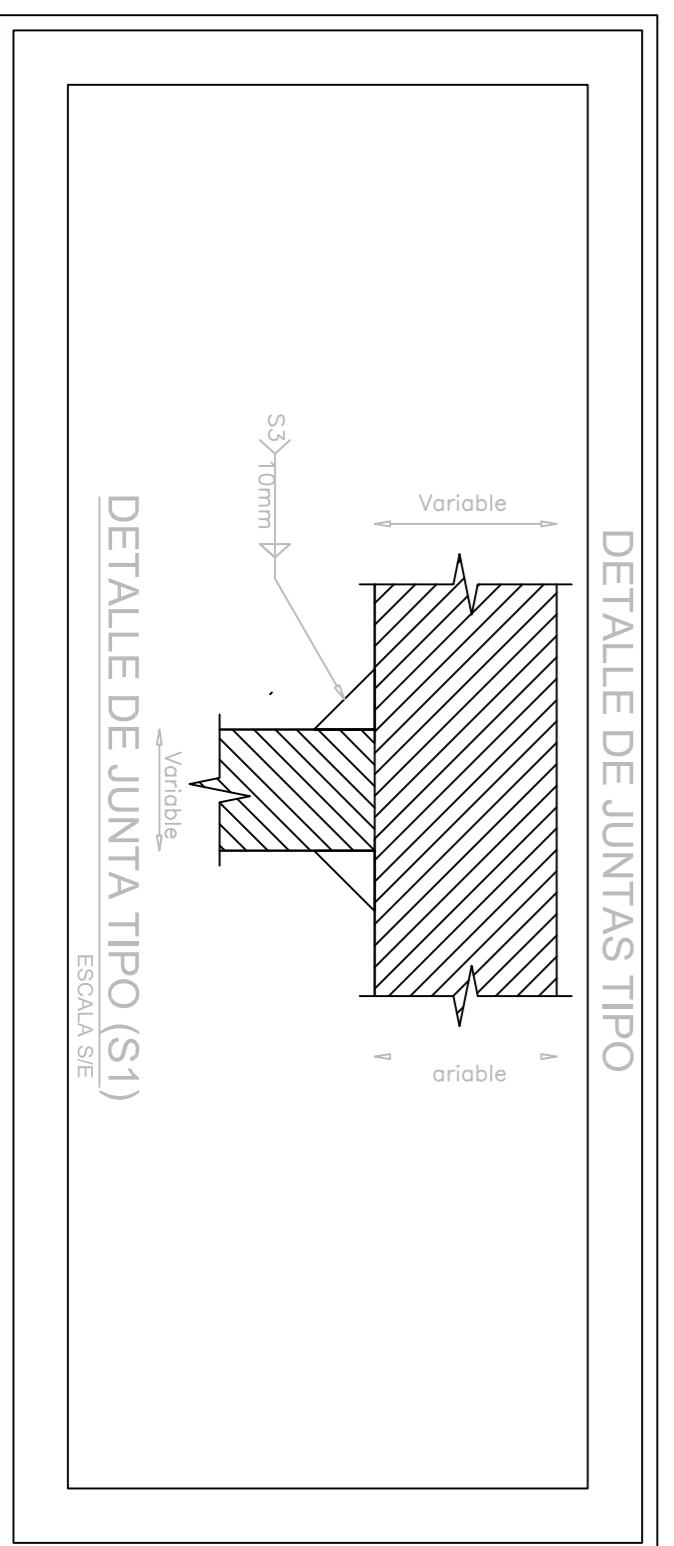
CONTIENE: DETALLES CONSTRUCTIVOS Y GEOMETRICOS DE GALAPAGOS

ABRIL/2016

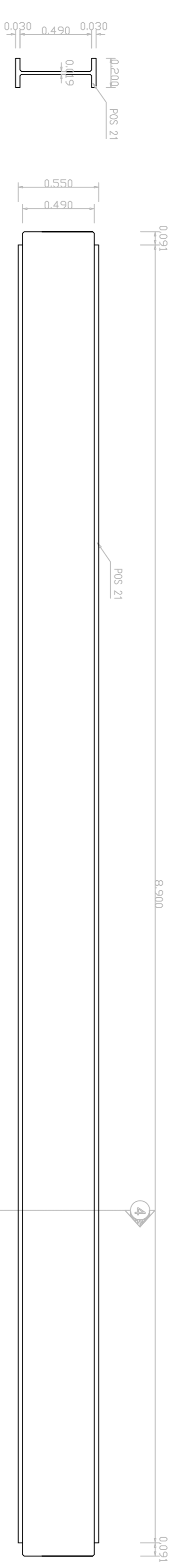
D.C. - HOJA SDE 8



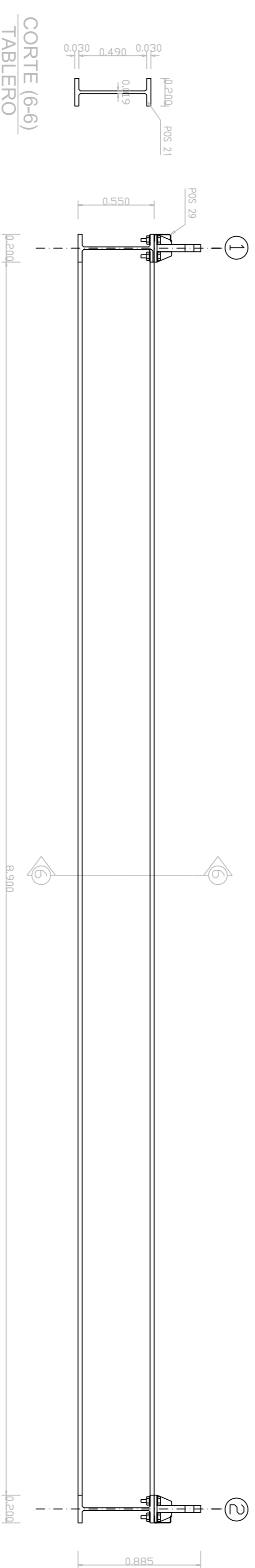
PLANTA DE TABLERO TIPO 2
ESCALA 1:25



VIGA DE RIGIDEZ PRINCIPAL TABLERO
ESCALA 1:25



VIGA DE RIGIDEZ SECUNDARIA TABLERO
ESCALA 1:25



CORTE TRANSVERSAL (B-B) TABLERO
ESCALA 1:25

- 1- EL ACERO A UTILIZAR EN LA ESTRUCTURA METALICA SERA A888 Y DEBERA TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA F_y=380 Kg/cm².
- 2- LAS VIGAS IPN SERAN FABRICADAS POR UNA INDUSTRIA CERTIFICADA
- 3- LAS UNIONES ENTRE VIGAS DE RIGIDEZ SE REALIZARA MEDIANTE SUELDAS AWS-E-7018 (EN CAMPO).
- 4- LA UNION ENTRE VIGAS DE RIGIDEZ Y VIGAS TRANSVERSALES SE REALIZARA MEDIANTE SUELDAS AWS-E-7018 (EN CAMPO).
- 5- LAS DIMENSIONES DE LOS PERFORACIONES SE UNIRAN AL A/A INFERIOR DE LA VIGA DE RIGIDEZ MEDIANTE SUELDAS AWS-E-7018 (EN CAMPO).
- 6- LAS DIMENSIONES ESTAN EN MM SALVO EN EL CASO QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
- 7- APLICAR PINTURA DE PINTURA ANTICORROSIONA.
- 8- CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACION ESTRUCTURAL SERA CONSULTADO CON EL CALCULISTA.

PLANILLA DE ESTRUCTURA METALICA

POS	PERFIL TIPO	LONGITUD (m)	RSO (Kg/m)	RSO TOTAL (Kg)
21	IPN-550 VIGA TABLERO	80	167,00	13360
21	IPN-550 VIGA LONG	31	167,00	5177
22	IPN-550 VIGA TRANS	80	35,33	2826,4
23	CILINDROS	RESORTINALE		2188,4

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUNTE COLGANTE CARROZABLE SOBRE EL RIO SINGAMBE PERTENECIENTE A LA PARROQUIA SUCUA, CANTON SUCUA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO.

ESCALA LAS INDICADAS



UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑADOR: Edison Palomeque
REVISOR: Ing. Juan Solís MSc

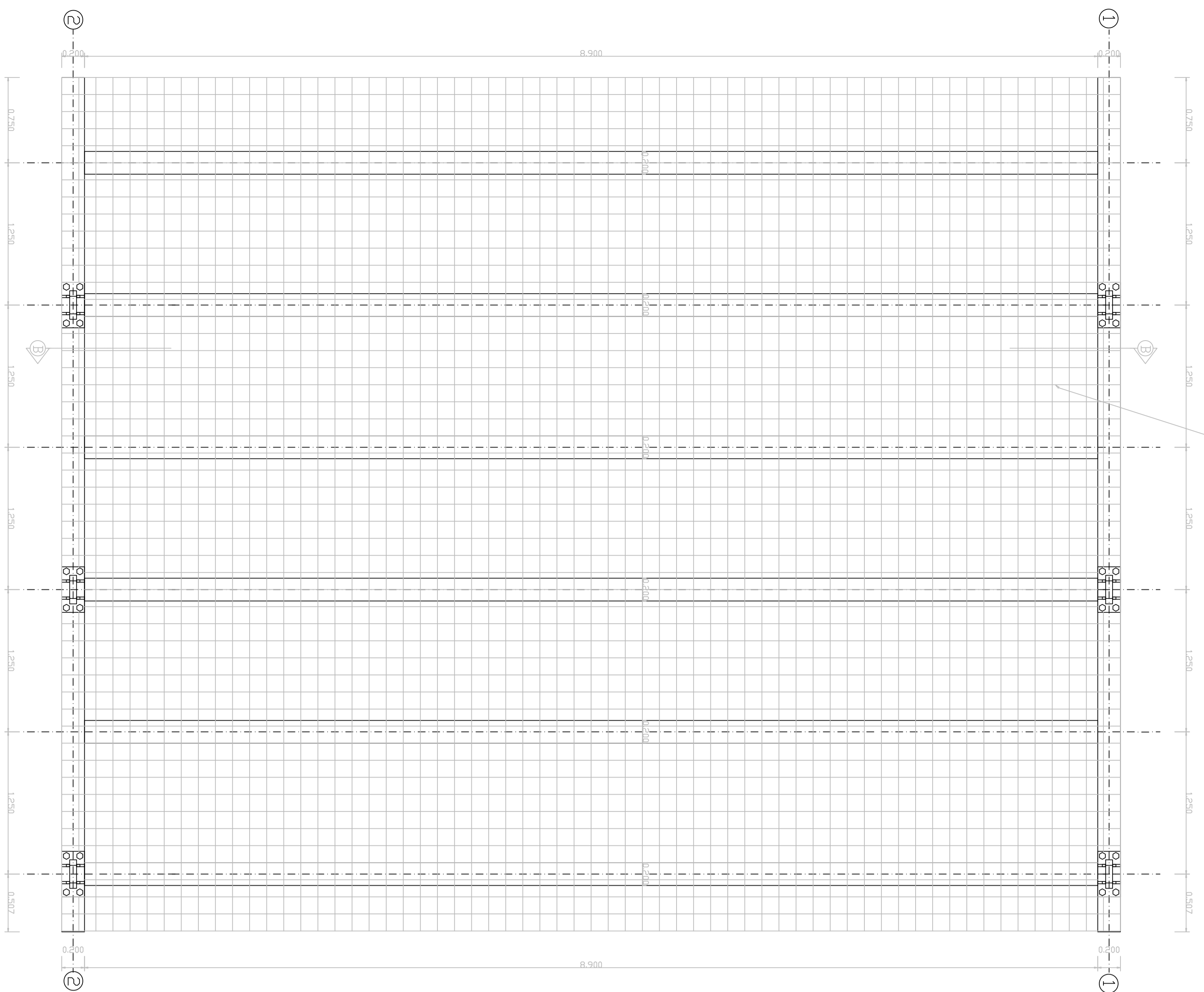
Ing. Rubén Calle
Director de Departamento de Obras Públicas

CONTIENE: DETALLES CONSTRUCTIVOS Y GEOMETRICOS DE ESTRUCTURA METALICA TABLERO

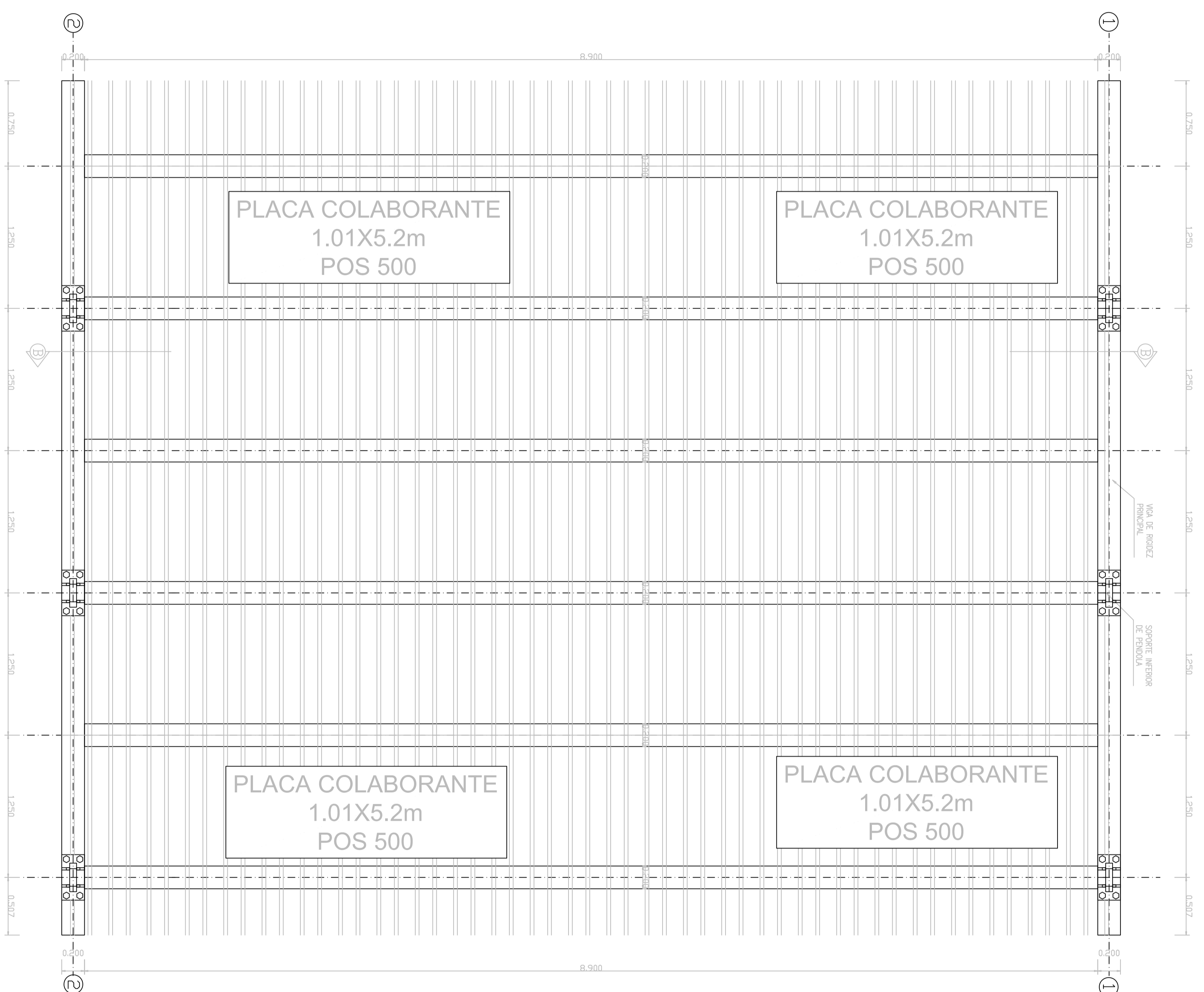
ABRIL/2016

D.C. - HOJA 7 DE 8

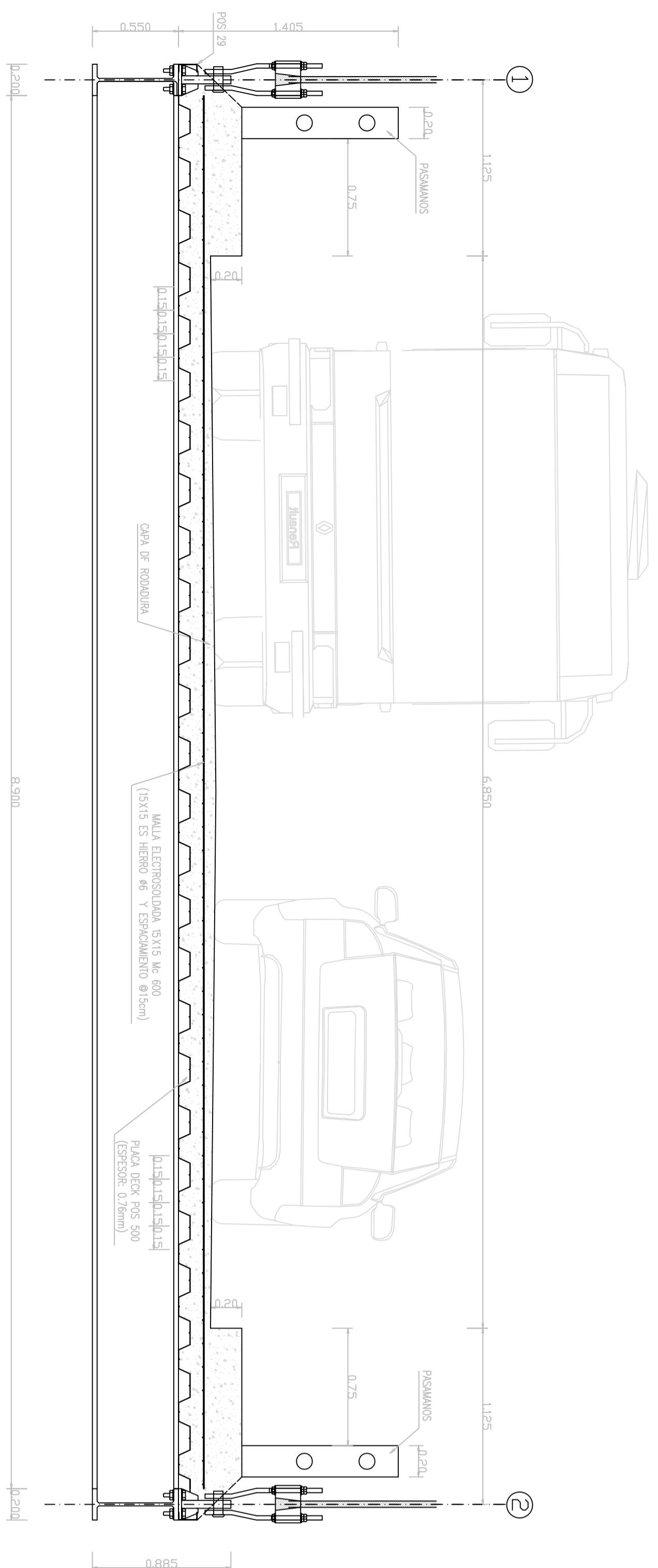
MALLA ELECTROSOLDADA 15X15 Mc 600
ES HIERRO 6



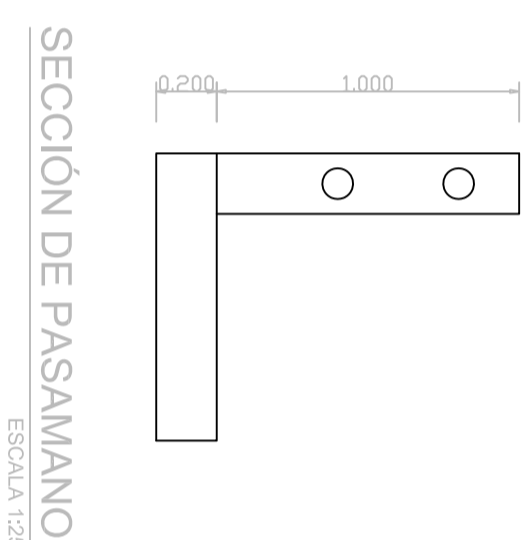
PLANTA DE MALLA ELECTROSOLDADA TABLERO
ESCALA 1/25



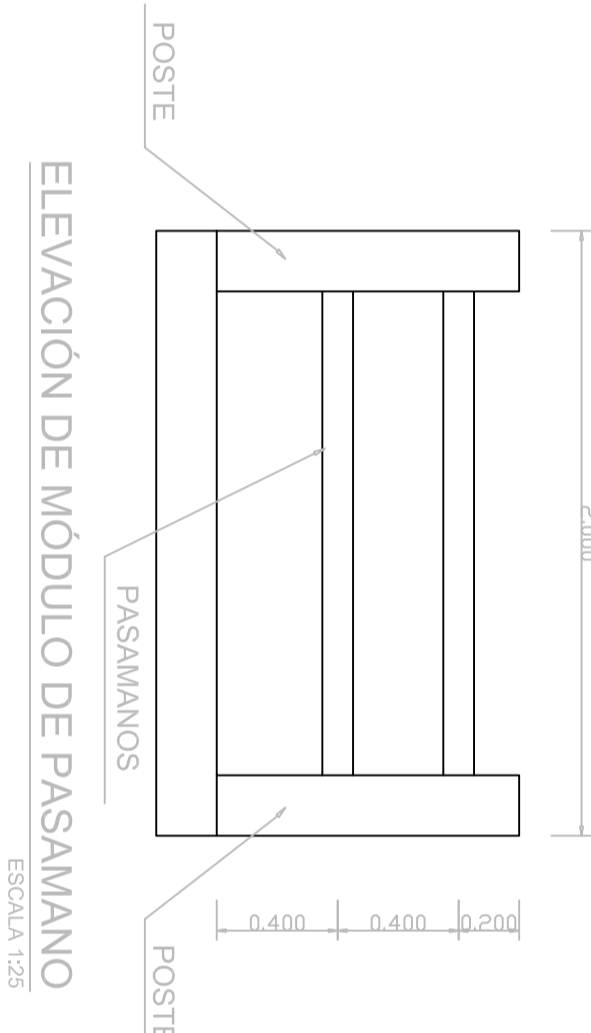
PLANTA DE MALLA ELECTROSOLDADA TABLERO
ESCALA 1/25



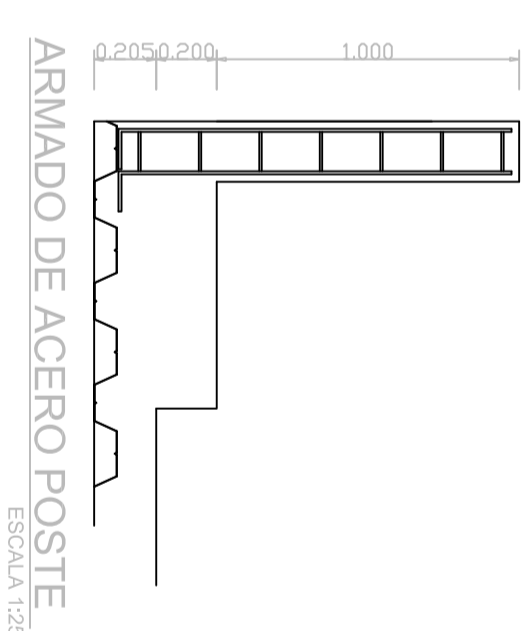
CORTE TRANSVERSAL (D-D) TABLERO
ESCALA 1/25



SECCION DE PASAMANO
ESCALA 1/25



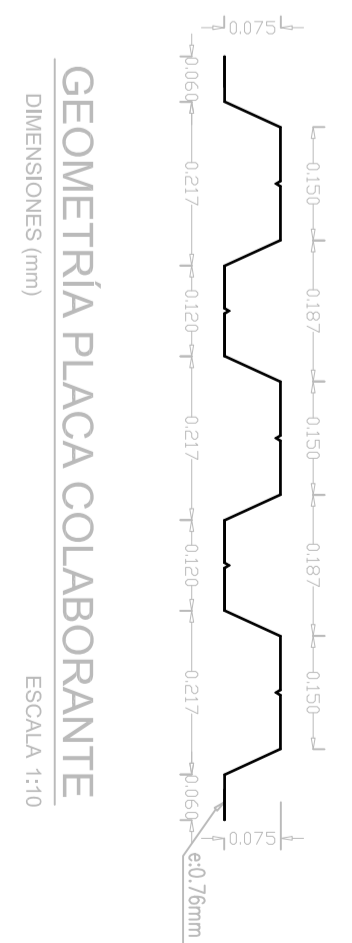
ELEVACION DE MÓDULO DE PASAMANO
ESCALA 1/25



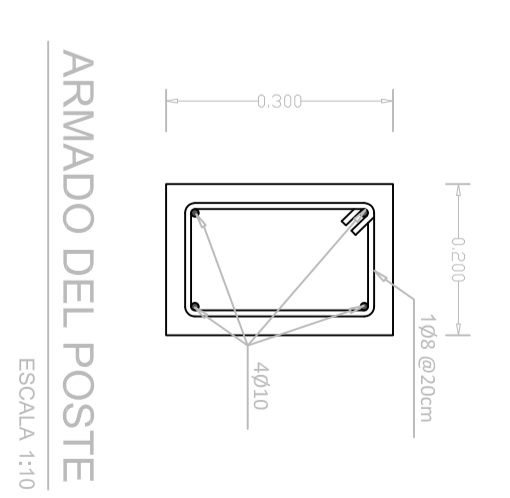
ARMADO DE ACERO POSTE
ESCALA 1/25

PLANILLA DE PLACAS							
PLACA COLABORANTE							
POS	PERFIL TIPO	ESPAOR (mm)	ANCHO (mm)	LONGITUD (mm)	AREA TOTAL (m ²)	PESO TOTAL (Kg)	
500	PLACA DISE	1	1000	5200	5200	372	2983.6

PLANILLA DE HIERROS									
MALLA ELECTROSOLDADA									
Mc	TIPO	DIMENSIONES					AREA TOTAL (m ²)	PESO TOTAL (Kg)	
		φ (mm)	a	b	c	d			
500	PLACA DISE	6	3	5	1	8	372	297	1104.34



GEOMETRIA PLACA COLABORANTE
ESCALA 1/10



ARMADO DEL POSTE
ESCALA 1/10

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE COLGANTE CARROZABLE SOBRE EL RIO SINGAMÉ PERTENECIENTE A LA PARROQUIA SUCUA, CANTON SUCUA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO.

ESCALA LAS INDICADAS

UNIVERSIDAD COTACACHI DE QUITA

Ing. Jairo Cedeño
Director de Departamento de Obras
Físicas

ABRIL/2016

D.C. - HOJA 8DE 8