



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE COLGANTE PEATONAL SOBRE EL RÍO
BURGAY PERTENECIENTE A LA ZONA 2 - CHARASOL, CANTON AZOGUES,
PROVINCIA DEL CAÑAR.**

Trabajo de Graduación previo a la obtención del Título de Ingeniero
Civil

DARWIN VINICIO PANGOL CAJILIMA

Director:

Ing. Civ. Juan Medardo Solá Quintuña, Msc.

2017

DECLARACIÓN

Yo, **Darwin Vinicio Pangol Cajilima**, 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.

Darwin Vinicio Pangol Cajilima.

CI. 0105434971

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por **Darwin Vinicio Pangol Cajilima**, bajo mi supervisión.

Ing. Civ. Msc. Juan Medardo Solá Quintuña

DEDICATORIA

A Dios por permitirme llegar a este momento tan especial de mi vida cosechando triunfos y dándome fuerzas para superar obstáculos y dificultades a lo largo de todo este camino.

A mi madre y padre, los cuales a pesar de haber estado en la lejanía por circunstancias de la vida me han brindado todo su apoyo, mi madre que con su ejemplo me ha enseñado a no desfallecer ni rendirme ante nada corrigiendo mis faltas y celebrando mis triunfos.

A mi mami Rosa, que me ha criado toda la vida y lo sigue haciendo , me ha dado su confianza y su amor eternamente y en los momentos más difíciles de mi vida eh tenido todo su apoyo incondicional.

A mi hermana Dianita, que con sus consejos me ha ayudado a afrontar los retos que se me han presentado a lo largo de mi vida.

A mi abuelito José Antonio, que con sus enseñanzas y correcciones han inculcado en mí el respeto hacia las personas y el trabajo duro y honesto para obtener un logro deseado.

A mi familia en general quienes han velado por mí durante este arduo camino para convertirme en un profesional.

A Elizabeth Cárdenas, por su apoyo y cariño en el transcurso de mi carrera universitaria, por compartir momentos de alegría, tristeza y demostrarme que siempre contare con ella.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar doy infinitamente gracias a Dios, por haberme dado fuerzas para salir adelante en los momentos más difíciles de mi vida estudiantil.

Agradezco también a mi madre Esther quien más que una buena madre ha sido mi mejor amiga, me ha consentido y apoyado en lo que me eh propuesto.

A mi padre Rodrigo por haber contado con su apoyo en mi carrera, que aunque este lejos lo llevo siempre en mi corazón y mente.

A mi madre Rosita y hermana Dianita, juntos hemos pasado momentos inolvidables y son parte fundamental de mi vida.

A mi tía Elsita y Chanita que con sus alegrías hemos superado malos momentos, a mis tías Terecita y Julita quienes han hecho saber de mis errores e inculcado en mi la honestidad y lealtad.

Al Ing. Civ. Msc. Juan Medardo Solá Quintuña, director de tesis, por su valiosa guía y asesoramiento a la realización de la misma.

Gracias a todas las personas que formaron parte de este proyecto de forma directa eh indirecta.

ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN.....	I
CERTIFICACIÓN.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
INDICE DE CONTENIDO.....	V
LISTA DE CUADROS.....	VIII
LISTA DE TABLAS.....	IX
LISTA DE FIGURAS.....	X
LISTA DE ANEXOS.....	XI
RESUMEN.....	XII
ABSTRACT.....	XIII
CAPITULO 1	1
GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 OBJETIVOS	4
1.2.1 OBJETIVOS GENERALES	4
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
1.3 JUSTIFICACIÓN	5
1.4. METODOLOGÍA	7
1.4.1. TRABAJO DE CAMPO.....	7
1.4.2. TRABAJOS DE GABINETE.....	9
CAPITULO 2	10
MARCO TEORICO.....	10
2.1. DEFINICIÓN DE PUENTE.....	10
2.2. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES.....	11
2.3. DEFINICIÓN DE PUENTE COLGANTE.....	17
2.4. CARACTERÍSTICAS DE UN PUENTE COLGANTE.....	18
2.5. ELEMENTOS DE UN PUENTE COLGANTE.....	20
2.6. TIPO DE CARGAS.....	26
2.6.1 CARGAS POR PESO PROPIO Y PESO MUERTO.....	26
2.6.2. CARGA VIVA.....	27
2.6.3. CARGA POR VIENTO.....	27
2.6.4. ESFUERZOS POR SISMOS.....	31
CAPITULO 3	45
ESTUDIOS PRELIMINARES PARA EL DISEÑO DEL PUENTE	45
3.1. ANÁLISIS SOCIO ECONÓMICO	45

3.1.1 UBICACIÓN.....	45
3.1.2. CLIMA.....	47
3.1.3. INFORMACIÓN DEMOGRÁFICA.....	47
3.2. ESTUDIOS TOPOGRÁFICO	48
3.2.1. OBJETIVO	48
3.2.2. INSTRUMENTACIONES.....	49
3.2.3. TRABAJO DE CAMPO	50
3.3. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS	50
3.3.1. INTRODUCCIÓN	50
3.3.2. OBJETIVO	51
3.3.3. ALCANCE.....	52
3.3.4. DATOS OBTENIDOS DEL ESTUDIO REALIZADO POR EL CONCEJO DE GESTIÓN DE AGUAS DE LA CUENCA DE PAUTE.	52
3.3.5. MEDICIÓN DEL ESCURRIMIENTO POR EL MÉTODO “AFORO CON FLOTADORES”.	56
3.4. ESTUDIO DE SUELOS	57
3.4.1 INTRODUCCIÓN	57
3.4.2. OBJETIVO	57
3.4.3. ALCANCE Y UBICACIÓN.....	57
3.4.4. ENSAYOS DE LABORATORIO	58
3.5. ESTUDIOS DE SOCAVACIÓN	61
3.5.1. INTRODUCCIÓN	61
3.5.2. OBJETIVOS	61
3.5.3. ALCANCE.....	61
3.5.4. FÓRMULAS EMPLEADAS PARA CÁLCULO DE SOCAVACIÓN.	62
3.5.5. ESTIMACIÓN DE SOCAVACIÓN.	64
CAPITULO 4	73
CÁLCULO ESTRUCTURAL	73
4.1. GÁLIBO DE SEGURIDAD	73
4.2. DISPOSITIVOS BÁSICOS DE PROTECCIÓN.	73
4.2.1 BARANDAS.....	73
4.3. ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO.....	75
4.3.1. CORTANTE BASAL DE DISEÑO (V).....	75
4.4. DISEÑO DEL TABLERO DEL PUENTE PEATONAL.....	79
4.4.1. DISEÑO DEL TABLÓN.....	79
4.4.2. DISEÑO DE VIGA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL	81
4.5 DISEÑO DE LA PENDOLA.....	85
4.5.1 ACCESORIO DE CONEXIÓN PENDOLA	87

4.6 DISEÑO DEL CABLE PRINCIPAL	88
4.6.1 TRAYECTORIA DEL CABLE PRINCIPAL	90
4.6.2. POLEA PARA EL CABLE PRINCIPAL.....	91
4.7. DISEÑO DE LA TORRE	92
4.7.1. CARGA PERMANENTE.....	92
4.7.2 CARGA VARIABLE (VIENTO).....	93
4.7.3. GRAFICA DE LAS FUERZAS ACTUANTES EN LA TORRE.....	94
4.7.4. DISEÑO DE COLUMNA	97
4.7.5. DISEÑO DE LA VIGA TRANSVERSAL.....	102
4.7.6. CAPACIDAD RESISTENTE ADMISIBLE DEL SUELO.....	104
4.7.7. DISEÑO DEL PLINTO DE CIMENTACIÓN.....	106
4.8. DISEÑO DEL MACIZO DE ANCLAJE	127
4.8.1. MACIZO DE ANCLAJE N° 1	128
4.8.2. MACIZO DE ANCLAJE N° 2	130
4.9. DISEÑO DE RAMPA	133
4.10. PLANILLA HIERROS – PERFILES ESCTRUCTURALES	134
CAPITULO 5	138
PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE COLGANTE	138
5.1. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.	138
5.2. PRESUPUESTO	139
5.3. PRESUPUESTO REFERENCIA, SEGÚN ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS	139
CONCLUSIONES	141
RECOMENDACIONES	143
BIBLIOGRAFIA	144

LISTA DE CUADROS

<i>Cuadro 2. 1. Clasificación de puentes.</i>	11
<i>Cuadro 3. 1. Modelamiento en Software Hec-ras 4.1.0 de los perfiles.</i>	54
<i>Cuadro 3. 2. Georeferencia de las calicatas</i>	58
<i>Cuadro 3. 3. Cálculo de socavación según liscvhtvan levediev</i>	62
<i>Cuadro 3. 4. Calculo de socavación de la sección 0+000</i>	66
<i>Cuadro 3. 5. Calculo de socavación de la sección 0+014</i>	67
<i>Cuadro 3. 6. Cálculo de socavación de la sección 0+026</i>	68
<i>Cuadro 3. 7. Cálculo de socavación de la sección 0+000</i>	69
<i>Cuadro 3. 8. Calculo de socavación de la sección 0+014</i>	70
<i>Cuadro 3. 9. Calculo de socavación de la sección 0+026</i>	71
<i>Cuadro 4. 1. Modelamiento y análisis de la baranda.</i>	74
<i>Cuadro 4. 2. Diseño del tablón</i>	79
<i>Cuadro 4. 3. Distribución de las cargas actuantes en el tablero</i>	81
<i>Cuadro 4. 4. Perfiles utilizados en la cercha</i>	82
<i>Cuadro 4. 5. Dimensiones de la estructura metálica del tablero.</i>	83
<i>Cuadro 4. 6. Modelamiento en Software Sap2000 V19.1.0 del tablero del puente</i>	84
<i>Cuadro 4. 7. Diseño de la péndola.</i>	85
<i>Cuadro 4. 8. Diseño del cable principal</i>	88
<i>Cuadro 4. 9. Coordenadas de cable principal y longitudinal de péndolas.</i>	90
<i>Cuadro 4. 10. Carga permanente actuante en la torre</i>	92
<i>Cuadro 4. 11. Carga de viento distribuida en la torre.</i>	93
<i>Cuadro 4. 12. Cargas que influenciarán en la torre N°1.</i>	94
<i>Cuadro 4. 13. Diagrama de fuerzas actuantes en la torre N°1.</i>	95
<i>Cuadro 4. 14. Diagrama de fuerzas actuantes en la torre N°2.</i>	96
<i>Cuadro 4. 15. Diseño a flexo compresión</i>	98
<i>Cuadro 4. 16. Requisitos de confinamiento para elementos en flexo-compresión</i>	101
<i>Cuadro 4. 17. Requisitos de confinamiento para vigas</i>	103
<i>Cuadro 4. 18. Esfuerzo admisible del suelo - pozo 1</i>	104
<i>Cuadro 4. 19. Esfuerzo admisible del suelo - pozo 2</i>	105
<i>Cuadro 4. 20. Diseño de la sección transversal para el plinto 1</i>	106
<i>Cuadro 4. 21. Diseño a corte tipo viga del plinto 1</i>	109
<i>Cuadro 4. 22. Diseño a punzonamiento del plinto 1</i>	112
<i>Cuadro 4. 23. Diseño a flexión del plinto 1</i>	113
<i>Cuadro 4. 24. Calculo de la sección transversal del plinto 1</i>	117
<i>Cuadro 4. 25. Diseño a cortante tipo viga del plinto 2</i>	119
<i>Cuadro 4. 26. Diseño a cortante por punzonamiento del plinto 2</i>	122
<i>Cuadro 4. 27. Diseño a Flexión del plinto 2</i>	123
<i>Cuadro 4. 28. Diseño del macizo de anclaje derecho</i>	128
<i>Cuadro 4. 29. Diseño del macizo de anclaje derecho</i>	130

LISTA DE TABLAS

Tabla 2. 1. Pesos específicos para algunos elementos. 27

Tabla 2. 2. Coeficiente de corrección σ 29

Tabla 2. 3. Determinación del factor de forma C_f 29

Tabla 2. 4. Presión Básica para diferentes ángulos de ataque ($V_B = 160 \text{ Km/h}$)..... 30

Tabla 2. 5. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura 33

Tabla 2. 6. Valores de la relación de amplificación espectral. 34

Tabla 2. 7. Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada 35

Tabla 2. 8. Clasificación de los perfiles de suelo 36

Tabla 2. 9. Tipo de suelo y factores de sitio F_a 37

Tabla 2. 10. Tipo de suelo y factores de sitio F_d 38

Tabla 2. 11. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s 38

Tabla 2. 12. Coeficientes para la determinación del periodo de vibración T 39

Tabla 2. 13. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R 41

Tabla 2. 14. Coeficientes de irregularidad en planta..... 42

Tabla 2. 15. Coeficientes de irregularidad en elevación..... 43

Tabla 3. 1. Población por parroquias. 47

Tabla 3. 2. Ubicación y caudales de avenidas para los sitios de descarga del afluente. 53

Tabla 3. 3. Altura promedio de creciente máxima..... 56

Tabla 3. 4. Cálculo del valor x 63

Tabla 3. 5. Cálculo del valor β 64

Tabla 3. 6. Calculo del diámetro medio con datos de la Granulometría del pozo No 1 65

Tabla 3. 7. Alturas máximas de socavación 72

Tabla 4. 1. Resumen de datos previo a determinar el valor de la cortante basal 78

Tabla 4. 2. Distribución de la fuerza cortante basal 78

Tabla 4. 3. Cuantía de acero, cuando la columna está conformada con 8 varillas $\varnothing 16 \text{ mm}$ 98

Tabla 4. 4. Cuantía de acero, cuando la columna está conformada con 8 varillas $\varnothing 18 \text{ mm}$ 99

Tabla 4. 5. Cuantía de acero, cuando la columna está conformada con 8 varillas $\varnothing 20 \text{ mm}$ 99

Tabla 4. 6 Planilla tablero – perfiles estructurales 134

Tabla 4. 7. Planilla baranda – Tubo estructural y malla electrosoldada 134

Tabla 4. 8. Planilla péndola – Cable..... 135

Tabla 4. 9. Planilla cable principal 135

Tabla 4. 10. Planilla de hierro columna - cimentación..... 135

Tabla 4. 11 Planilla de hierro columna - viga 136

Tabla 4. 12 Planilla de hierro - macizo..... 137

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1. 1.</i> Ubicación del puente	3
<i>Figura 2. 1.</i> Puente Fairyland en la Cordillera de Huangshan (China).....	10
<i>Figura 2. 2.</i> Toni El Suizo y el puente sobre el Río Aguarico.	17
<i>Figura 2. 3.</i> Puente colgante peatonal.	18
<i>Figura 2. 4.</i> Componentes principales de un puente colgante.....	20
<i>Figura 2. 5.</i> Péndolas.....	22
<i>Figura 2. 6.</i> Torre	23
<i>Figura 2. 7.</i> Tablero.....	24
<i>Figura 2. 8.</i> Viga de rigidez	25
<i>Figura 2. 9.</i> Estribo de anclaje	25
<i>Figura 2. 10.</i> Cargas actuantes en un puente peatonal	26
<i>Figura 2. 11.</i> Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador en términos de PGA.....	31
<i>Figura 2. 12.</i> Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona z	35
<i>Figura 3. 1.</i> Mapa de la Zona 2 - Charasol.....	46
<i>Figura 3. 2.</i> Área de aportación que brindara el puente peatonal.....	48
<i>Figura 3. 3.</i> Levantamiento Topográfico.	50
<i>Figura 3. 4.</i> Sitio de descarga o punto de cálculo	52
<i>Figura 3. 5.</i> Calicata No. 1	59
<i>Figura 3. 6.</i> Calicata No. 2	60
<i>Figura 3. 7.</i> Grafica de socavación en el eje del puente.....	72
<i>Figura 4. 1.</i> Análisis óptimos de las péndolas.....	86
<i>Figura 4. 2.</i> Grapa para ajuste de péndola.....	87
<i>Figura 4. 3.</i> Accesorios péndola.....	87
<i>Figura 4. 4.</i> Detalle polea.....	91
<i>Figura 4. 5.</i> Diseño a flexión, armado de varillas en la dirección x e y en planta.....	116
<i>Figura 4. 6.</i> Diseño a flexión, armado de varillas en la dirección x e y, corte A y B.....	116
<i>Figura 4. 7.</i> Diseño a flexión, armado de varillas en la dirección x e y en planta.....	126
<i>Figura 4. 8.</i> Diseño a flexión, armado de varillas en la dirección x e y, corte A y B.....	126
<i>Figura 4. 9.</i> Angulo fiador derecho e izquierdo.	127
<i>Figura 4. 10.</i> Varillaje del dado.	132

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A	ESTUDIO TOPOGRAFICO.....	146
ANEXO B	ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS.....	148
ANEXO C	ESTUDIO MECÁNICA DE SUELOS.....	157
ANEXO D	ESTUDIO ESTRUCTURAL.....	167
ANEXO E	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....	174
ANEXO F	PLANOS CONSTRUCTIVOS.....	195

RESUMEN

El Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Azogues conjuntamente con el apoyo de la Unidad Académica de Ingeniería, Industria y Construcción de la Universidad Católica de Cuenca realizó los estudios respectivos para el diseño y cálculo de un puente colgante peatonal con las especificaciones técnicas y presupuesto para su respectiva construcción, la misión de construir esta obra es facilitar a los pobladores de los sectores de Charasol Alto y Bajo directamente a trasladarse de un lugar a otro, ya que los puentes más cercanos existentes se encuentra a 1 Km.

El puente está ubicado sobre el Rio Burgay en el Cantón Azogues, sector Charasol y tiene una longitud de 45m y un ancho de 4m. Sus coordenadas de ubicación son N9693094.05m, E738828.76m. El puente unirá dos caminos vecinales que están a una altura sobre el nivel del mar de 2435.55m.

Los estudios preliminares de ingeniería que se ha realizado para poder diseñar el puente corresponden a: Estudios Topográficos, Estudios Hidrológicos e hidráulicos (proporcionado por el GAD Municipal del Cantón Azogues), Estudios Geológicos y Geotécnicos, Riesgo Sísmico, Calculo Estructural, Presupuesto Referencial y planos constructivos.

PALABRAS CLAVES: PUENTE COLGANTE, ESTUDIO HIDROLOGICO, ESTUDIO GEOTÉCNICO, CALCULO ESTRUCTURAL.

ABSTRACT

The Municipal Autonomous Decentralized Government of Azogues jointly with the support of the Academic Unit of Engineering, Industry and Building of the Catholic University of Cuenca carried out the studies for the design and calculation of a pedestrian suspension bridge with technical specifications and budget for its building, the purpose of this bridge is to provide the residents of the area of Charasol Alto and Bajo to be able to move directly from one place to another, since the nearest bridges are located 1 km away.

The bridge will be built over the Burgay River in the Canton of Azogues, in the area of Charasol and has a length of 45m and a width of 4m. Its location coordinates are N9693094.05m, E738828.76m. The bridge will link two neighbor roads that are at a height of 2435.55m above sea level.

Preliminary engineering studies have been carried out to design the bridge and corresponds to: Topographic Studies, Hydrological and Hydraulic Studies (provided by the Municipal GAD of the Azogues Canton); Geological and Geotechnical Studies; Seismic Risk; Structural Calculation; Reference Budget and Building Plans.

KEYWORDS: SUSPENSION BRIDGE, HYDROLOGICAL STUDY, GEOTECHNICAL STUDY, STRUCTURAL CALCULATION.

CAPITULO 1

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

La necesidad humana de atravesar pequeños o grandes ríos fue el principio de la historia de los puentes, se emplea el término puente para denominar a aquellas construcciones que sirven para comunicar diferentes espacios a los que de otra manera no se podría acceder.

Un puente colgante es una estructura que admite cruzar, un obstáculo y está compuesta por un tablero soportado mediante péndolas verticales o inclinadas, que son la estructura portante hacia los cables principales y estos a la vez cuelgan apoyados en dos torres.

El puente proyectado se encuentra ubicado en la vía Chavay Bajo, en las zonas de planeamiento Z2 Charasol del Cantón Azogues.

En la actualidad no se cuenta con un puente peatonal en esta zona y sus habitantes han tenido la necesidad de optar por otras rutas más alejadas haciendo difícil la circulación hacia las avenidas principales y en peor de los casos cruzan el Rio Burgay exponiendo sus vidas.

Como parte de los estudios básicos se obtendrá datos de las condiciones naturales del lugar donde se requiere construir el puente, que son los siguientes:

- Levantamiento topográfico para obtener un plano de ubicación y la planimetría con curvas de nivel, un perfil longitudinal del eje del lecho 100 m. aguas arriba y abajo, detalles que se obtendrán del lugar para la elección y emplazamiento del puente.

- Los datos hidrológicos e hidráulicos serán proporcionado por el GAD Municipal de Azogues que cuenta con el estudio realizado por el concejo de gestión de aguas de la cuenca de Paute donde se obtendrán la estimación de caudales, áreas de aportación y máximas crecidas.
- Estudio geotécnico que consiste en la perforación de pozos probablemente donde se emplazara la infraestructura para obtener del suelo todas sus características mecánicas, así como los estudios de profundidad de socavación.

El presente proyecto tiene como metas el diseño de:

- Cables principales y secundarios que son utilizados como los elementos estructurales más importantes de un puente, con los que se aprovecha la gran capacidad resistente del acero cuando está sometido a la tracción.
- Las torres de sustentación pueden tener la gran diversidad de geometrías y materiales de construcción, esta es un factor importante en los puentes.
- Tablero del puente base superior que sirve para repartir la carga a vigas y largueros, que se diseñara de acuerdo a las necesidades requeridas.
- Zapatas, pilares y cámaras de anclaje.

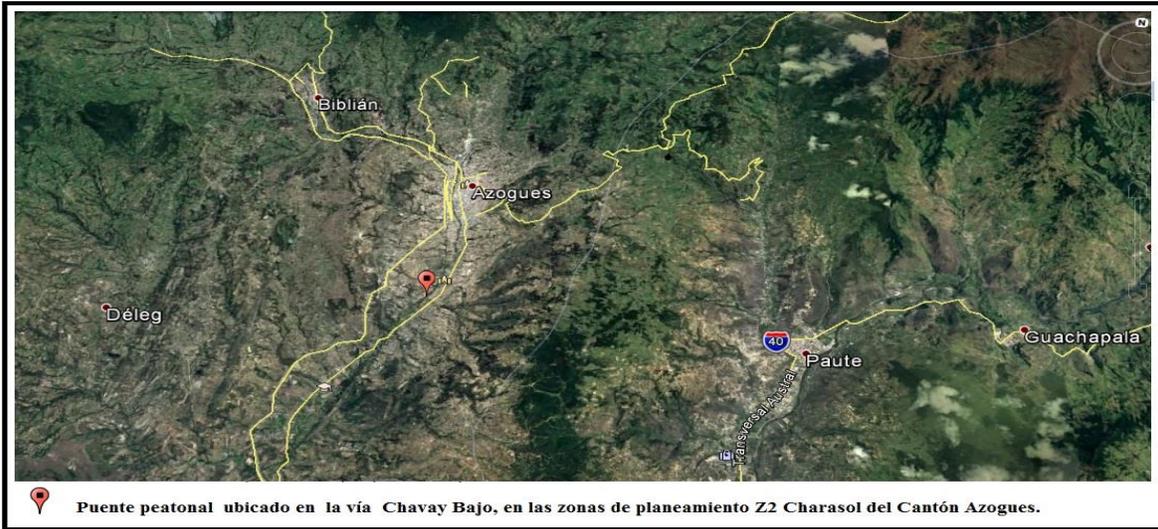


Figura 1. 1. Ubicación del puente
Fuente. Google earth

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVOS GENERALES

Diseñar el puente colgante peatonal sobre el río Burgay perteneciente a la zona 2 - Charasol, Cantón Azogues, provincia del Cañar, que reúna las características necesarias cumpliendo con el análisis y diseño de los elementos estructurales que los conforman.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Definir el tipo de puente y los materiales a emplear para la construcción del mismo.
- Cuantificar el número de personas que serán beneficiadas por la construcción del puente.
- Realizar el levantamiento topográfico de la zona para situar los puntos más viables donde será implantado el puente que se pretende construir.
- Realizar los estudios geotécnicos.
- Verificar el caudal proporcionado por el concejo de gestión de aguas de la cuenca de paute, realizando la medición del escurrimiento por el método “Aforo con flotadores”
- Realizar el diseño y cálculo estructural, considerando las normas adecuadas.
- Realizar el presupuesto referencial.

1.3 JUSTIFICACIÓN

El proyecto se justifica en la necesidad de la construcción de un puente peatonal en la provincia de Cañar, Cantón Azogues, Parroquia urbana (Zona de planificación) Charasol, con la finalidad de posibilitar un paso seguro a la población estableciendo un medio más rápido y cercano de transporte para mejorar sus condiciones de vida.

Por ser este un proyecto de carácter social, el uso o acceso al puente no tendrá ningún costo, sino que se brindará a los usuarios un acceso seguro para movilizarse en su entorno.

El municipio del Cantón Azogues considera de gran envergadura el puente debido al desarrollo armónico de esta parte de la ciudad, es por ello que se ha tomado en contemplación la preocupación de la alcaldía municipal.

Este proyecto proporcionara a los pobladores del Sector, un servicio de acceso peatonal con los estándares de calidad de transporte de un extremo a otro, debido a la falta de un cruce seguro para el Sector Chavay , se propone la ejecución de un puente peatonal.

Su construcción es viable, por existir en el medio los materiales fundamentales y suficientes para su construcción. En cuanto a la tecnología y diseño es posible porque el proponente de este proyecto es el GAD Municipal de Azogues en colaboración con el Sr. Darwin Vinicio Pangol Cajilima Egresado de la facultad de Ingeniería, el mismo que se encuentra capaz para realizar diseños y los cálculos estructurales que correspondan.

Debido a lo anterior, presentamos el presente trabajo " DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE COLGANTE PEATONAL SOBRE EL RÍO BURGAY PERTENECIENTE A LA ZONA 2 - CHARASOL, CANTÓN AZOGUES, PROVINCIA DEL CAÑAR".

1.4. METODOLOGÍA

1.4.1. TRABAJO DE CAMPO.

Todo el análisis en conjunto se determinará mediante la información generada en campo y gabinete de la siguiente manera:

Se realizara visitas de campo para reconocer la zona en donde se ejecutara el proyecto y comprobar la situación del mismo para obtener información preliminar como su acceso al sector, coordenadas, imágenes fotográficas y tener conocimiento sobre el alcance del proyecto, esto se lograra mediante cámaras fotográficas, GPS de alta precisión y software, para la coordinación de esta visita y la información recolectada que se ha recabado se ha recibido el apoyo del Arquitecto Fabián Toledo, quien es el nombrado por el Municipio de Azogues para este proyecto.

Se realizará el levantamiento topográfico detallado del predio donde se va a realizar el proyecto y si es del caso de zonas de predios adyacentes que requieran ser levantadas, de tal manera que se prevean todas las incidencias o afectaciones y todas las actividades preliminares necesarias para el diseño y futura construcción de la obra, utilizando como equipo de trabajo: Estación total con sus implementos, un GPS de alta precisión, el software indicado, y el personal competente.

Se realizara los estudios geotécnicos para el proyecto, para investigar y definir las propiedades del suelo mediante técnicas como: granulometría, límite líquido y plástico, Peso específico seco, comprensión simple, etc., utilizando el laboratorio de la Universidad Católica de Cuenca.

Los datos hidrológicos e hidráulicos serán tomados del estudio realizado por el concejo de gestión de aguas de la cuenca de Paute donde se obtendrán la estimación de caudales, áreas de aportación y máximas crecidas y para su verificación del caudal se realizara la medición del escurrimiento por el método “Aforo con flotadores”.

Se definen las secciones aguas arriba como aguas abajo que representen las condiciones existentes del cauce.

Sobre la información del sector se contará con cartas topográficas, datos sobre el clima, normativas, reglamentos, y reseña histórica, que será de gran interés para el estudio y determinar condiciones para la implantación del Puente.

Se elige una luz del puente y se determina el nivel de sobreelevación.

Con los perfiles hidráulicos y el análisis hidrológico se calcula si es que existe o no socavación, aplicando las fórmulas de Lischtvan Levediev.

1.4.2. TRABAJOS DE GABINETE.

Con todos los datos obtenidos anteriormente en campo, se procesa y ordena aquellos para posteriormente realizar el diseño estructural del puente.

Para un correcto dimensionamiento y seguridad del puente, se establece:

Gálibo de seguridad.

Dispositivos básicos de protección peatonal y acceso (barandas y gradas de ingreso).

Estudio de riesgo sísmico

Diseño del tablero del puente peatonal.

Diseño de la péndola de acero.

Diseño del cable principal de acero.

Diseño de la torre en hormigón armado.

Diseño del macizo de anclaje en hormigón armado.

Planilla de hierros.

Presupuesto a base de Precios Unitarios.

CAPITULO 2

MARCO TEORICO

2.1. DEFINICIÓN DE PUENTE

Un puente es una construcción que permite salvar un accidente geográfico (río, valle, canal, etc.) de un lugar a otro para comunicar dos lados, y de esta manera permite que las personas y/o los vehículos puedan circular normalmente, (Serquén, 2016) afirma. “Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino una carretera o una vía férrea, pero también puede sustentar tuberías y líneas de distribución de energía” (p.1).

Con la introducción y mejora de distintos materiales como piedra, madera, metal, etc. con el pasar del tiempo, este tipo de puentes son capaces de soportar el tráfico rodado e incluso líneas de ferrocarril ligeros.



Figura 2. 1. Puente Fairyland en la Cordillera de Huangshan (China).
Fuente. (Orbaneja, 2012)

2.2. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES

Dependiendo el uso que se les dé, algunos de ellos reciben nombres particulares, como acueductos, cuando se emplean para la conducción del agua, viaductos, si soportan el paso de carreteras y vías férreas, y pasarelas, están destinados exclusivamente a la circulación de personas.

Se clasificó los puentes en dos grupos, según su estructura y según el material como indica el siguiente cuadro 2.1.

Cuadro 2. 1. Clasificación de puentes.

CLASIFICACIÓN DE PUENTES			
Según su Estructura (Puentes Fijos)	Puente de vigas armadas.	Constan de dos o más de estos elementos que soportan el piso y salvan la distancia entre estribos. Las vigas armadas metálicas son de sección "I" y van reforzadas por remaches.	 <p>Puente Europa (Azuay-Ecuador)</p>
	Puente continuo.	La superestructura rígida se apoya en tres o más luces sin interrupciones y pueden ser de viga de celosía, acero de alma llena, vigas o viguetas de hormigón armado.	 <p>Puente continuo (Lacon-Estados unidos).</p>

CLASIFICACIÓN DE PUENTES

<p>Según su Estructura (Puentes Fijos)</p>	<p>Puente de Arco.</p>	<p>Un puente de arco es un puente con apoyos situados en los extremos de la luz a salvar, entre los cuales se dispone una estructura con forma de arco con la que se transmiten las cargas. Se construyen de acero, hormigón armado o pretensado y de madera.</p>	 <p style="text-align: center;">Puente arco (Azuay-Ecuador)</p>
	<p>Puente de armadura</p>	<p>Sus miembros de la armadura están sometidos a cargas axiales sin ningún tipo de flexión. Este tipo de puente está diseñado para sostenerse cuando se aplica peso mediante la tensión de cada una de sus piezas, causando que pueda sostener la carga.</p>	 <p style="text-align: center;">Puente de armadura (Azuay-Ecuador)</p>
	<p>Puente cantiléver.</p>	<p>Puente en el cual una o más vigas principales trabajan como ménsula o voladizo, que se proyectan desde las pilas. Los brazos voladizos también pueden proyectarse hacia las orillas para sustentar los extremos de dos tramos suspendidos.</p>	 <p style="text-align: center;">Puente Comodoro Barry (New Jersey-Estados Unidos)</p>

CLASIFICACIÓN DE PUENTES

<p>Según su Estructura</p> <p>(Puentes Fijos)</p>	<p>Puente colgante.</p>	<p>Su principal elemento son sus cables. La cubierta del puente cuelga por debajo de los cables de suspensión que están sostenidos por los soportes verticales y anclados por sus extremos a los pilares de sujeción, este tipo de puente trabajan exclusivamente a tracción.</p>	 <p style="text-align: center;">Puente Unión Europea (Azuay - Ecuador)</p>
	<p>Puente atirantado</p>	<p>Se distingue de los puentes colgantes porque en éstos los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales, los atirantados tienen partes que trabajan a tracción y otras a compresión.</p>	 <p style="text-align: center;">Puente atirantado (Napo-Ecuador)</p>

CLASIFICACION DE PUENTES

<p>Según su Estructura</p> <p>(Puentes móviles)</p>	<p>Puente Basculante.</p>	<p>Están compuestos por 1 o 2 secciones que se abren en dirección perpendicular al plano del puente con la ayuda de contrapesos situados bajo la plataforma.</p>	 <p align="center">Puente basculante peatonal (Guayaquil-Ecuador)</p>
	<p>Puente giratorio.</p>	<p>Tienen 2 posibilidades de apertura: Girar 2 vanos simétricos sobre una pila situada en el centro del canal, o girar 2 semivanos con sus compensaciones, sobre dos pilas situadas en los bordes del canal.</p>	 <p align="center">Puente Pont de Caronte (Francia)</p>
	<p>Puente de traslación horizontal.</p>	<p>Es un puente móvil con una calzada que se desplazaba longitudinalmente sobre rodillos avanzando o retrocediendo en voladizo libre hasta llegar al apoyo de la otra orilla. La calzada se retira en dirección longitudinal para dejar paso a los navíos.</p>	 <p align="center">Puente retráctil (Upsala-Suecia)</p>
	<p>Puente de elevación vertical.</p>	<p>Es un puente móvil, su plataforma que es simplemente apoyada se eleva de forma vertical y paralela a su posición original, normalmente se elevan tirando de sus cuatro esquinas, y por ello requieren dos o cuatro torres.</p>	 <p align="center">Puente Tower Bridge (California-Estados Unidos)</p>

CLASIFICACION DE PUENTES

<p>Según su material.</p>	<p>Puente de cuerda.</p>	<p>Este tipo de puentes se denomina pasarela y son los antecesores de los puentes sustentados por cables.</p> <p>Las cuerdas están agrupadas y torcidas en espiral para formar una unidad resistente.</p>	 <p>Puente Carrick-a-rede (Irlanda del Norte)</p>
	<p>Puente de madera</p>	<p>Los puentes de madera son más fáciles y más rápidos de construir que los de piedra sin embargo siempre han tenido problemas de durabilidad, es por ello que se usa este tipo de material en una obra provisional.</p>	 <p>Puente de madera (Azuay-Ecuador)</p>
	<p>Puente de Mampostería</p>	<p>Aparte de la piedra, se ha utilizado materiales como el ladrillo o el hormigón en masa, con el ladrillo se puede hacer arcos de dovelas, y con la piedra están formadas por bóvedas y siempre utilizan como estructura resistente.</p>	 <p>Puente de ladrillo (Azuay-Ecuador)</p>

CLASIFICACION DE PUENTES

<p>Según su material.</p>	<p>Puente metálico.</p>	<p>Los puentes metálicos son estructuras imponentes que se construyen con rapidez.</p>	 <p style="text-align: center;">Puente Metálico (Azuay-Ecuador)</p>
	<p>Puente de hormigón armado.</p>	<p>Es cualquier puente en el que alguno de los elementos de la estructura portante (tablero, arco o viga) está hecho en hormigón armado que es una colaboración del acero y el hormigón.</p>	 <p style="text-align: center;">Puente de hormigon (Azuay-Ecuador)</p>
	<p>Puente de hormigón preesforzado</p>	<p>Son elementos tensados previamente para las cargas que va a recibir la estructura de forma que nunca tengan tracciones o tengan un valor mínimo y así evitar la fisuración.</p>	 <p style="text-align: center;">Puente Yanuncay (Azuay-Ecuador)</p>
	<p>Puente mixto.</p>	<p>Es un puente formado por acero y hormigón sin mezclarse como se da en el hormigón armado y en el pretensado, su construcción se puede hacer igual que un puente metálico justa solución para pasos superiores sobre autopistas en funcionamiento.</p>	 <p style="text-align: center;">Puente Europa (Azuay-Ecuador)</p>

Fuente: Elaboración propia.

2.3. DEFINICIÓN DE PUENTE COLGANTE.

El puente colgante nos proporciona facilidad en su construcción por la versatilidad de acoplamiento de los diferentes materiales a colocar.

En nuestro país por lo general se utiliza tablero de madera y combinación de acero estructural con hormigón armado. Este tipo de puente permite muchas veces ser construido con la guía base de un técnico y la mano de obra por la propia comunidad, es el caso de los puentes realizados por Toni Ruttimann de origen Suizo más conocido en el Ecuador como Toni el puentero que llegó a construir 34 puentes utilizando material reciclado donado por instituciones, siendo las dimensiones más grande de una de ellas de 240 metros en la región Amazónica.

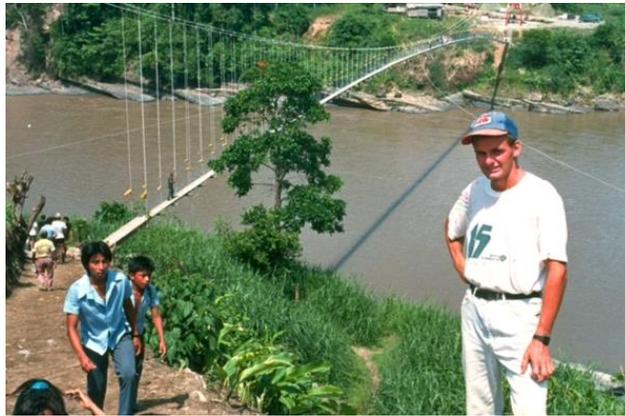


Figura 2. 2. Toni El Suizo y el puente sobre el Río Aguarico.
Fuente. (Wikipedia, 1989)

Puente colgante es una estructura que provee un camino de paso sobre el agua, una carretera o un valle. Los puentes en general sustentan caminos, una carretera o una vía férrea, pero también pueden acarrear tuberías y líneas de distribución de energía.



Figura 2. 3. Puente colgante peatonal.

Fuente: (ecodesarrollo, 2014)

2.4. CARACTERÍSTICAS DE UN PUENTE COLGANTE.

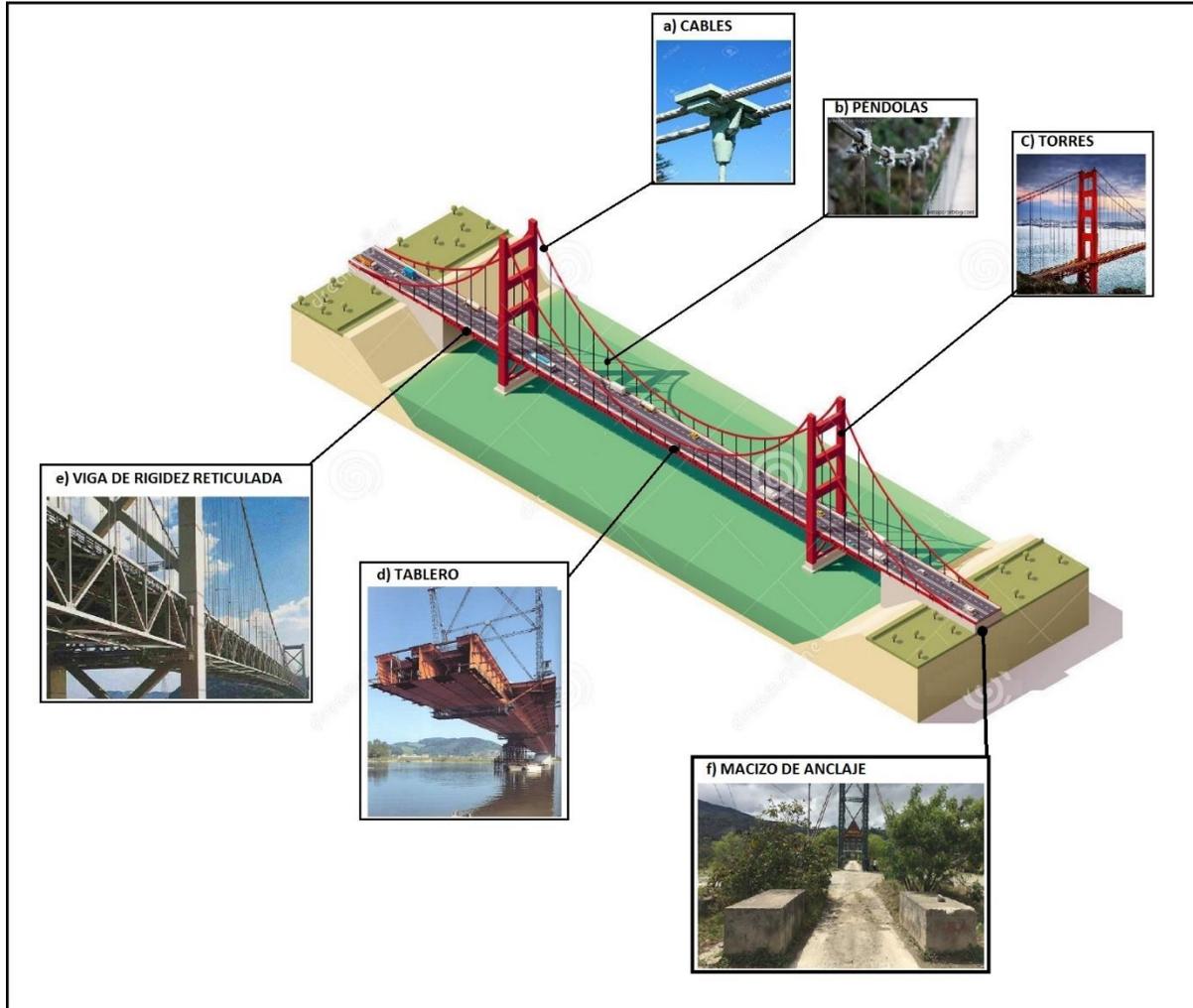
El diseño de cada puente cambia o varía dependiendo de su función y de la naturaleza del terreno sobre el que se construye, existen numerosos tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia y cada uno es distinto dependiendo del tipo de material a usar o disponible, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores.

La naturaleza del suelo donde habrá de apoyarse y el régimen del río por encima del que cruza son de suma importancia al instante de considerar el diseño de un puente para garantizar la vida del mismo.

En un puente colgante su tablero, no está apoyado sobre pilas sino se sujeta mediante cables atirantados desde una estructura a la que van sujetas. Tiene una catenaria formada por numerosos cables de acero, de la que se suspende el tablero del puente mediante tirantes verticales. La catenaria cuelga de dos torres de suficiente altura, encargadas de llevar las cargas al suelo.

El puente colgante es, igual que el arco, una estructura vigorosa gracias a su conformación; en este caso salva una delimitada luz mediante un mecanismo resistente que trabaja exclusivamente a tracción, evitando gracias a su flexibilidad, que aparezcan flexiones en él.

2.5. ELEMENTOS DE UN PUENTE COLGANTE.



*Figura 2. 4.*Componentes principales de un puente colgante.

Fuente: Elaboración propia.

- **Superestructura** compuesta de tablero y estructura portante (cables, péndolas, torres, vigas longitudinales y transversales).
- **Subestructura o Infraestructura** compuesta por estribos y macizo de anclaje.

a) CABLE

Es un elemento flexible y en él solo se producirán esfuerzos axiales de tracción siendo así un elemento básico de la estructura del puente colgante, su montaje debe salvar el vano entre las dos torres. Tales cables, compuestos generalmente por alambres paralelos de acero galvanizado, agrupados para formar una sección circular, llevan un arrollamiento en espiral de alambre que mantiene su forma cilíndrica al tiempo que los impermeabiliza.

Los puentes de tramos relativamente cortos se emplean generalmente cordones individuales o en grupos de cordones paralelos. En puentes colgantes de mayor luz se emplean cordones o trenzados formando cables o cables formados por alambres paralelos.

b) PÉNDOLA

Estas péndolas que trabajan solo a tracción se colocan verticalmente y son los elementos doblemente articulados que transmiten las cargas del tablero del puente y de las vigas de rigidez a los cables. Pueden estar formados por uno o dos cordones y de acuerdo con esto cambia la manera de conectarlos al cable.

La distancia entre péndolas se opta de manera que coincida con los nudos de la viga de rigidez, en puentes de pequeña luz se colocan en cada nudo y en puentes de luz grande generalmente cada dos nudos, dando espaciamentos del orden de 5.00m a 15.00m.

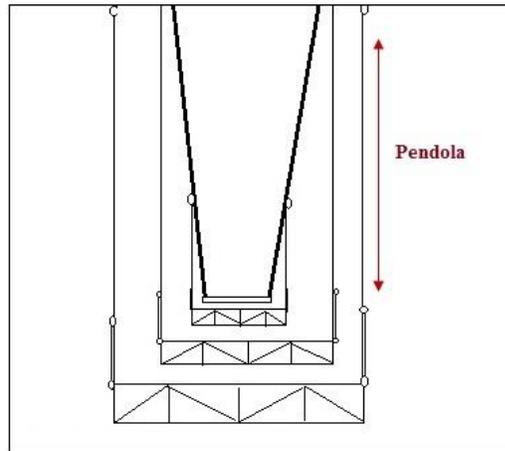


Figura 2. 5. Péndolas
Fuente: Autor

c) TORRE

Torres de sustentación, elementos importantes y de cuidado en su diseño dentro de los puentes colgantes, porque son los que permiten mayor libertad, la mayoría tienen dos pilares con sección cajón de alma llena, unidos por riostras horizontales y son los encargados de transmitir las cargas al suelo de cimentación.

Las torres no plantean problemas especiales de construcción, salvo la dificultad que supone elevar piezas o materiales a grandes alturas dependiendo de la geometría y material de construcción.

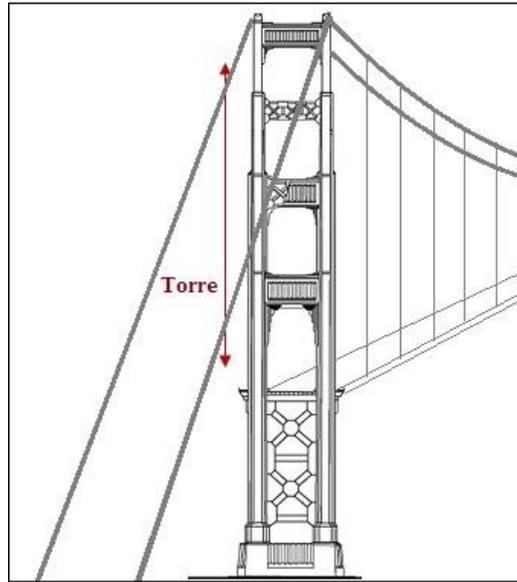


Figura 2. 6. Torre
Fuente: Autor

d) TABLERO

La mayoría de los puentes colgantes usan estructuras de acero reticuladas para soportar la carretera (en consideración a los efectos desfavorables que muestran los puentes con placas laterales verticales), recientes desarrollos en aerodinámica de puentes han permitido la reintroducción de estructuras laterales en la plataforma.

El tablero suele estar suspendido mediante tirantes verticales que conectan con dichos cables y se usan estructuras de acero o reticuladas para soportar la carretera en tipo carrosable.

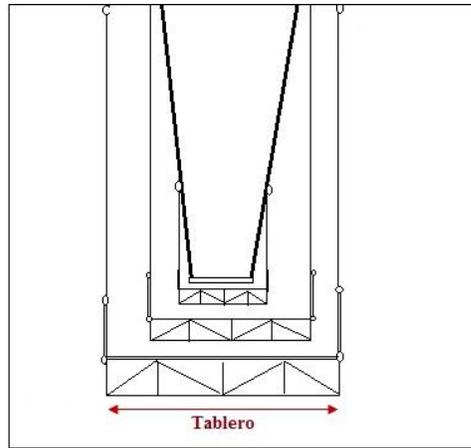


Figura 2. 7. Tablero
Fuente: Autor

e) VIGA DE RIGIDEZ

La viga de rigidez debe asegurar una buena actuación estructural del puente así como consentir que la estructura sea económica; para lo cual debe poseer un peso reducido, buenas características aerodinámicas y funcionando integralmente con el tablero.

Su misión es recibir las cargas concentradas que actúan en el tablero y repartirlas uniformemente sobre las péndolas, lo que permite sustentar la forma de los cables.

Normalmente se le diseña como articulada sobre las torres. Las tres formas usualmente empleadas son:

- viga reticulada de bridas paralelas.
- viga de alma llena, de plancha soldada.
- viga de sección cajón integrada con la estructura del tablero.

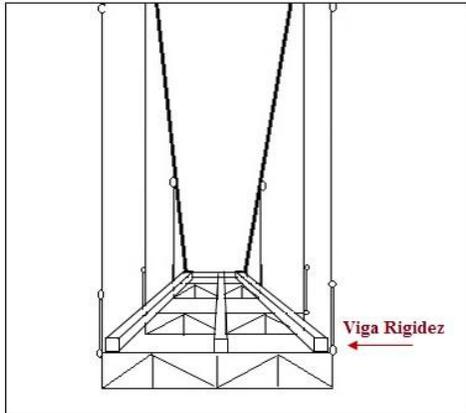


Figura 2. 8. Viga de rigidez
Fuente: Autor

f) MACIZO DE ANCLAJE

El cable principal produce en la parte superior de la torre fuerzas horizontales y verticales, la componente vertical es absorbida directamente por la torre y la componente horizontal producirá un volcamiento. Para superar este limitante se debe crear mecanismos que permitan que la torre compense esa fuerza como son los estribos de anclaje que son construidos en hormigón armado, conformándose celdas selladas llenas de lastre dentro de los estribos.

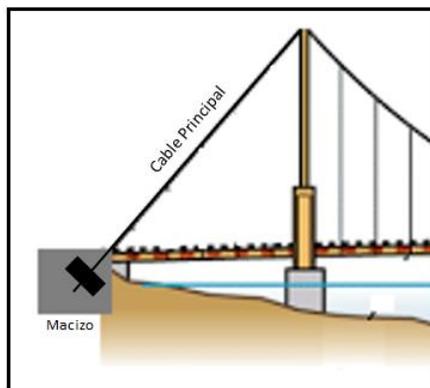


Figura 2. 9. Estribo de anclaje
Fuente: Autor.

2.6. TIPO DE CARGAS.

Se debe considerar en el diseño de los puentes colgantes peatonales diversas cargas que actúan en el mismo como son: El peso propio, la carga viva, el impacto, el viento, el sismo y otras particulares.

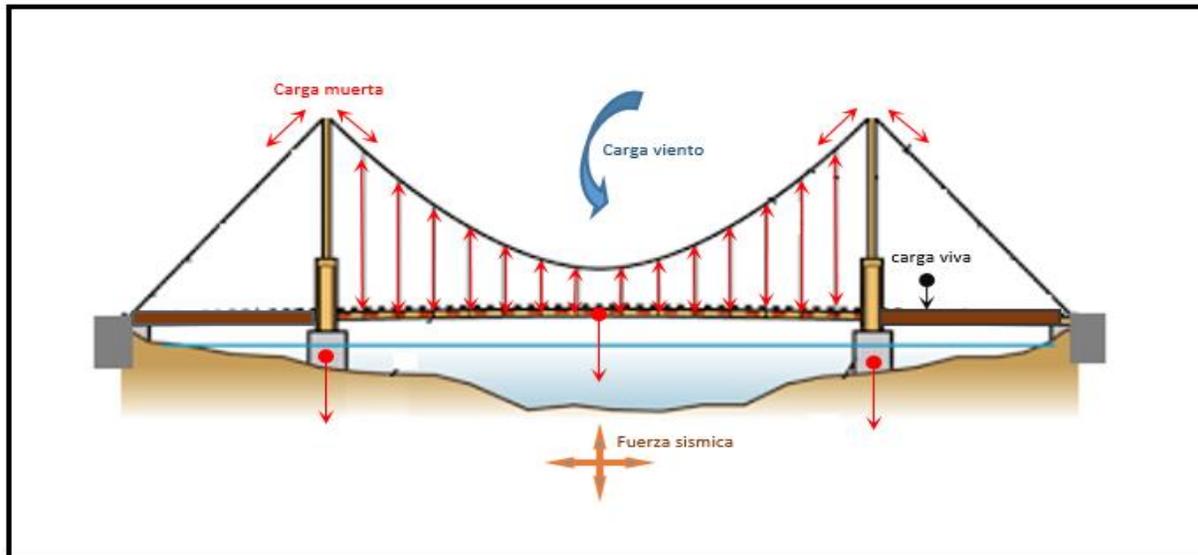


Figura 2. 10. Cargas actuantes en un puente peatonal
Fuente. Autor.

2.6.1 CARGAS POR PESO PROPIO Y PESO MUERTO.

El peso propio debe ser definido previo pre dimensionamiento de la estructura ya que la limitación de la longitud de los vanos fundamentalmente se debe al peso muerto de las estructuras.

Este peso depende de las dimensiones finales de los elementos; para su determinación se podrán usar los valores unitarios de algunos materiales más empleados tomados de las normas AASHTO-LRFD 2014 (American Association of Satate Highway and Transportation Officials) que se muestran en la Tabla 2.1.

Tabla 2. 1. Pesos específicos para algunos elementos.

MATERIAL	DENSIDAD (Kg/m³)
Concreto armado	2400
Concreto simple	
Liviano	1760
De arena liviana	1920
Peso Normal con $f'c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$	2320
Peso Normal con $350 < f'c \leq 1050 \text{ kg/cm}^2$	$2240 + 0.23f'c$
Concreto Armado* (C3.5.1 AASHTO)	Peso Concreto Simple+ 80 kg/m ³
Acero	7850
Hierro fundido	7200
Arena, limo, o arcilla compactados	1900
Madera (Seique)	680
Madera (Chanul)	990

Fuente:(Serquén, 2016)

La carga muerta está constituida por el peso de la estructura ya terminada, está sobrepuesto en el tablero y que no forma parte de la estructura resistente, como es la capa de rodadura, barandas, cables, tuberías, etc.

2.6.2. CARGA VIVA

La carga viva en los puentes está constituida por el peso peatonal más los efectos derivados por su naturaleza dinámica y móvil, el proyectista debe utilizar en el diseño las Normas, Códigos o Especificaciones de diseño de puentes.

Los puentes para uso peatonal y para el paso de bicicletas, las cargas deberán ser diseñadas para una carga viva uniformemente repartida de 510 Kg/m^2 .

2.6.3. CARGA POR VIENTO

La carga de viento que se debe calcular de acuerdo a los registros de viento de nuestro país está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento, dicha área será la suma de las proyecciones verticales de todos los miembros. En aquellos casos en que la acción del viento

pueda originar fenómenos vibratorios importantes, se deberán realizar los estudios especiales correspondientes.

Según (NEC-SE-CG, 2015, pág. 14) Carga por viento:

a. Velocidad instantánea máxima del viento

(NEC-SE-CG, 2015) “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)”.

b. Velocidad corregida del viento

(NEC-SE-CG, 2015) “La velocidad instantánea máxima del viento se multiplicará por un coeficiente de corrección σ que depende de la altura y de las características topográficas y/o de edificación del entorno (nivel de exposición al viento), de acuerdo con la Tabla 2.2.

Las características topográficas se reparten en 3 categorías:

- Categoría A (sin obstrucción): edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- Categoría B (obstrucción baja): edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.
- Categoría C (zona edificada): zonas urbanas con edificios de altura”.

$V_b = V * \sigma$	(Ec. 2.1)
Donde:	
V_b	velocidad corregida del viento en m/s
V	Velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

Tabla 2. 2. Coeficiente de corrección σ

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

c. Calculo de la presión del viento

(NEC-SE-CG, 2015) “Se considera que la acción del viento actúa como presión sobre los elementos de fachada. Para determinar la resistencia del elemento frente al empuje del viento, se establece una presión de cálculo P, cuyo valor se determinará mediante la siguiente expresión:”

$$P = \frac{1}{2} * \rho * Vb^2 * C_e * C_f \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde:

P Presión de cálculo expresada en Pa (N/m²)
 ρ Densidad del aire expresada en Kg/m³ (En general, se puede adoptar 1.25 Kg/m³)
 Ce Coeficiente de entorno/altura
 Cf Coeficiente de forma (Tabla 2.3)

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

d. Determinación de Cf

Tabla 2. 3. Determinación del factor de forma Cf

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	

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

- El signo positivo (+) indica presión

2.6.3.1. Viento en la superestructura.

Cuando se diseña la superestructura sólo se toman en cuenta las fuerzas transversales o perpendiculares al tráfico, en cambio cuando se diseña la infraestructura, además de las reacciones en las dos direcciones transmitidas por la superestructura se tiene las presiones del viento aplicadas directamente en la infraestructura.

Si el viento forma cargas en la SUPERESTRUCTURA que no se consideran normal a la estructura, la presión básica del viento P_B para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar según la Tabla 2.4. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente.

En puentes corrientes con luces hasta de 50 m. se emplearán las siguientes cargas:

- Viento longitudinales en la superestructura. 0.60 kN/m^2
- Viento transversal en la superestructura. 2.45 kN/m^2

Tabla 2. 4. Presión Básica para diferentes ángulos de ataque ($V_B = 160 \text{ Km/h}$)

Ángulo de oblicuidad del viento	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
	Carga lateral Kg/m^2	Carga Longitudinal Kg/m^2	Carga lateral Kg/m^2	Carga longitudinal Kg/m^2
0	367	0	245	0
15	347	61	214	31
30	316	133	204	61
45	235	204	163	82
60	112	245	82	92

Fuente: (Serquén, 2016)

2.6.4. ESFUERZOS POR SISMOS.

En las regiones en el cual puede llegar a presentarse fenómenos sísmicos, las estructuras deben proyectarse para soportar los movimientos sísmicos tomando en estudio la relación entre el sitio y las zonas sísmicas de las fallas activas, la reacción sísmica del suelo en el sitio y las características de la respuesta dinámica de toda la estructura.

Las fuerzas sísmicas serán evaluadas por cualquier procedimiento racional de análisis. Se supondrá que las acciones sísmicas horizontales actúan en cualquier dirección. Cuando sólo se analiza en dos direcciones ortogonales, los efectos máximos serán estimados como la suma de los valores absolutos obtenidos para el 100% de la fuerza sísmica en una dirección y 30% de la fuerza sísmica en dirección perpendicular.

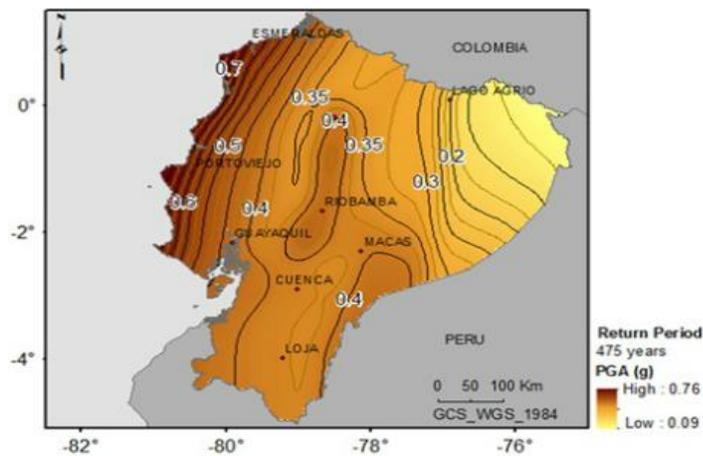


Figura 2. 11. Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador en términos de PGA

Fuente: (Politécnica, 2016)

Según (NEC-SE-DS, 2015, pág. 41) se transcribirán todas las normas, tablas y especificaciones de la metodología del diseño sísmoresistente para el cálculo de cortante basal que influyeran en las torres del puente peatonal

2.6.4.1. Cortante basal de diseño V

El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{I \cdot S_a}{R \phi_p \phi_E} W \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde:

I: Factor de importancia

W: Carga reactiva

S_a: Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

R: Factor de reducción de respuesta estructural.

$\phi_p \phi_E$: Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.6.4.2. Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo.

$$W = D + 0.25 * L_i \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Donde:

D Carga muerta total de la estructura

L_i Carga viva del piso i

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.6.4.3. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 2.5 y se adoptará el correspondiente factor de importancia I.

(NEC-SE-DS, 2015) “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.”

Tabla 2. 5. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente 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, 2015)

2.6.4.4. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño

(NEC-SE-DS, 2015, pág. 32) “Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante la fórmula y valores de la Tabla 2.6, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos.”

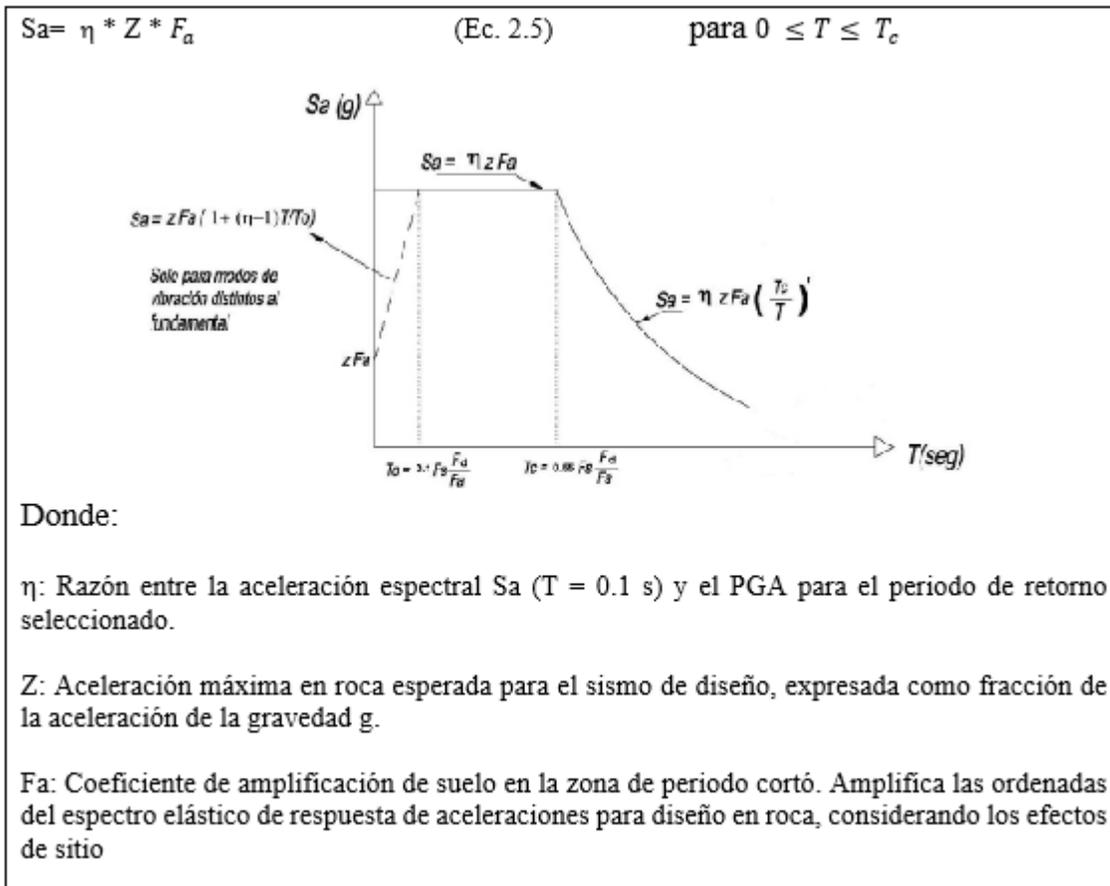


Tabla 2. 6. Valores de la relación de amplificación espectral.

Valores de la relación de amplificación espectral, varían dependiendo de la región del Ecuador
$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.6.4.5. Zonificación sísmica y factor de zona Z

El coeficiente se determina en base al mapa de zonificación sísmica para diseño que proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 27)

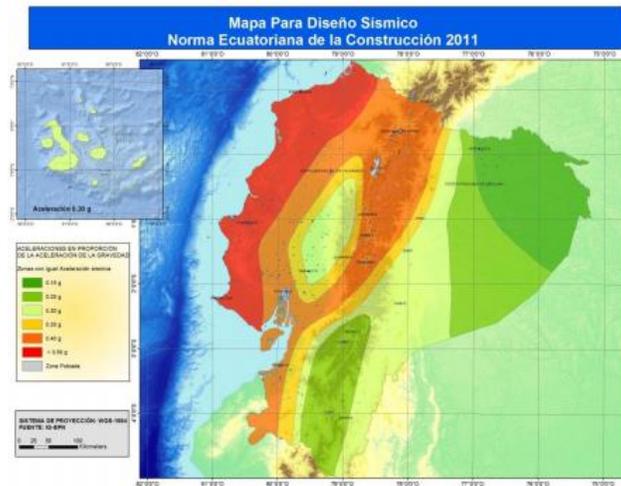


Figura 2. 12. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona z

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 2. 7. Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico.	intermedia	alta	alta	alta	alta	Muy alta

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del:

- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia,
- Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

2.6.4.6. Tipo de perfiles de suelos para el diseño sísmico.

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla 2.8.

(NEC-SE-DS, 2015) “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.”

Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, como los expuestos en la sección 10.6.4 de la norma (NEC-SE-DS, 2015) requisitos específicos: “respuesta dinámica para los suelos de tipo F y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo”.

Tabla 2. 8. Clasificación de los perfiles de 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	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
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	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
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 H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

	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 >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).
	F3 - Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)
	F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)
	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, 2015)

2.6.4.7 Coeficiente de amplificación dinámica de perfiles de suelos F_a , F_d y F_s

En la Tabla 2.9 según (NEC-SE-DS, 2015, pág. 31) “se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio”.

Tabla 2. 9. Tipo de suelo y factores de sitio F_a .

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Ver nota					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

En la Tabla 2.10 según (NEC-SE-DS, 2015, pág. 31) “se presentan los valores del coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio”.

Tabla 2. 10. Tipo de suelo y factores de sitio F_d .

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Ver nota					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

En la Tabla 2.11 según (NEC-SE-DS, 2015) “se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo 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”.

Tabla 2. 11. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Ver nota					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Nota: Para los estudios Tipo F no se proporcionan valores de F_a , F_d y F_s , debido a que requieren un estudio especial.

2.6.4.8. Determinación del periodo de vibración T_a

Según (NEC-SE-DS, 2015, p. 65) “El valor de T obtenido al utilizar este método es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento”.

$T = Ct * hn^{\alpha} \quad (\text{Ec. 2.6})$ <p>Donde:</p> <p>hn = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros. T = Periodo de vibración. Ct = Coeficiente que depende del tipo de edificio</p>
--

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 2. 12. Coeficientes para la determinación del periodo de vibración T

Tipo de estructura	Ct	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.73	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.049	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Los límites para el periodo de vibración T_C y T_L (éste último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos, se obtienen de las siguientes expresiones:

$T_c = 0.55 * F_s \frac{F_d}{F_u}$ (Ec. 2.7)	$T_L = 2.4$ (Ec. 2.8)
<p>Donde:</p> <p>Fa= Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.</p> <p>Fd= Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.</p> <p>Fs= Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo 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.</p> <p>Tc= Es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.</p> <p>TL= Es el periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.6.4.9. Factor de reducción de resistencia sísmica

El diseñador debe seleccionar el sistema estructural a utilizarse para la edificación de entre 2 grupos los cuales se encuentra descrito en la Tabla 2.13, junto con el valor de reducción sísmica R correspondiente.

Según (NEC-SE-DS, 2015, p. 67) “Debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas”.

Tabla 2. 13. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R

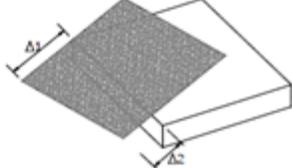
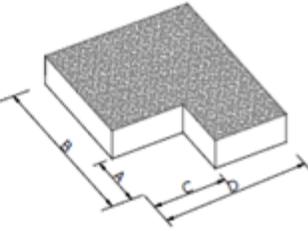
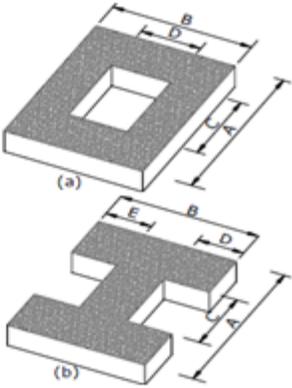
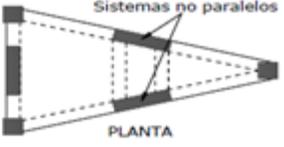
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
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
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HA, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.6.4.10. Coeficiente de configuración estructural en planta

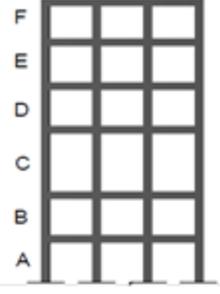
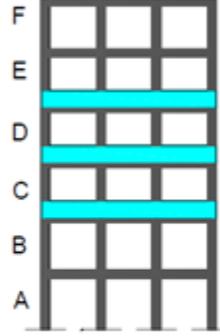
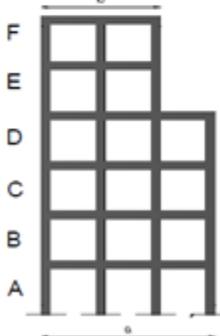
Las Tablas 2.14 y 2.15 según (NEC-SE-DS, 2015, p. 52) “describen las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación. Junto a la descripción se caracteriza la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades”.

Tabla 2. 14. Coeficientes de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi} = 0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pi} = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pi} = 0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pi} = 0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 2. 15. Coeficientes de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 – Piso flexible $\phi_{Ei} = 0.9$ Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ei} = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ei} = 0.9$ $a > 1.3 b$ La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

a) Coeficiente de regularidad en planta \emptyset_P

$\emptyset_P = \emptyset_{PA} * \emptyset_{PB}$ (Ec. 2.9)	<p>Donde:</p> <p>\emptyset_P = Coeficiente de regularidad en planta. \emptyset_{PA} = Mínimo valor \emptyset_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3. \emptyset_{PB} = Mínimo valor \emptyset_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4. \emptyset_{Pi} = Coeficiente de configuración en planta</p>
---	---

Según (NEC-SE-DS, 2015, p. 54) “Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Tabla 2.14, en ninguno de sus pisos, \emptyset_P tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta”.

b) Coeficiente de regularidad en elevación \emptyset_E

$\emptyset_E = \emptyset_{EA} * \emptyset_{EB}$ (Ec. 2.10)	<p>Donde:</p> <p>\emptyset_E = Coeficiente de regularidad en elevación \emptyset_{EA} = Mínimo valor \emptyset_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; \emptyset_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1. \emptyset_{EB} = Mínimo valor \emptyset_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; \emptyset_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3. \emptyset_{Ei} = Coeficiente de configuración en elevación</p>
--	---

Según (NEC-SE-DS, 2015, p. 55) “Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en las Tablas 2.14 y 2.15 en ninguno de sus niveles, $\emptyset_E = 1$ y se le considerará como regular en elevación”.

CAPITULO 3

ESTUDIOS PRELIMINARES PARA EL DISEÑO DEL PUENTE

3.1. ANÁLISIS SOCIO ECONÓMICO

Azogues fue declarado Patrimonio Cultural y Urbano del Ecuador por sus valores intrínsecos de historia, cultura y religión. Su gente ha puesto todo para hacer de Azogues, tierra de fe, de desarrollo urbano y cultural.

En la geografía urbana y rural, de acuerdo a los datos preliminares del censo de noviembre de 2010, viven 80.000 habitantes aproximadamente, con mayor concentración en la ciudad de Azogues y centros parroquiales.

Azogues, es una urbe que ofrece buena calidad de vida a los ciudadanos, porque los servicios básicos, como agua potable y alcantarillado tiene coberturas que superan el 95%; calles pavimentadas y asfaltadas, aunque los barrios periféricos viven en la marginalidad.

(El Mercurio, 2011)

3.1.1 UBICACIÓN.

La Zona 2 - Charasol es una zona de planificación que se encuentra en la Cabecera Cantonal de Azogues localizado al sur de la provincia del Cañar a 37 km de la ciudad de Cuenca.

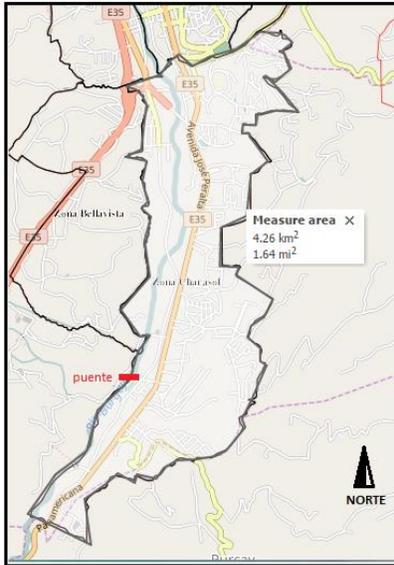


Figura 3. 1. Mapa de la Zona 2 - Charasol
Fuente: El Autor.

a) Límites.

- Norte: Zona de planificación (z4 La Playa , z7 Zona Central, z1 La Bayas)
- Sur: Centro Parroquial Rural Javier Loyola.
- Este: Centro Parroquial Rural Luis Cordero.
- Oeste: Zona de planificación Z3 Bellavista.

b) Altitud.

La altitud promedio de la cabecera Cantonal de Azogues es de 2518 m s. n. m. y la altitud promedio donde se ubicara el puente en la Zona 2-Charasol es de 2434 m s. n. m.

c) Extensión.

La Zona 2 - Charasol tiene una extensión aproximadamente de 4.26 Km², o 426 hectáreas, según datos obtenidos del Sistema de Información Territorial GAD Municipal de Azogues.

3.1.2. CLIMA

Su temperatura media es de 17°C

3.1.3. INFORMACIÓN DEMOGRÁFICA.

a) Población

Charasol es la Zona de planificación 2 del Cantón Azogues, esta a su vez pertenece a la provincia del Cañar, La cabecera Cantonal de Azogues abarca una población alrededor de treinta y siete mil novecientos noventa y cinco (37995) habitantes según el censo de población y vivienda (CPV 2010). Instituto nacional de estadística y censos.

Tabla 3. 1. Población por parroquias.

CANTÓN CAÑAR				
Parroquias	Población		Total	%
	Urbana	Rural		
AZOGUES	33.848	4.147	37.995	54.23
COJITAMBO		3.689	3.689	5.27
GUAPAN		8.853	8.853	12.63
JAVIER LOYOLA		6.807	6.807	9.71
LUIS CORDERO		3.871	3.871	5.52
PINDILIG		2.103	2.103	3
RIVERA		1.542	1.542	2.2
SAN MIGUEL		3.567	3.567	5.1
TADAY		1.637	1.637	2.34
Total	33.848	36.216	70.064	

Fuente: Censo de población y vivienda (CPV 2010)

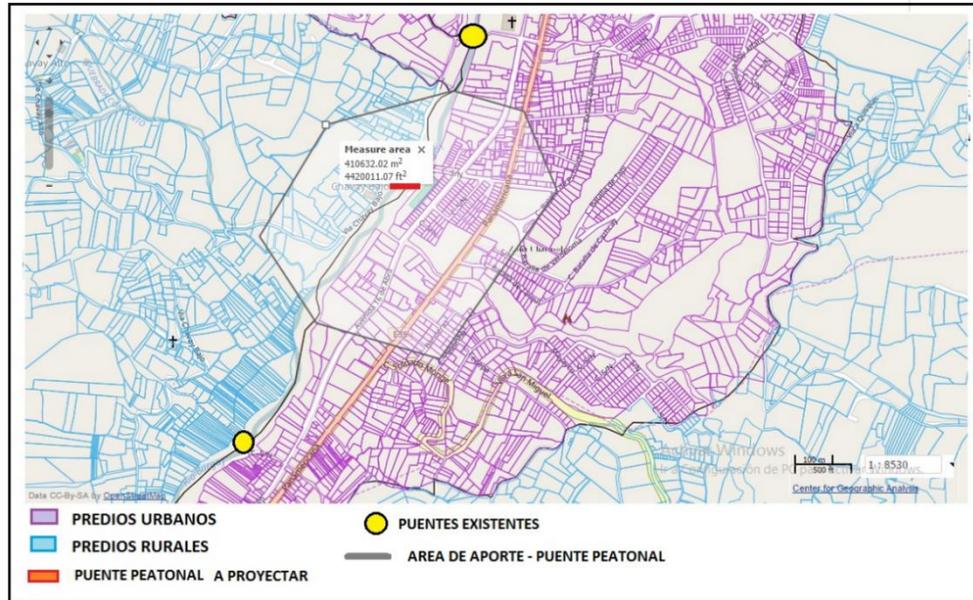


Figura 3. 2. Área de aportación que brindara el puente peatonal.

Fuente: Sistema de información territorial GAD Municipal de Azogues

Esta Cabecera cantonal representa según la Tabla 3.1 el 54.23% del total de la población del Cantón Cañar, siendo esta, el territorio más poblado del cantón. Un dato a considerar según el censo la mayoría de los habitantes reside en sectores rurales.

Tomando en cuenta que la Zona de planificación Charasol tiene una extensión aproximada de 4.26 Km², la densidad poblacional tomada en el 2010, arroja un promedio de 623.48 habitantes por Km², entonces la población estimada que existe en la Zona 2 – Charasol es de 2656 habitantes.

La población estimada a ser beneficiaria de este proyecto que tiene una área de 0.41 km² (Imagen 3.2), dato que se adquirió de un criterio personal, es de **256 habitantes**.

3.2. ESTUDIOS TOPOGRÁFICO

3.2.1. OBJETIVO

Debe contener como mínimo un Plano de ubicación donde cuente con:

- Planimetría con curvas de nivel cada metro si la quebrada es profunda o más juntas si el terreno es llano o las barrancas son poco definidas.
- Donde será emplazado el puente se debe realizar como mínimo un levantamiento topográfico a 100 metros a la redonda de cada posible torre a ser colocada.
- Sera necesario indicar en los planos la dirección del curso de agua así como un levantamiento detallado del fondo del mismo y con todos estos datos obtener un perfil longitudinal del eje del lecho del rio en 500 metros (o más según la necesidad) aguas arriba y abajo.
- Los planos deberán indicar los accesos del puente, así como autopistas, caminos y otras posibles referencias y la vegetación existente.
- Establecer los puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

3.2.2. INSTRUMENTACIONES

- Estación Total Nikon
- Prisma
- Libreta topográfica.
- Flexómetro.
- Estacas y clavos
- Brocha
- Pintura
- Combo
- Machete
- Botas de agua.
- Dos o más hitos

3.2.3. TRABAJO DE CAMPO

Se levantaron un total de 202 puntos y fueron procesados en el software Autodesk Civil 3D 2017 como muestra la Figura 3.3, el área aproximada del levantamiento es de 1.866 ha., se identificaron los puntos de los caminos vecinales en ambos extremos, el eje del río, y demás detalles y así obtener los planos de área con sus respectivas medidas verticales y longitudinales que nos servirán como base para el diseño del puente.

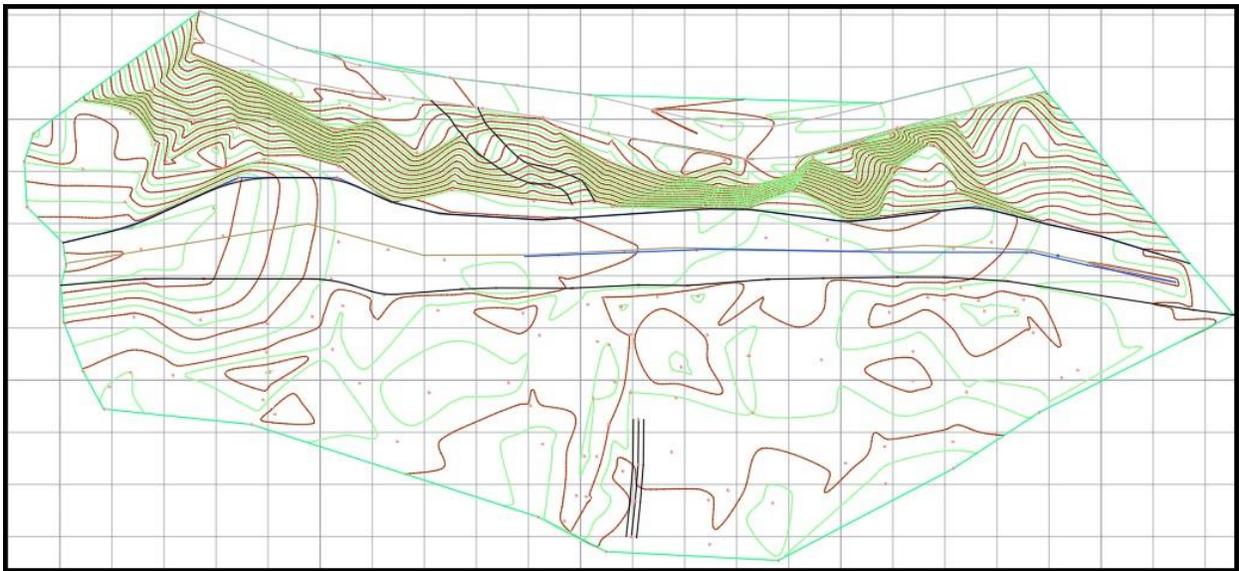


Figura 3. 3. Levantamiento Topográfico.
Fuente: Software Autodesk Civil 3D 2017

3.3. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

3.3.1. INTRODUCCIÓN

Un estudio hidrológico tiene el alcance de identificar y expresar numéricamente las condiciones hidrológicas existentes en el área de influencia del proyecto, para ello, los estudios se

concentrarán en calcular el caudal máximo de diseño asignado a un periodo de retorno específico, la hidráulica del flujo y para ello se identificarán las áreas de drenaje.

Un estudio hidráulico está centrado en determinar en el sitio las secciones hidráulicas, los niveles y velocidades del flujo, selección del caudal de diseño, determinar el borde libre para el paso de objetos arrastrados en una creciente y así no afectar la superestructura de la obra y todo esto se calculará con datos de caudales de diseño obtenidos en el análisis hidrológico.

El río tiene una pendiente de 1.4%, clasificado según su geometría como “con meandros”, pendiente mínima y conformado con curvas alternadas unidas por tramos rectos y cortos.

3.3.2. OBJETIVO

Los datos hidrológicos e hidráulicos serán tomados del estudio realizado por el Concejo de Gestión de aguas de la cuenca de Paute (Anexo B) donde se obtendrán la estimación de caudales, áreas de aportación y máximas crecidas.

Además de los datos ya obtenidos se realizará Según (Béjar, 2002, pág. 145) la medición del escurrimiento por el método “Aforo con flotadores”, con la intención de estimar y comprobar los datos obtenidos.

Los datos de los estudios deben permitir establecer los parámetros siguientes de diseño.

- Ubicación óptima del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Nivel máximo de agua en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendado para el tablero del puente.

3.3.3. ALCANCE

Para la verificación de caudal mediante el método Aforo de Flotadores se calculara las velocidades superficiales de la corriente del río, utilizando materiales sencillos (flotadores) que se puedan visualizar y cuya recuperación no sea necesaria y así estimar el caudal de agua que pasa en una sección transversal del río.

3.3.4. DATOS OBTENIDOS DEL ESTUDIO REALIZADO POR EL CONCEJO DE GESTIÓN DE AGUAS DE LA CUENCA DE PAUTE.

El informe cuenta con 11 puntos de incorporación del caudal, para nuestro diseño se tomará el punto P6 que incorpora la quebrada Purcay junto con drenajes menores de ambos márgenes como indica la Imagen 3.4 y la Tabla 3.2.



Figura 3. 4. Sitio de descarga o punto de cálculo

Fuente: Google Earth

Tabla 3. 2. Ubicación y caudales de avenidas para los sitios de descarga del afluente.

Punto	Abscisa (m)	Cota (m)	Área Km²	T=5 años	T=50 años	T=100 años
P1	0+000	2492	179.69	29.25	43.00	47.14
P2	0+500	2482	68.31	11.12	16.35	17.92
P3	2+550	2450	23.81	3.88	5.70	6.25
P4	3+825	2435	5.84	0.95	1.40	1.53
P5	5+000	2418	16.16	2.63	3.87	4.24
P6	5+600	2412	14.17	2.31	3.39	3.72
TOTAL			307.98	50.14	73.71	80.8

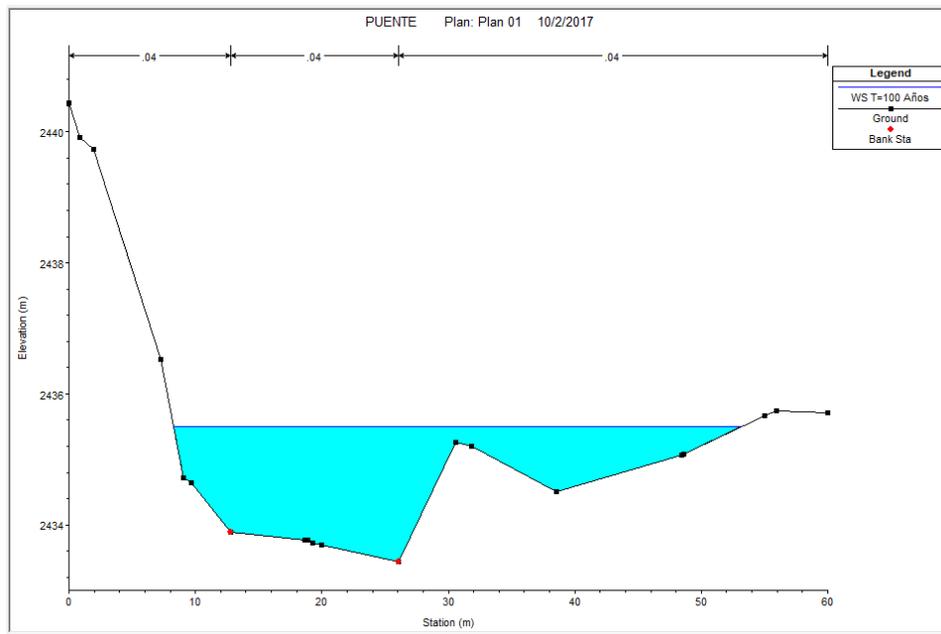
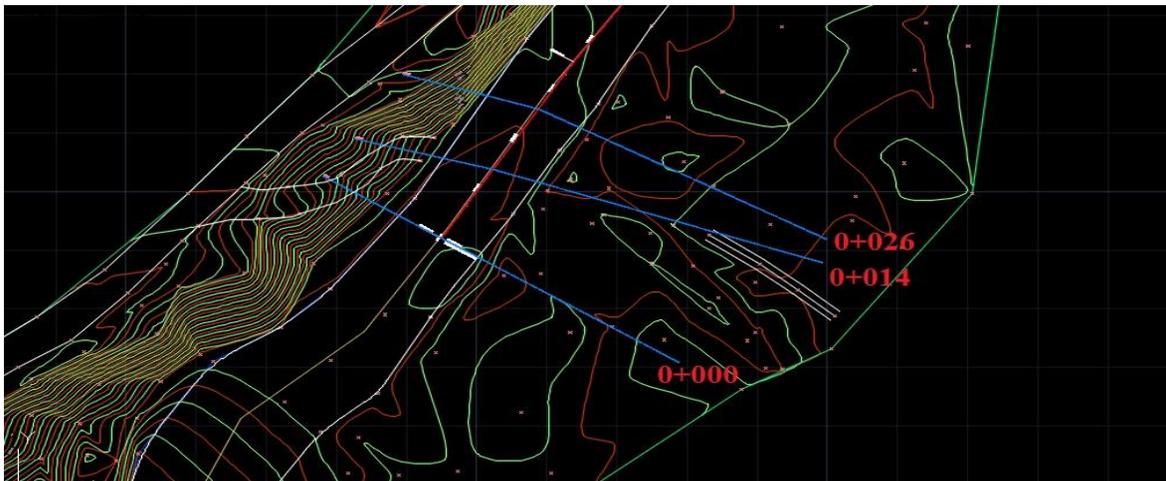
Fuente: Concejo de Gestión de aguas de la cuenca de Paute

De dicho estudio se obtuvo la siguiente información:

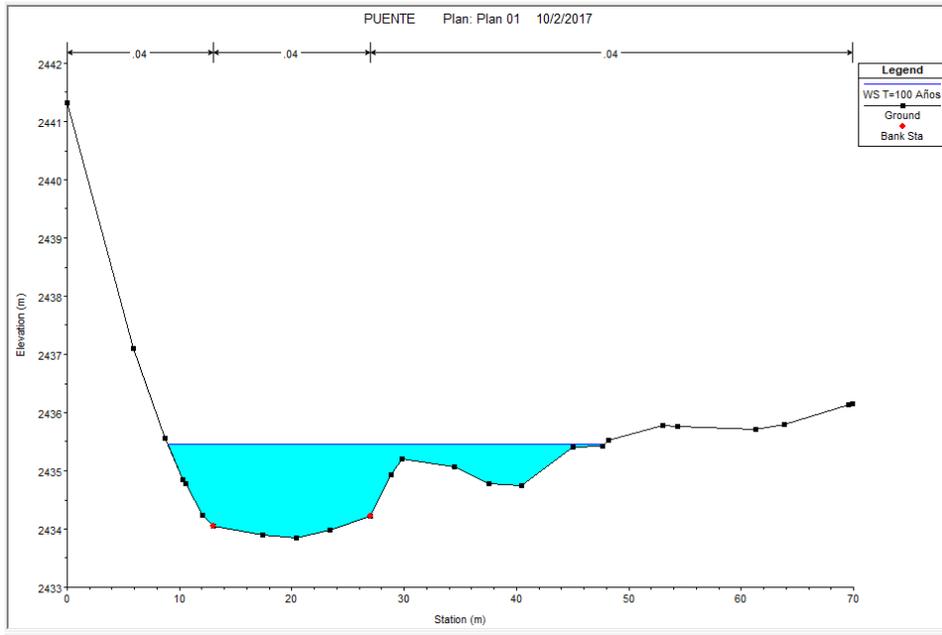
- Área de la cuenca de drenaje.- Tiene una superficie de 307.98 km².
- Longitud del cauce principal.- 10 kilómetros.
- Desnivel del cauce principal.- La cota más alta de la cuenca es 2492 m.s.n.m.
- Caudal de diseño Máximo en el año 2015.- 50.14 m³/s
- Caudal de diseño para 50 años.- 73.71 m³/s
- Caudal de diseño para 100 años.- 80.8 m³/s
- Velocidad máxima.- 3 m/s
- Numero de Manning.- 0.04

En base a los datos obtenidos se realizó un seccionamiento en la dirección del puente y una sección transversal aguas arriba y abajo para la determinación del nivel máximo de crecida para periodos de retorno T= 100 años mediante la simulación en el software HEC-RAS 4.1.0 como indica en el Cuadro 3.1

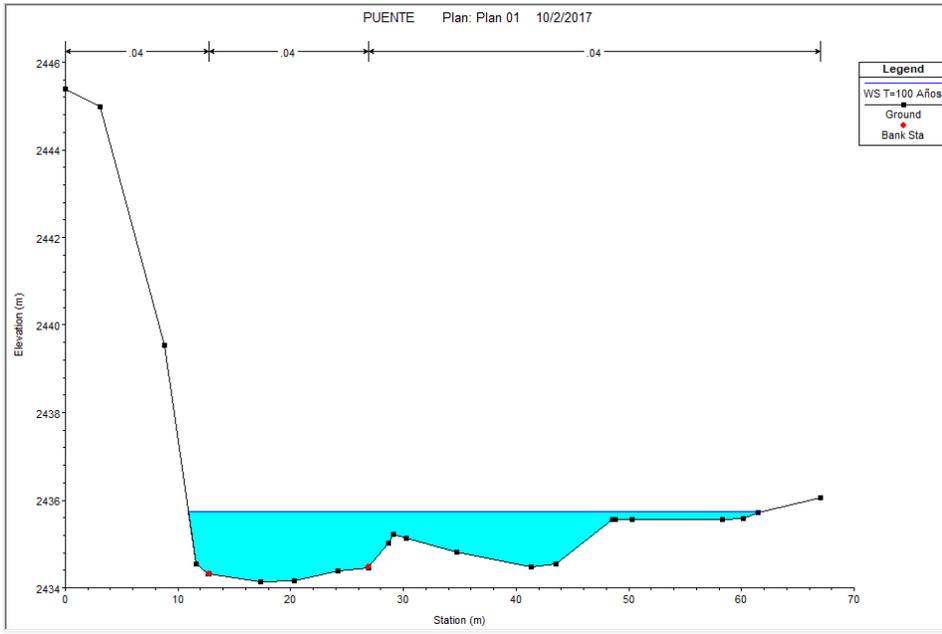
Cuadro 3. 1. Modelamiento en Software Hec-ras 4.1.0, para periodo retorno 100 años.



Perfil transversal en la Abcisa 0+000 Aguas abajo.



Perfil transversal del puente en la Abcisa 0+014



Perfil transversal en la Abcisa 0+026 Aguas arriba.

Fuente: Software HEC-RAS 4.1.0

- Se obtuvo las alturas máximas de crecida del río y un valor promedio de 1.8 m como indica la Tabla 3.3.

Tabla 3. 3. *Altura promedio de crecida máxima*

ALTURAS MAXIMAS DE CADA SECCION TRANSVERSAL	
ABSCISA	ALTURA
0+000	2.07
0+014	1.61
0+026	1.58
PROMEDIO	1.8

Fuente: Software HEC-RAS 4.1.0

3.3.5. MEDICIÓN DEL ESCURRIMIENTO POR EL MÉTODO “AFORO CON FLOTADORES”.

Se realizó 9 seccionamientos en el río Burgay alrededor del puente a ser emplazado, en el cual según el método se mide las áreas de las 8 secciones transversales y el tiempo en cada tramo, y de esta manera obtener los datos para estimar las alturas máximas de crecida de dicho río.

El seccionamiento se realizó cada 5 m y registrando en cada sección las alturas en crecidas con ayuda de un morador de la zona que transcorre todos los días por ese lugar y también se registró visualmente dichas alturas por los sedimentos dejados por las crecidas.

En el Anexo B – Tabla B 1 se detalla los 8 puntos de muestra con sus respectivos cálculos.

Se obtuvo la altura promedio máxima de crecida de 1.2 m y un caudal promedio 46.14 m³/s

- **Conclusión:** Se comprobó que el caudal de 46.14 m³/s estimado por el método aforo con flotadores se asemeja al caudal 50.14 m³/s tomado por el informe realizado por el concejo de gestión de aguas de la cuenca de paute.

3.4. ESTUDIO DE SUELOS

3.4.1 INTRODUCCIÓN

El estudio geotécnico nos sirve para investigar y definir las propiedades Geomecánicas y de deformabilidad del suelo de fundación para posteriormente evaluar los estados de interacción suelo – estructura, excavaciones y sobre todo definir el material predominante del lecho del río

3.4.2. OBJETIVO

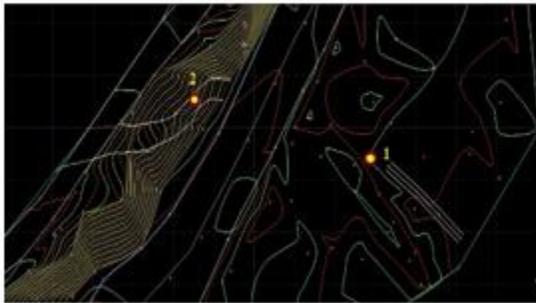
Realizar dos calicatas, uno en cada margen del río donde posiblemente se va a implementar el puente y de esta manera obtener la composición del subsuelo, determinación de la capacidad portante y de servicio y recomendar la mejor alternativa de cimentación.

3.4.3. ALCANCE Y UBICACIÓN

Se investigara las características geotécnicas del terreno determinando los parámetros resistentes y las condiciones de cimentación y para esto se obtendrá la siguiente información:

- Conocimiento “IN SITU” de la posible implantación de los estribos y su posterior excavación, uno en cada margen del río con una profundidad mínima de 2.50 m y 1 m de ancho para conocer la situación del nivel freático y de material existente.
- Extracción del material a ser analizado, el número de muestras dependerá de los diferentes estratos existentes en el lugar.
- A continuación se muestra la geo referencia de la ubicación de las perforaciones realizadas.

Cuadro 3. 2. Georeferencia de las calicatas

	P	UBICACIÓN	
		1	NORTE
	9693094m		738828.7m
	COTA		2435.553
	2	NORTE	ESTE
		9693105.6	738784.5
COTA		2439.1	

Fuente: Software Autodesk Civil 3D 2017

3.4.4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Se obtuvieron 2 muestras para realizar los siguientes ensayos mediante las Normas ASTM

- (ASTM D422-63) Análisis del tamaño de las partículas de suelo.

Determinar cuantitativamente la distribución de tamaños de partículas que pasan por los distintos tamices de la serie empleada en el ensayo hasta la malla de 74 mm (N° 200)

- (ASTM D2216) Contenido de humedad del suelo.

Determinación del peso de agua eliminada, secando el suelo húmedo hasta un peso constante en un horno controlado a 110 ± 5 °C.

- (ASTM D423) Límite líquido y plástico.

Un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco. Al agregar agua va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

- (ASTM D854) Determinación del peso específico de sólidos del suelo.

Estos métodos de ensayo cubren la determinación de la gravedad específica de sólidos del suelo que pasan el Tamiz 4,75 mm (N° 4), por medio de un picnómetro de agua.

- Clasificación de los suelos por los métodos SUCS Y ASSHTO.
- (ASTM D2487-2000) Identificación de suelos no cohesivos o granulares y suelos cohesivos.

Una vez realizado los ensayos y obtenido los datos necesarios se procede a clasificar el suelo por los dos métodos mencionados que constan en los cuadros de cálculo (ANEXO C) y obteniendo los siguientes resultados:

a) Pozo No. 1

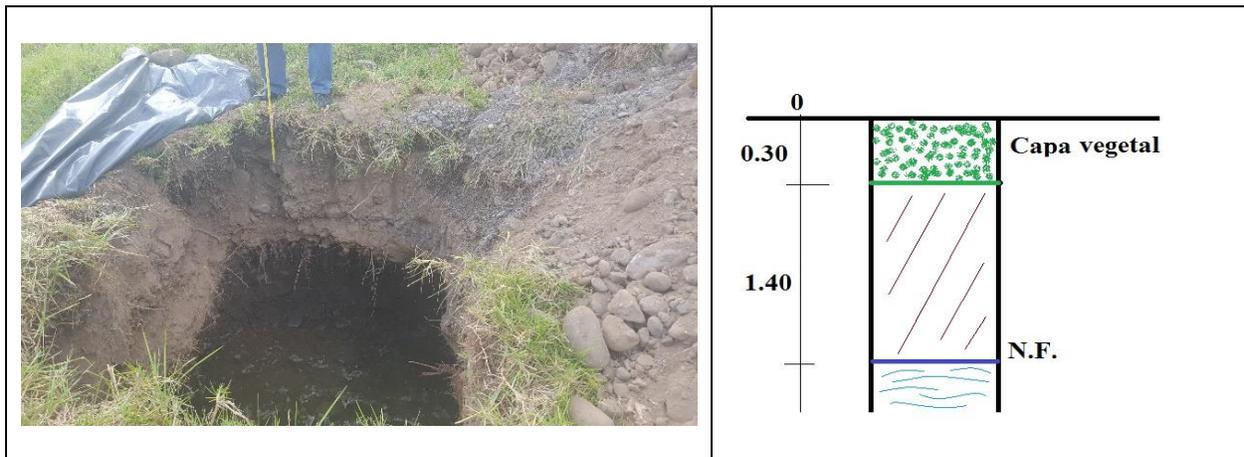


Figura 3. 5. Calicata No. 1

Fuente: Autor

- Esta perforación llega a una profundidad de 1.70 m donde se estableció la presencia del Nivel Freático y se estima que dicho nivel coincide con el espejo de agua del río Burgay.
- Tiene una capa de material vegetal de 30 cm, y debajo de esta capa se encontró la presencia de material (grava y arena) color gris claro con un 30% de material mayor a 3". SUCS lo

define como GM, Gravas Limosas, mezcla Grava-Arena y AASHTO como A2-4(0), Gravas y arenas limosas o arcillosas.

Material con poca plasticidad, con una característica de drenaje pobre o prácticamente impermeable, buen apoyo para cimentaciones, riesgo bajo de asentamientos.

- Según la norma y su clasificación es un suelo no cohesivo.
- Peso específico de 2.670 gr/cm^3
- Esfuerzo admisible 3.75 Kg/cm^2

b) Pozo No. 2

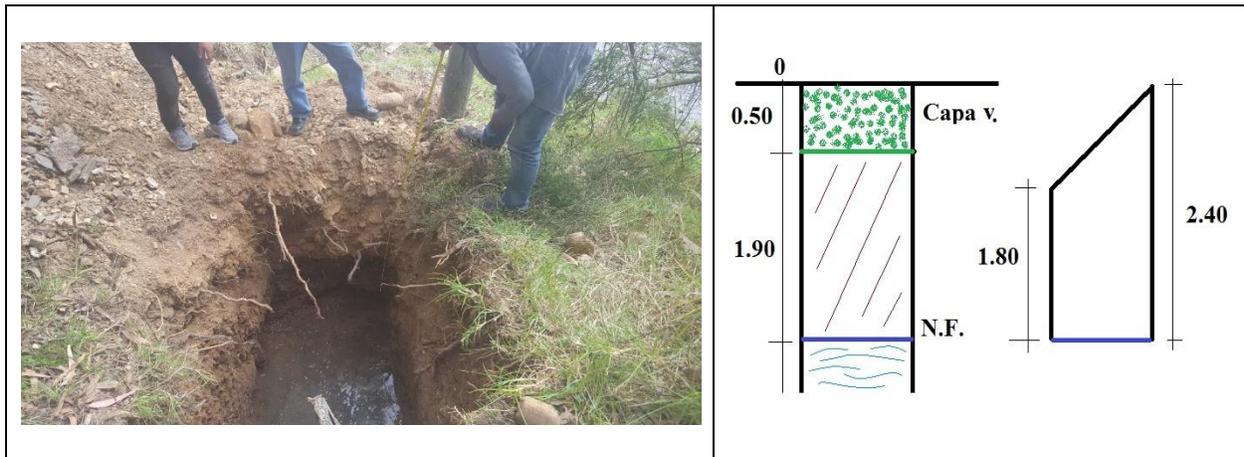


Figura 3. 6. Calicata No. 2

Fuente: Autor.

- Esta perforación llega a una profundidad de 2.40 m donde se estableció la presencia del Nivel Freático y se estima que dicho nivel coincide con el espejo de agua del río Burgay.
- Tiene una capa de material vegetal de 50 cm, y debajo de esta capa se encontró la presencia de material arcilloso color amarillo. SUCS lo define como MH, Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos, suelos elásticos y AASHTO como A7-6(14), Suelos

arcillosos, aceptable a mala. Con una característica de drenaje pobre a mediano, apoyo pobre para cimentaciones.

- Según la norma y su clasificación es un suelo cohesivo.
- Peso específico de 2.55 gr/cm^3
- Esfuerzo admisible 2.39 Kg/cm^2

3.5. ESTUDIOS DE SOCAVACIÓN

3.5.1. INTRODUCCIÓN

La socavación es el resultado de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material del lecho y márgenes de un cauce, debido a la capacidad de transporte asociada a un evento hidrológico, convirtiéndose en una de las causas más comunes de falla en puentes.

La profundidad de socavación depende de variables hidráulicas como: Caudal, Profundidad del Flujo, y Velocidad, además, la socavación puede clasificarse en dos tipos según su naturaleza: Socavación General y Socavación Local

3.5.2. OBJETIVOS

Este estudio tiene por objetivo la determinación de los niveles de socavación que se producirán en el cauce del río Burgay en el periodo retorno de 100 años.

3.5.3. ALCANCE

Para tal estudio se obtendrá información que permita caracterizar la zona en estudio y los antecedentes hidrológicos.

A partir de los caudales estimados se determinara las profundidades de socavación de las tres secciones transversales ya determinadas en el cap. Estudio hidrológico e hidráulico Cuadro 3.1, dentro del cual se encuentra la sección por donde cruza el puente peatonal.

Se tendrá que analizar con los resultados de los dos pozos debido a que el primero tiene un suelo no cohesivo y el segundo un suelo cohesivo.

De tal manera se procederá a aplicar las fórmulas de Liscvhtvan Levediev para verificar si existe o no socavación.

3.5.4. FÓRMULAS EMPLEADAS PARA CÁLCULO DE SOCAVACIÓN.

Cuadro 3. 3. Cálculo de socavación según liscvhtvan levediev

SUELOS COHESIVOS	SUELOS NO COHESIVOS
$Hs = \left(\frac{N \cdot H^{\frac{5}{3}}}{0.6 + \delta s^{1.18} + \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (\text{Ec. 3.1})$	$Hs = \left(\frac{N \cdot H^{\frac{5}{3}}}{0.68 + dm^{0.28} + \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (\text{Ec. 3.2})$
<p>Donde:</p> <p>Hs: altura socavada N: gasto de diseño H: altura sin socavar δs: peso específico β: coeficiente de paso, frecuencia de creciente x: exponente en función del peso volumétrico</p>	<p>Donde:</p> <p>dm: diámetro medio de los granos.</p>
$H1 = \frac{A}{B} \quad (\text{Ec. 3.3})$	$N = \frac{Q}{\frac{5}{H1^{\frac{3}{3}} * B}} \quad (\text{Ec. 3.4})$
<p>Donde:</p> <p>A: ancho hidráulico B: ancho del rio Q: caudal H1: tirante</p>	

Fuente: (Orozco, 1993)

Tabla 3. 4. Cálculo del valor x

SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
δ_s (t/m ³)	x	dm (mm)	x
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.51	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.25	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1000.00	0.19
2.00	0.27		
CALCULO DEL DIÁMETRO EFECTIVO			
$0.01 * \Sigma(d_i * P_i)$		(Ec. 3.5)	

Fuente: (Orozco, 1993)

Tabla 3. 5. Cálculo del valor β

Posibilidad anual en % de que se presente el gasto de diseño	Coefficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Fuente: (Orozco, 1993)

3.5.5. ESTIMACIÓN DE SOCAVACIÓN.

Se realiza la estimación para los 3 perfiles antes obtenidos (cuadro 3.1) y de esta manera encontrar la altura máxima, en los estudios de suelo se encontró con dos tipos de material: en el pozo N° 1 un suelo no cohesivo y en el pozo N° 2 un suelo cohesivo.

Se determinara el estudio para los dos tipos de suelos.

- **Pozo N° 1**

Según la ecuación 3.5 se calcula el diámetro medio con los datos obtenidos del análisis de suelos (Anexo C, Tabla C 3) y tenemos los siguientes resultados:

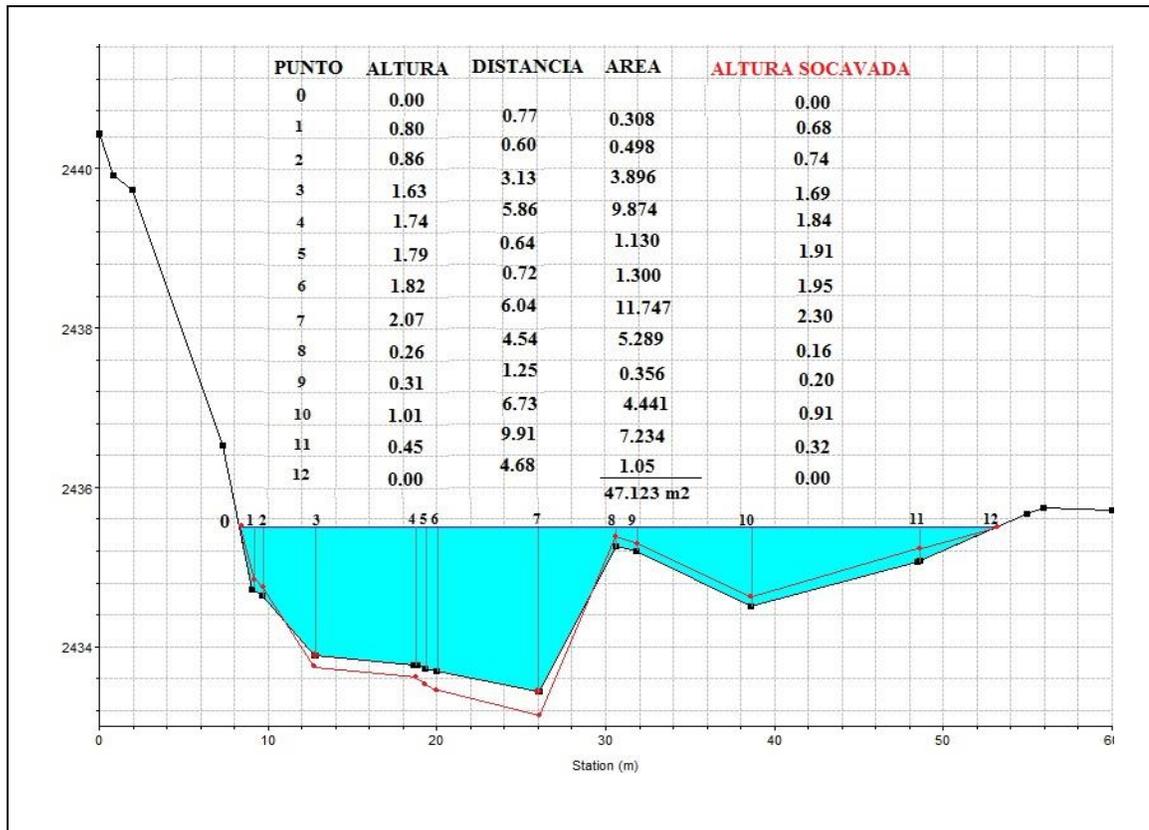
Tabla 3. 6. *Calculo del diámetro medio con datos de la Granulometría del pozo No 1*

ABERTURA TAMIZ mm (d_i)	% RETENIDO (P_i)	$d_i * P_i$
50.8	11.93	606.20
38.1	20.38	776.51
25.4	28.68	728.60
19.1	36.93	705.37
12.7	43.99	558.61
9.52	48.13	458.21
4.76	55.49	264.12
2.00	64.11	128.23
0.420	77.57	32.58
0.074	87.80	6.50
	dm	42.65

Fuente: Autor

Los estudios de socavación serán reflejados en los siguientes cuadros de cálculo donde se puede apreciar en las imágenes la altura socavada.

Cuadro 3. 4. Calculo de socavación de la sección 0+000



DATOS:

- Suelo no cohesivo
- Caudal de la creciente (Q) 80.8 m³/s
- Nivel de agua 2.07 m
- Ancho efectivo (B) 44.87 m
- Área de la sección transversal sin socavar (A) 47.123 m².
- Diámetro medio (dm) 42.65

Según ecuación 3.3: Tirante

$$H1 = \frac{47.123 \text{ m}^2}{44.87 \text{ m}} = 1.05 \text{ m}$$

Según ecuación 3.4: Gasto de diseño

$$N = \frac{80.8 \text{ m}^3}{1.05 \text{ m}^3 * 44.87 \text{ m}} = 1.66$$

Según tabla 3.5: elección β

$$\beta = 0.97$$

Según tabla 3.4: elección x

$$x = 0.298$$

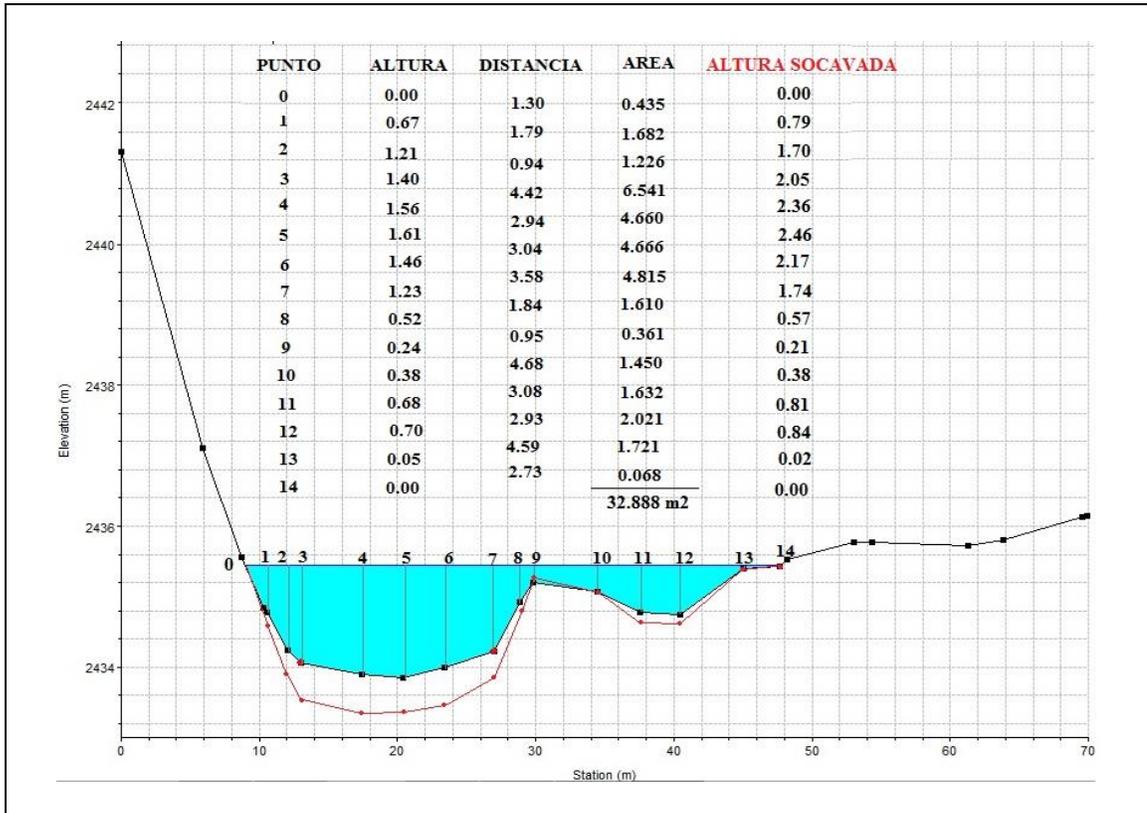
Según ecuación 3.2 Altura socavación

$$Hs = \left(\frac{1.66 * H^5}{0.68 * 42.65^{0.28} * 0.97} \right)^{\frac{1}{1+0.298}}$$

Con la expresión encontrada, calculamos la socavación de cada altura (H)

Fuente: Autor

Cuadro 3. 5. Calculo de socavación de la sección 0+014



DATOS:

- Suelo no cohesivo
- Caudal de la creciente (Q) 80.8 m³/s
- Nivel de agua 1.61 m
- Ancho efectivo (B) 38.81 m
- Área de la sección transversal sin socavar (A) 32.888 m².
- Diámetro medio (dm) 42.65

Según ecuación 3.3: Tirante

$$H1 = \frac{32.888 \text{ m}^2}{38.81 \text{ m}} = 0.847 \text{ m}$$

Según ecuación 3.4: Gasto de diseño

$$N = \frac{80.8 \text{ m}^3}{0.847 \text{ m}^{\frac{5}{3}} * 38.81 \text{ m}} = 2.745$$

Según tabla 3.5: elección β

$$\beta = 0.97$$

Según tabla 3.4: elección x

$$x = 0.298$$

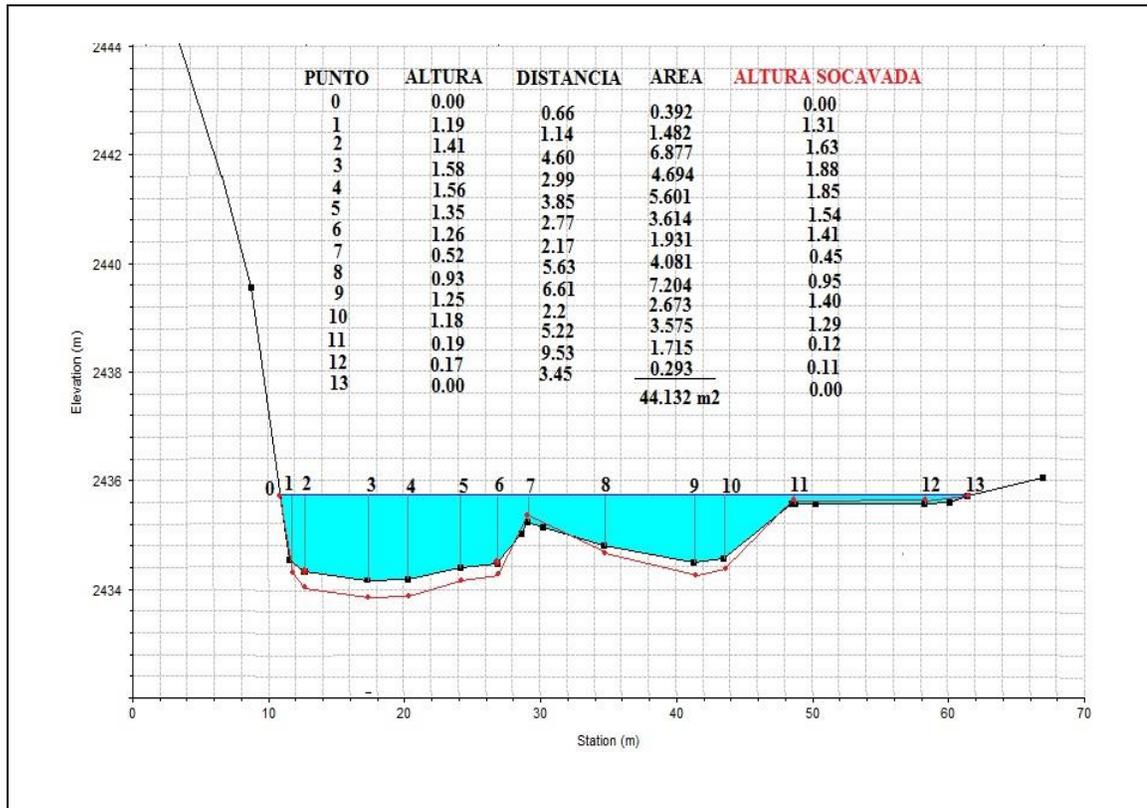
Según ecuación 3.2 Altura socavación

$$Hs = \left(\frac{2.745 * H^{\frac{5}{3}}}{0.68 * 42.65^{0.28} * 0.97} \right)^{\frac{1}{1+0.298}}$$

Con la expresión encontrada, calculamos la socavación de cada altura (H)

Fuente: Autor

Cuadro 3. 6. Cálculo de socavación de la sección 0+026



DATOS:

- Suelo no cohesivo
- Caudal de la creciente (Q) 80.8 m³/s
- Nivel de agua 1.58 m
- Ancho efectivo (B) 50.82 m
- Área de la sección transversal sin socavar (A) 44.132 m².
- Diámetro medio (dm) 42.65

Según ecuación 3.3: Tirante

$$H1 = \frac{44.132 \text{ m}^2}{50.82 \text{ m}} = 0.868 \text{ m}$$

Según ecuación 3.4: Gasto de diseño

$$N = \frac{80.8 \text{ m}^3}{\frac{5}{0.868 \text{ m}^3 * 50.82 \text{ m}}} = 2.01$$

Según tabla 3.5: elección β

$$\beta = 0.97$$

Según tabla 3.4: elección x

$$x = 0.298$$

Según ecuación 3.2 Altura socavación

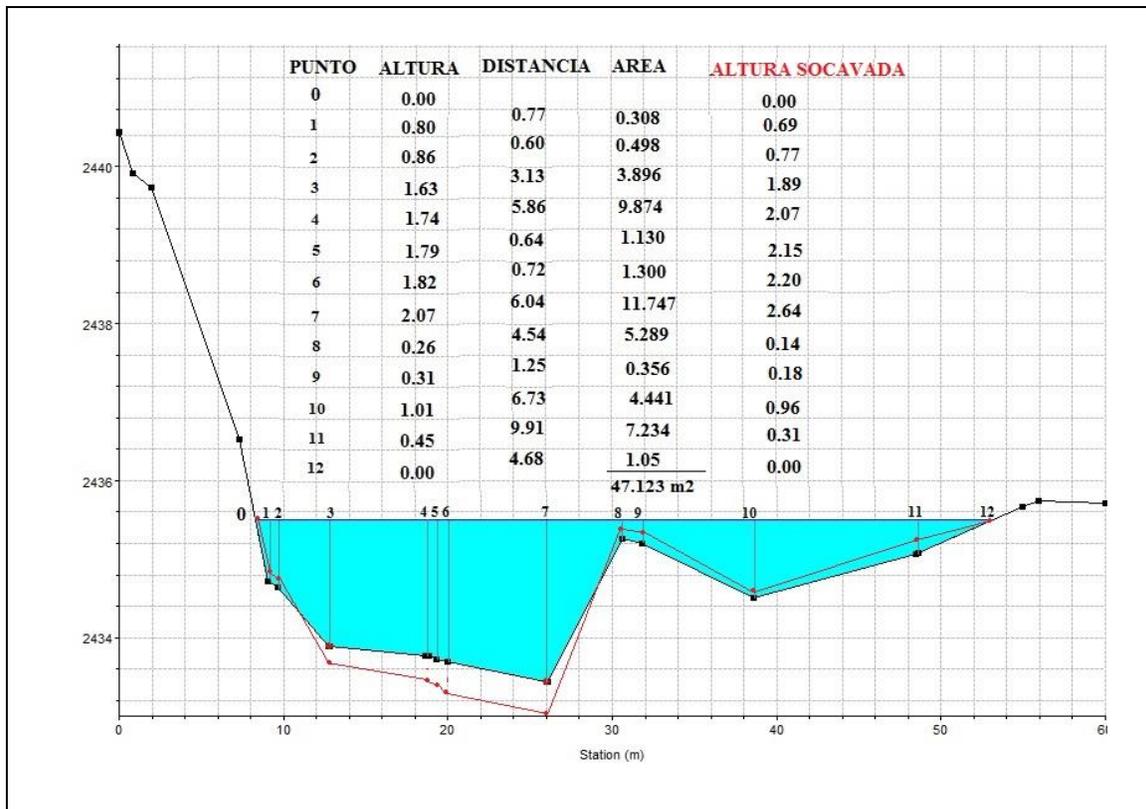
$$Hs = \left(\frac{2.01 * H^5}{0.68 * 42.65^{0.28} * 0.97} \right)^{\frac{1}{1+0.298}}$$

Con la expresión encontrada, calculamos la socavación de cada altura (H)

Fuente: Autor

• Pozo No 2

Cuadro 3. 7.Cálculo de socavación de la sección 0+000



DATOS:

- Suelo cohesivo
- Caudal de la creciente (Q) 80.8 m³/s
- Nivel de agua 2.07 m
- Ancho efectivo (B) 44.87 m
- Área de la sección transversal sin socavar (A) 47.123 m².
- Peso específico (δs) 2.55 t/m³

Según ecuación 3.3: Tirante

$$H1 = \frac{47.123 \text{ m}^2}{44.87 \text{ m}} = 1.05 \text{ m}$$

Según ecuación 3.4: Gasto de diseño

$$N = \frac{80.8 \text{ m}^3}{1.05 \text{ m}^3 * 44.87 \text{ m}} = 1.66$$

Según tabla 3.5: elección β

$$\beta = 0.97$$

Según tabla 3.3 elección x (extrapolación)

$$x = 0.19$$

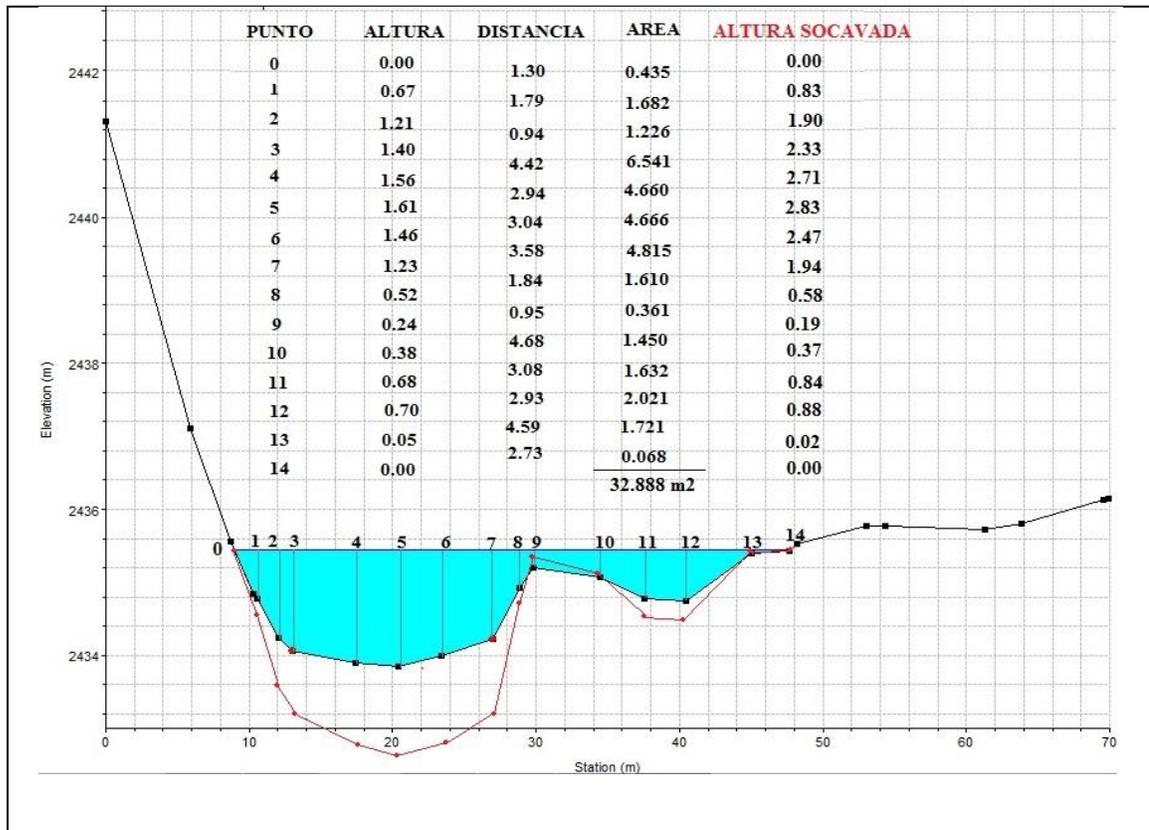
Según ecuación 3.2 Altura socavación

$$Hs = \left(\frac{1.66 * H^3}{0.6 * 2.55^{1.18} * 0.97} \right)^{\frac{1}{1+0.19}}$$

Con la expresión encontrada, calculamos la socavación de cada altura (H)

Fuente: Autor

Cuadro 3. 8. Calculo de socavación de la sección 0+014



DATOS:

- Suelo cohesivo
- Caudal (Q) 80.8 m³/s
- Nivel de agua 1.61 m
- Ancho efectivo (B) 38.81 m
- Área de la sección transversal sin socavar (A) 32.888 m².
- Peso específico (δs) 2.55 t/m³

Según ecuación 3.3: Tirante

$$H1 = \frac{32.888 \text{ m}^2}{38.81 \text{ m}} = 0.847 \text{ m}$$

Según ecuación 3.4: Gasto de diseño

$$N = \frac{80.8 \text{ m}^3}{\frac{5}{0.847 \text{ m}^3 * 38.81 \text{ m}}} = 2.745$$

Según tabla 3.5: elección β

$$\beta = 0.97$$

Según tabla 3.3 elección x (extrapolación)

$$x = 0.19$$

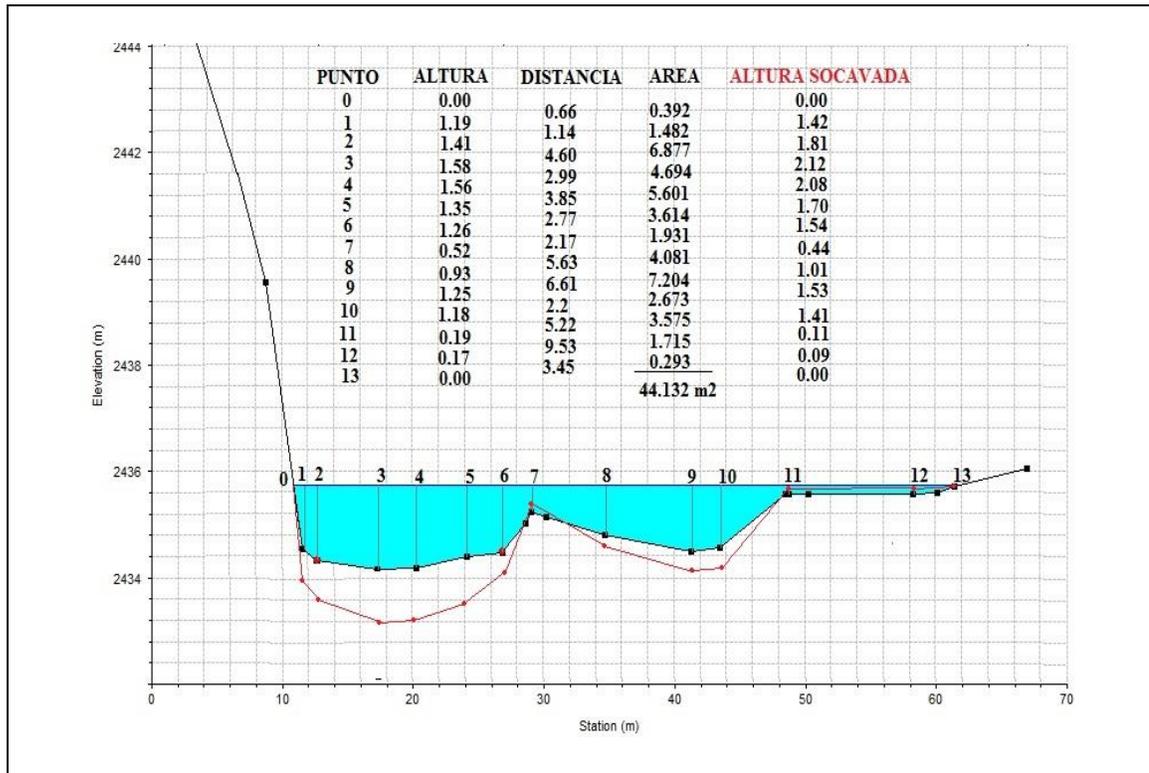
Según ecuación 3.2 Altura socavación

$$Hs = \left(\frac{2.745 * H^{\frac{5}{3}}}{0.6 * 2.55^{1.18} * 0.97} \right)^{\frac{1}{1+0.19}}$$

Con la expresión encontrada, calculamos la socavación de cada altura (H)

Fuente: Autor

Cuadro 3. 9. Calculo de socavación de la sección 0+026



DATOS:

- Suelo cohesivo
- Caudal (Q) 80.8 m³/s
- Nivel de agua 1.58 m
- Ancho efectivo (B) 50.82 m
- Área de la sección transversal sin socavar (A) 44.132 m².
- Peso específico (δs) 2.55 t/m³

Según ecuación 3.3: Tirante

$$H1 = \frac{44.132 \text{ m}^2}{50.82 \text{ m}} = 0.868 \text{ m}$$

Según ecuación 3.4: Gasto de diseño

$$N = \frac{80.8 \text{ m}^3}{0.868 \text{ m}^{\frac{5}{3}} * 50.82 \text{ m}} = 2.01$$

Según tabla 3.5: elección β

$$\beta = 0.97$$

Según tabla 3.3 elección x (extrapolación)

$$x = 0.19$$

Según ecuación 3.2 Altura socavación

$$Hs = \left(\frac{2.01 * H^{\frac{5}{3}}}{0.6 * 2.55^{1.18} * 0.97} \right)^{\frac{1}{1+0.19}}$$

Con la expresión encontrada, calculamos la socavación de cada altura (H)

Fuente: Autor

- Resultados finales.

Tabla 3. 7. Alturas máximas de socavación

ALTURAS MÁXIMAS DE SOCAVACIÓN			
POZO N.º 1		POZO N.º 2	
Suelo no cohesivo		Suelo cohesivo	
Sección	Altura	Sección	Altura
0+000	2.30	0+000	2.64
0+014	2.46	0+014	2.83
0+026	1.88	0+026	2.12

Fuente: El Autor

Según lo analizado y los resultados expuestos en la Tabla 3.7, la sección transversal 0+014 del pozo N.º 2 tiene una altura máxima de socavación de 2.83.

Además dicho perfil tiene referencia al eje del puente a ser diseñado.

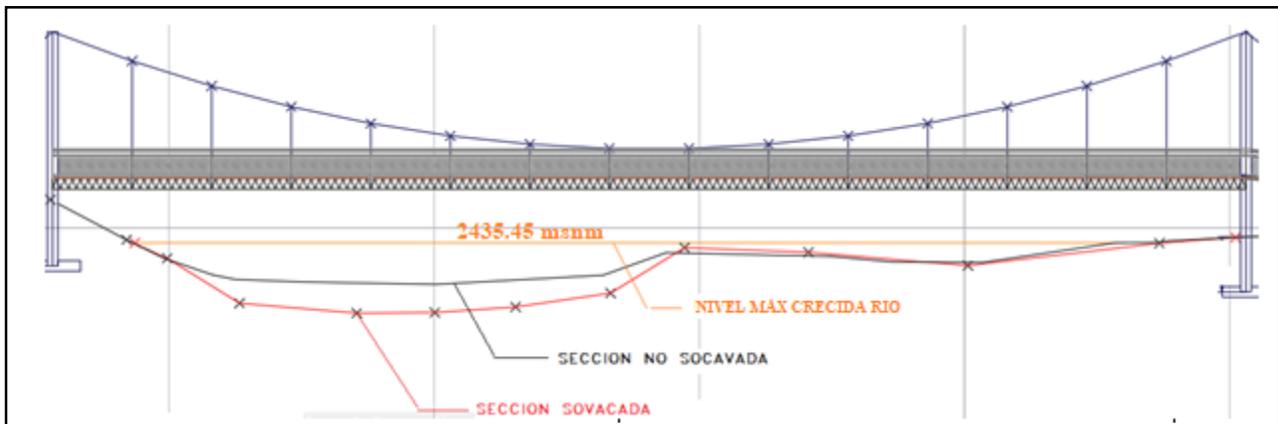


Figura 3. 7. Grafica de socavación en el eje del puente.

Fuente: Software Autodesk Civil 3D 2017

CAPITULO 4

CÁLCULO ESTRUCTURAL

4.1. GÁLIBO DE SEGURIDAD

Galibo de seguridad de un puente colgante es la distancia que existe entre el nivel máximo del curso de un río y la parte inferior de la superestructura.

Según (NEVI - 12, 2013, pág. 485) “En cuanto al galibo sobre el agua, en creciente máxima, el galibo mínimo será de 2 m. Sin embargo, este podrá aumentarse hasta los 3 m, dependiendo de la zona de ubicación del puente, los caudales probables del curso de agua y de los materiales de arrastre”.

Para nuestro caso se considerara una altura de **2m**.

4.2. DISPOSITIVOS BÁSICOS DE PROTECCIÓN.

4.2.1 BARANDAS

Según (Serquén, 2016, pág. 5) “Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1.10 m, en ciclovías será no menor que 1.40 m”.

Para nuestro caso se considerara una altura de **1.10 m**.

La sobrecarga de diseño Según (Especificaciones AASHTO para diseños de puentes por el método LRFD) se deberá tomar como $W = 0.73 \text{ N/mm}$, tanto transversal como verticalmente, los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de:

$$P_{LL} = 890 + 0.73 (L) \quad \text{Ec. 4.1}$$

Dónde: L separación entre postes (mm)

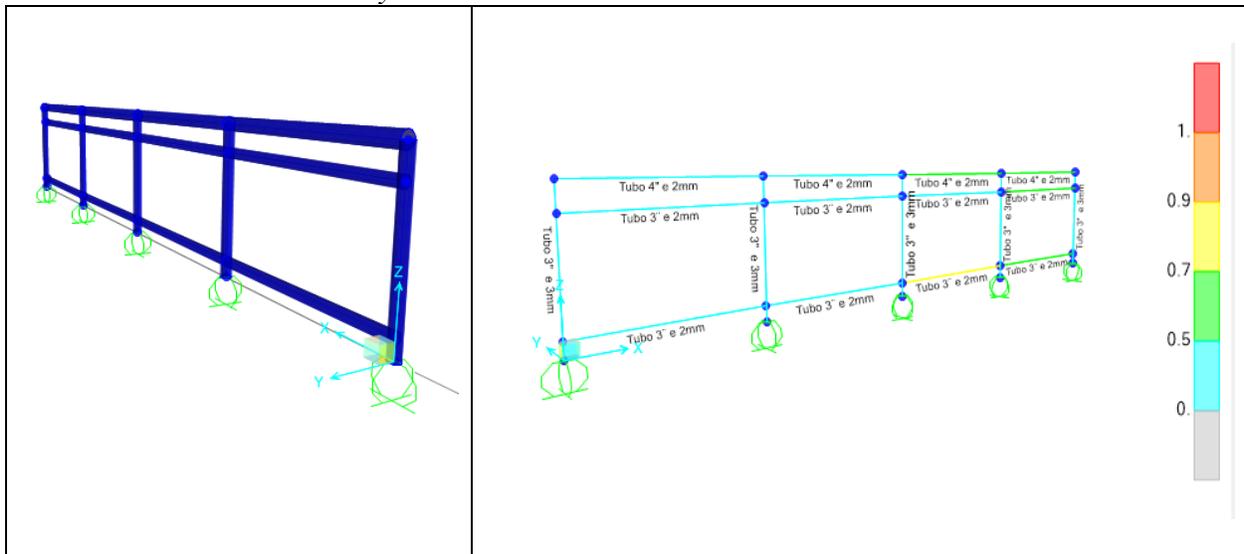
Según la ecuación 4.1 calculamos la fuerza actuante en el poste:

$$P_{LL} = 890 + 0.73 (1500) = 198.5 \text{ Kg.}$$

Se colocará postes cada 1.5 m

Se realizó el modelamiento de la baranda en el software Sap2000 v19.1.0 con elementos circulares como se indica en el cuadro siguiente, dichas especificaciones del material a utilizar están expuestos en el Anexo D Tabla D1

Cuadro 4. 1. Modelamiento y análisis de la baranda.



Fuente: Software Sap2000 V19.1.0

Gráfica del análisis óptimo de perfiles de la estructura nos da un valor entre 0.7 – 0.9 color Amarillo que según el código AISC 310-10 es una sección aceptable.

4.3. ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO

El siguiente estudio hace referencia al cálculo de la fuerza vertical sísmica que estará presente en las torres del puente, para cada parámetro del diseño las especificaciones, tablas y normas se encuentra en el Cap.2.6 TIPOS DE CARGA, Subcapítulo 2.6.4 Esfuerzos por sismos.

4.3.1. CORTANTE BASAL DE DISEÑO (V)

Para el cálculo de la cortante basal de diseño se deberá encontrar los siguientes parámetros:

- a) Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

Para la presente investigación tomamos el siguiente valor del coeficiente I de la Tabla 2.5

$$I = 1$$

- b) Carga sísmica reactiva w.

Según la ecuación 2.4

$$W = 34100 \text{ Kg.}$$

- c) Espectro elástico de diseño

Para el cálculo de las componentes se necesita los siguientes parámetros:

- Valores de la relación de amplificación espectral

Para la presente investigación tomamos el siguiente valor de la relación de amplificación espectral η de la Tabla 2.6.

$$\eta = 2.48 \text{ (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos)}$$

- Zonificación sísmica y factor de zona Z

Según (NEC-SE-DS, 2015, pág. 93) Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
AZOGUES	AZOGUES	AZOGUES	CAÑAR	0.25

Para la presente investigación y según el dato obtenido (Factor Z), seleccionamos la categoría de la Zona Sísmica de la Tabla 2.7.

Zona Sísmica = II Caracterización del peligro sísmico Alta.

- Tipo de perfiles de suelos para el diseño sísmico.

Para la presente investigación, seleccionamos el perfil de suelo según la Tabla 2.8.

Categoría = D

- Coeficiente de amplificación dinámica de perfiles de suelos

Identificado el Factor de la zona Z y la Geología local, obtenemos de las Tablas 2.9, 2.10 y 2.11 los coeficientes de perfil de suelo.

$$\mathbf{F_a} = 1.4 \quad \mathbf{F_d} = 1.7 \quad \mathbf{F_s} = 1.25$$

Una vez obtenido los datos, calculamos el espectro elástico de diseño (S_a) según la ecuación 2.5.

$$\mathbf{S_a} = 2.48 * 0.25 * 1.4 = 0.86 \quad \text{para } 0 \leq \mathbf{T} \leq \mathbf{T_c}$$

Donde T según la ecuación 2.6

$$\mathbf{T} = 0.049 * 11^{0.75} \quad \mathbf{T} = 0.3 \text{ s.}$$

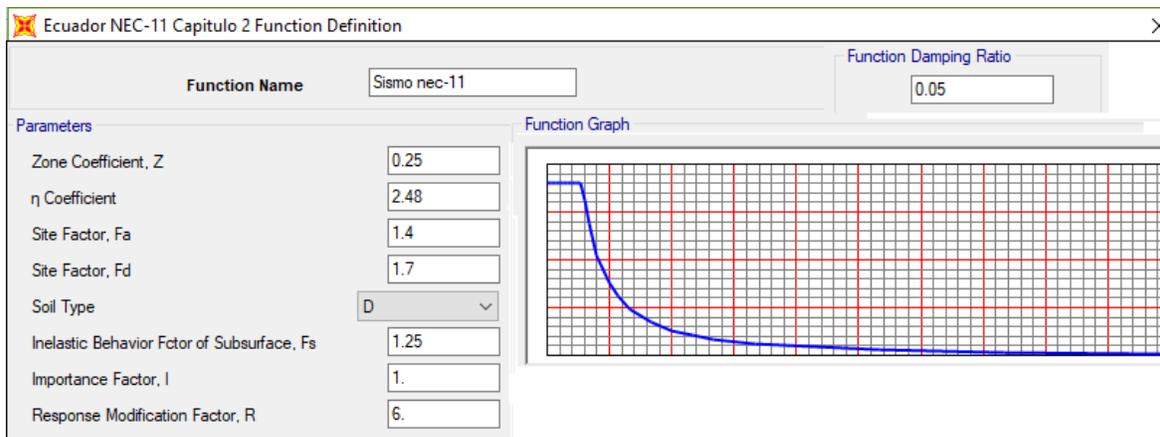
- El límite para el periodo de vibración T_c .

Según la ecuación 2.7

$$T_c = 0.55 * 1.25^{\frac{1.7}{1.4}} \quad T_c = 0.72 \text{ s.}$$

Condición: $0 \leq T \leq T_c$

$0 \leq 0.3 \leq 0.72 \text{ s.}$ **Cumple.**



Grafica espectro elástico de diseño

Fuente: Sap2000 v19.1.0

d) Factor de reducción de resistencia sísmica

Se obtiene de la Tabla 2.13.

R = 6 Pórticos resistentes a momentos. Véase también Norma Colombiana NSR-10 Tabla A.3.3

e) Irregularidades y coeficientes de configuración estructural.

- Coeficiente de regularidad en planta ϕ_P

Según la Tabla 2.14 En nuestro caso la estructura no se asemeja a los tipos indicados, elegimos el valor $\phi_P = 1$.

- Coeficiente de regularidad en elevación \emptyset_E

Según la Tabla 2.15 en nuestro caso, la estructura no se asemeja a los tipos indicados, elegimos el valor $\emptyset_E = 1$.

A continuación presentamos un resumen de datos obtenidos en los cálculos anteriores:

Tabla 4. 1. Resumen de datos previo a determinar el valor de la cortante basal

Factor de importancia	Carga reactiva	Aceleración espectral	Factor de reducción	Factor de configuración en planta	Factor de configuración en elevación
I	W	Sa	R	\emptyset_P	\emptyset_E
1	34100	0.86	6	1	1

Fuente: Autor

Cortante basal de diseño según la ecuación 2.3

$$V = \frac{1 \cdot 0.86}{6 \cdot 1 \cdot 1} * 34100 = 4887.6$$

$$V = 4.89 \text{ Tn.}$$

Se tiene dos torres de alturas 9 y 10 m. respectivamente, debido a su poca diferencia de alturas se analizara la distribución de la fuerza cortante basal para la más desfavorable.

Tabla 4. 2. Distribución de la fuerza cortante basal

Torre N° 1							
Nivel	Altura (m)	W (ton)	h^k	$h^k * W$	%	Fuerza horizontal (ton)	Fuerza Asumida
3	10	11.36	10	113.6	47.6	2.32	2.4
2	7	11.36	7	79.52	33.3	1.62	1.62
1	4	11.38	4	45.52	19.1	0.95	1
Σ		34.10		238.64		4.89	

Fuente: Autor

4.4. DISEÑO DEL TABLERO DEL PUENTE PEATONAL.

4.4.1. DISEÑO DEL TABLÓN.

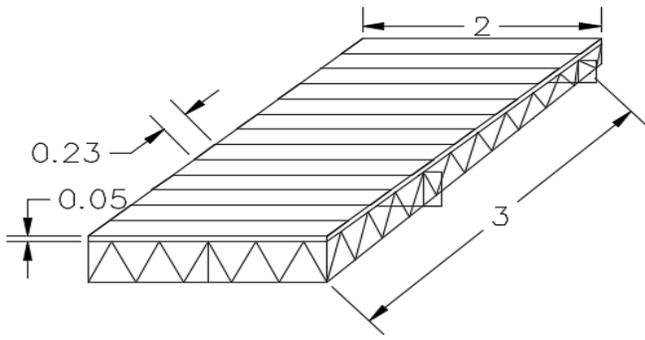
El ancho del puente es de 4m, los tablonos serán de madera Seique y se colocará en dos hileras de 2 m.

Los datos a ser considerados se encuentran en los siguientes Anexos y Capítulos:

Especificaciones de la madera: Anexo D, Tabla D 2 y D 3.

Peso Variable: Cap. 2.6, Sub capítulo 2.6.2

Cuadro 4. 2. Diseño del tablón

 <p>Distribución del Tablón del tablero. Fuente: Software Autodesk Civil 3D 2017</p>	DATOS:	
	Longitud tablón (l)	2 m
	Ancho tablón (a)	0.23 m
	Espesor tablón (e)	0.05 m
	Peso específico madera (δ)	$680 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$
	Peso Variable (C_v)	$510 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$
	Esfuerzo admisible Flexión	$100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$
Esfuerzo admisible corte	$8 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$	
Carga permanente (D)		
$D = \delta * a * e$ (Ec. 4.1)	$D = 680 * 0.23 * 0.05$	$D = 7.82 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$
Carga viva (L)		
$L = C_v * a$ (Ec. 4.2)	$L = 510 * 0.23$	$L = 117.3 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$
Carga Sismo (E)		
$E = D + (0.25 * L)$ (Ec. 4.3)	$E = 7.82 + (0.25 * 117.3)$	$E = 37.145 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$
Carga Total (q)		
$q = D + L + E$	$q = 7.82 + 117.3 + 37.145$	$q = 162.27 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$

Momento Máximo (m)			
$m = \frac{q \cdot L^2}{8}$	(Ec. 4.4)	$m = \frac{162.27 \cdot 4}{8}$	$m = 81.13 \text{Kg} \cdot \text{m}$
Modulo resistente de la sección (s)			
$s = \frac{a \cdot e^2}{6}$	(Ec. 4.5)	$s = \frac{0.23 \cdot 0.05^2}{6}$	$s = 9.583 \text{E} - 5 \text{ m}^3$
Esfuerzo a la flexión (Δ)			
$\Delta = \frac{M \cdot \text{Max}}{s}$	(Ec. 4.6)	$\Delta = \frac{81.135}{9.583 \text{E} - 5}$	$\Delta = 84.66 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Comprobación		$84.66 < 100$	Cumple
Esfuerzo al corte (V)			
$V = \frac{3 v}{2(a \cdot e)}$	(Ec. 4.7)	$V = \frac{3 \cdot 162.27}{2(23 \cdot 5)}$	$V = 2.11 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Comprobación		$2.11 < 8$	Cumple

Fuente: Autor.

4.4.2. DISEÑO DE VIGA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

Se diseñara un entramado en forma cercha de vigas longitudinales y transversales que será modelado en el software Sap2000 V19.1.0.

- Las péndolas serán colocadas cada 3 m.
- Se realizara la distribución de carga transversalmente con un área tributaria de 3 m.

Cuadro 4. 3. Distribución de las cargas actuantes en el tablero

<p>Grafica de viga longitudinal y transversal. Fuente: Autor</p>		DATOS:	
		Espesor tablón (e)	0.05 m
		Peso específico madera (δ)	$680 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$
		Peso Variable (C_v)	$510 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$
		Peso pernos (p)	$5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$
		Área tributaria (at_1)	3m
CARGAS			
Carga permanente (D_1) para eje B y C			
Según la ecuación 4.1	$D_1 = (680 \cdot 0.05 \cdot 3) + 5$	$D_1 = 107 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$	
Carga viva (L_1) para eje B y C			
Según la ecuación 4.2	$L_1 = 510 \cdot 3$	$L_1 = 1530 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$	
Carga permanente (D_2) para eje A y D			
Según la ecuación 4.1	$D_2 = (680 \cdot 0.05 \cdot 3/2) + 5$	$D_2 = 56 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$	
Carga viva (L_2) para eje A y D			
Según la ecuación 4.2	$L_2 = 510 \cdot 2/2$	$L_2 = 765 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$	

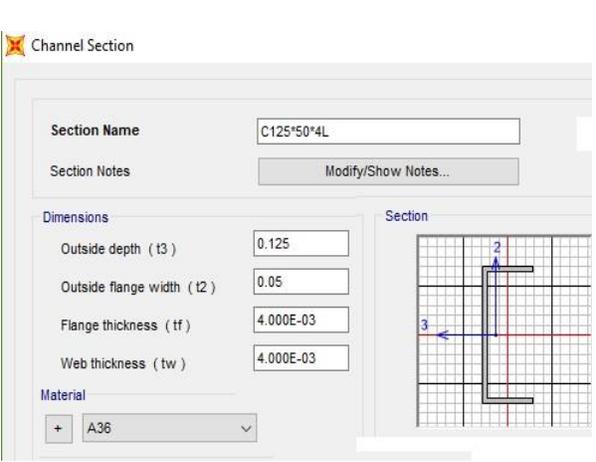
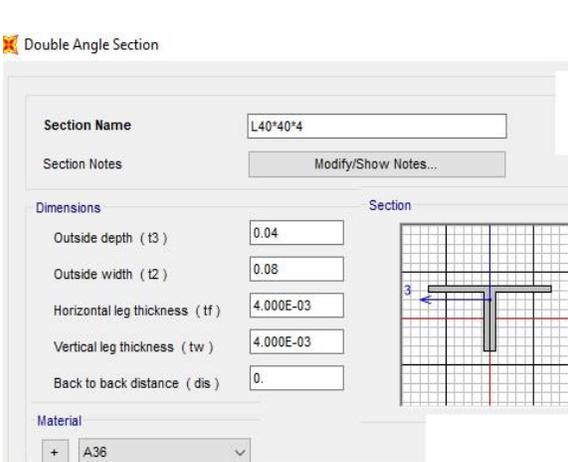
Fuente: Autor

Para el diseño de las vigas se tomó en cuenta los siguientes parámetros:

- Según (Serquén, 2016), capítulo III, pág. 3, el peralte mínimo para superestructuras de Acero, tipo cercha, tramos simples y continuos es de $0.100 * L = 0.4 \text{ m}$.
- Según la norma (NEC-SE-AC, 2014, pág. 26) ASTM Acero A36

$F_y \text{ min: } 2531 \text{ kg/cm}^2$	$F_y \text{ máx.: } 4429 \text{ kg/cm}^2$
$F_u \text{ min: } 3586 \text{ kg/cm}^2$	$F_u \text{ máx.: } 5906 \text{ kg/cm}^2$
Peso por unidad de volumen: 7850 kg/m^3	
Poisson 0.3	
- Combinación de carga según (NEC-SE-CG, 2015, pág. 19)
 - Combo 1: $1.2D+1.6L$ (Ec. 4.8)
 - Combo 2: $1.2D+L+1.0 E$
 - Envolvente: (Combo 1 + Combo 2) Se trabajó con la envolvente
- El tipo de perfil y sus dimensiones fueron tomados del Catálogo DIPAC que se encuentra en el Anexo D, Tabla D 4 y D 5 y se especifica en el siguiente cuadro:

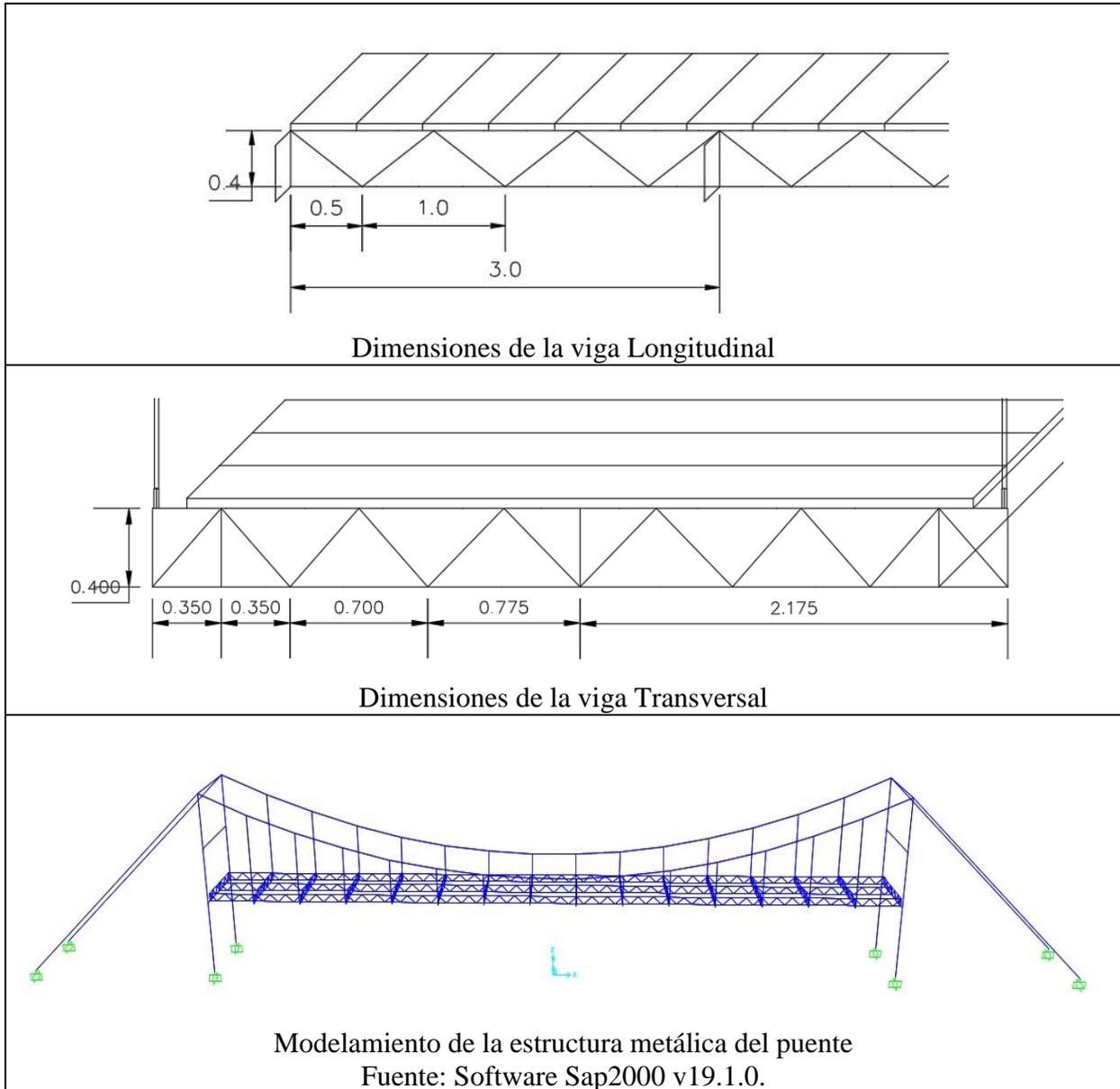
Cuadro 4. 4. Perfiles utilizados en la cercha

Cordón Superior e inferior	Diagonales y verticales montantes
 <p style="text-align: center;">Canales U Sección 125*50*4mm Fuente: Software Sap2000 v19.1.0.</p>	 <p style="text-align: center;">Ángulos L doblado Sección doble Angulo 40*40*4mm Fuente: Software Sap2000 v19.1.0.</p>

Fuente: Autor.

Con estos elementos se conformó las vigas tipo cercha con las dimensiones siguientes:

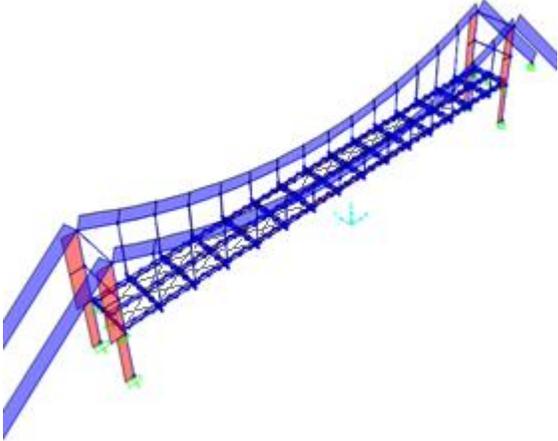
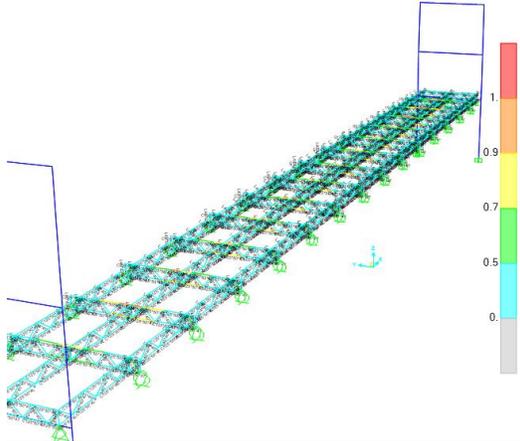
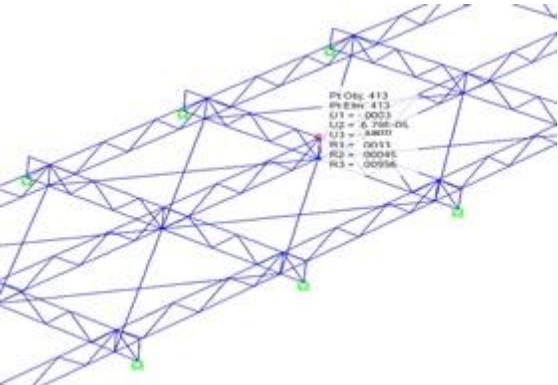
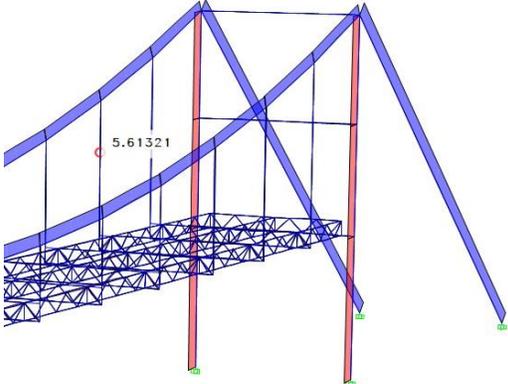
Cuadro 4. 5. Dimensiones de la estructura metálica del tablero.



Fuente: Autor

Con todos los datos obtenidos se realizó el modelamiento en el software Sap2000 obteniendo los siguientes resultados expuestos en el cuadro 4.6.

Cuadro 4. 6. Modelamiento en Software Sap2000 V19.1.0 del tablero del puente

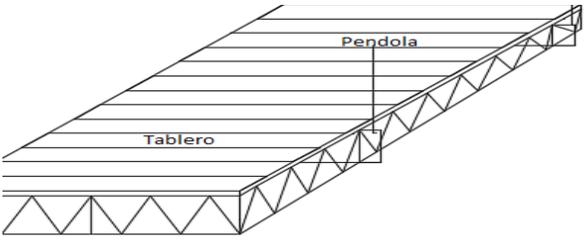
NORMAL	MARCO DE DISEÑO CODIGO AISC 360-10
 <p data-bbox="228 842 760 905">Grafica de cargas axiales en la estructura metálica</p> <ul data-bbox="253 919 748 1062" style="list-style-type: none"> • Compresión máx. en el cordón superior transversal: 16.7 T < 18 T • Tensión máx. en el cordón inferior transversal: 14.1 T < 17 T 	 <p data-bbox="829 842 1398 905">Grafica del análisis óptimo de perfiles de la estructura</p> <ul data-bbox="854 919 1349 1142" style="list-style-type: none"> • 0 – 0.5 Azul: sección sobredimensionada. • 0.5 – 0.7 verde: sección aceptable. • 0.7 – 0.9 amarillo: sección óptima. • 0.9 – 1: Tomate: sección óptima. • >1 Rojo: sección sobrecargada
<p data-bbox="375 1146 610 1178">DEFORMACIÓN</p>	<p data-bbox="1008 1146 1211 1178">REACCIONES</p>
 <p data-bbox="220 1608 768 1640">Grafica deformación máx. de la estructura</p>	 <p data-bbox="821 1623 1406 1654">Grafica reacciones que presenta la estructura.</p>
<p data-bbox="204 1665 781 1801">La AASTHO LRFD provee la deformación en puentes metálicos para cargas vehiculares y/o peatonales $L/1000 = 4 \text{ mm}$ En nuestro analisis $3.3 < 4 \text{ mm}$</p>	<p data-bbox="813 1696 1406 1770">Reacción máxima que se usara para el análisis de péndolas: 5.6 Toneladas.</p>

Fuente: Autor.

4.5 DISEÑO DE LA PENDOLA

Con una Fuerza de tracción $P = 5600$ kg se realiza el cálculo del diámetro de la péndola, para nuestro tipo de puente usaremos cables tipo torón como se especifica en el siguiente cuadro:

Cuadro 4. 7. Diseño de la péndola.

 <p>Grafica de péndola Fuente: Software AutoCAD Civil3D 2017</p>
Elección del Torón
<p>Según tablas de Emcocables (Anexo D, tabla D 6), procedemos a elegir el cable adecuado:</p> <ul style="list-style-type: none">• Clasificación: 6 x 19 y 6 x 26 (AF – AA)• Diámetro del cable = 1.11 cm o 7/16"• Carga de rotura en Kg. IPS = 8270 EIPS = 9100 <p>Comprobación de la resistencia (R)</p> $R > F$ $8270 > 5600 \quad \text{Cumple}$

Fuente: Autor

Con el diámetro del cable seleccionado se procede a analizar si la sección es óptima según el código AISC 360-10 en el software Sap2000 v19.1.0.

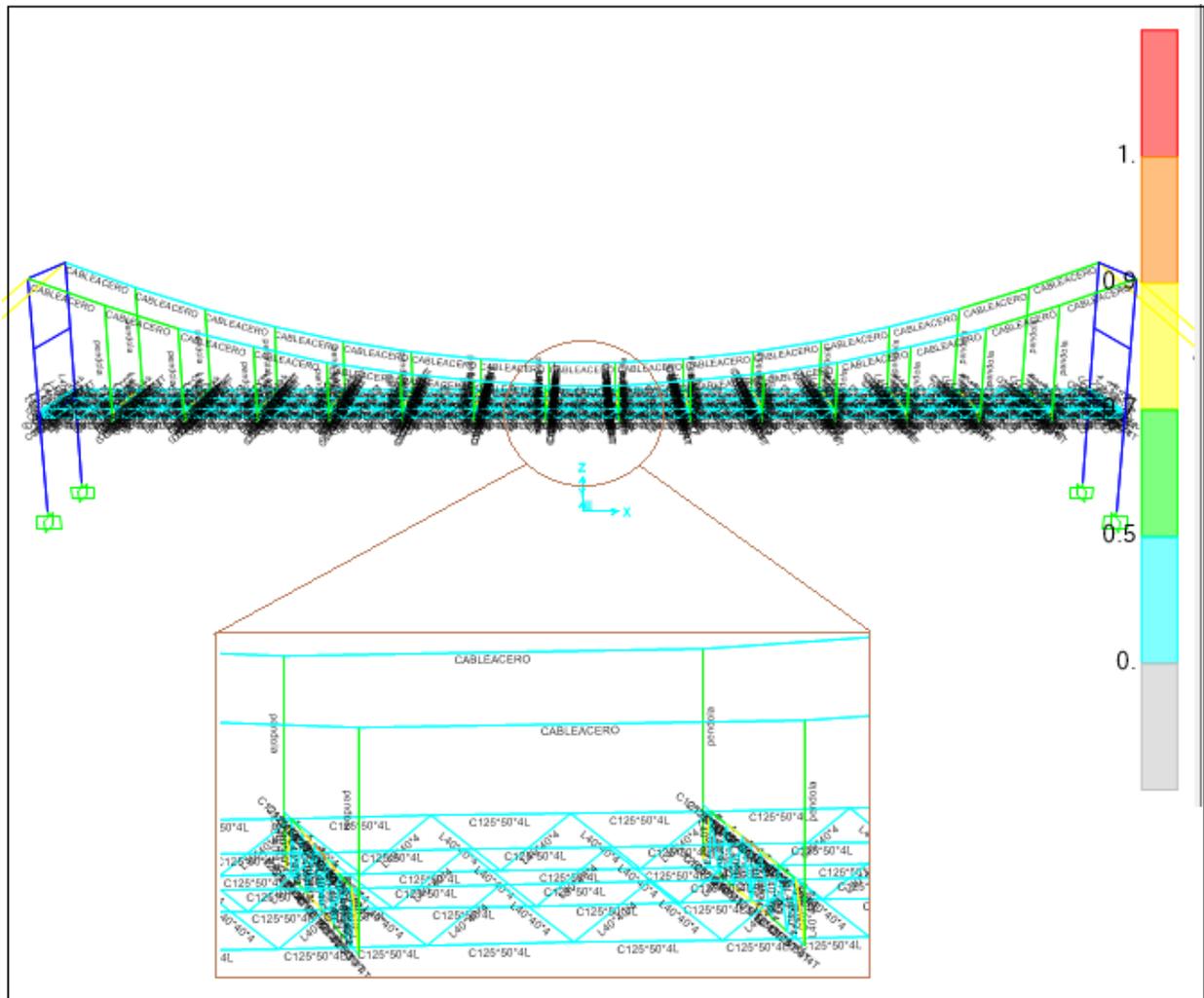


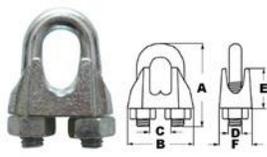
Figura 4. 1. Análisis óptimos de las péndolas
Fuente: Software Sap2000 V19.1.0

El análisis nos da como resultado valores entre:

- 0.5 – 0.7 Color verde: sección aceptable.

4.5.1 ACCESORIO DE CONEXIÓN PENDOLA

Los accesorios de conexión no necesitan cálculo, estos elementos vienen tabulados ya para diferentes puentes. Se usara 3 prensacables para evitar el deslizamiento y 2 guardacables



REF. GLR	G - 450 GRAPAS CROSBY													
	Ø DO CABO	DIMENSÕES							Chave	QUANT. MÍNIMA (und.)	ESPAÇ. MIN. (mm)	TORQUE		PESO UNIT. (kg)
		Pol	A	B	C	D	Rosca	E				F	(N.m)	
GLR-1/2"	1/2"	60	50	17	7/16"	4 FPP - UN	23	25	5/8"	5	76	40,0	4,00	0,160

Figura 4. 2. Grapa para ajuste de péndola

Fuente: Autor

La longitud de amarre según las especificaciones para un diámetro de 7/16 " es 22.8 cm con espaciamiento entre pernos de 7.6 cm.

Se usara un tensor gancho - ojo parte No 7242519G06 que tiene una capacidad límite de trabajo 1.3 Tn y una carga mínima de ruptura que es 5 veces la carga mínima de trabajo y es de 6.5 Tn, dichas especificación se encuentra en el Anexo D Tabla D 7.

A continuación se detalla los accesorios que se colocaran en cada péndola

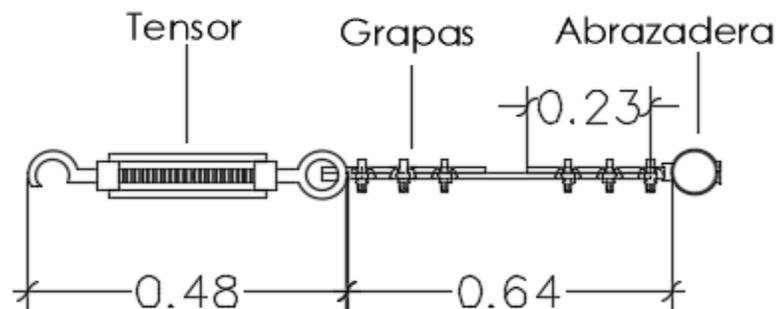


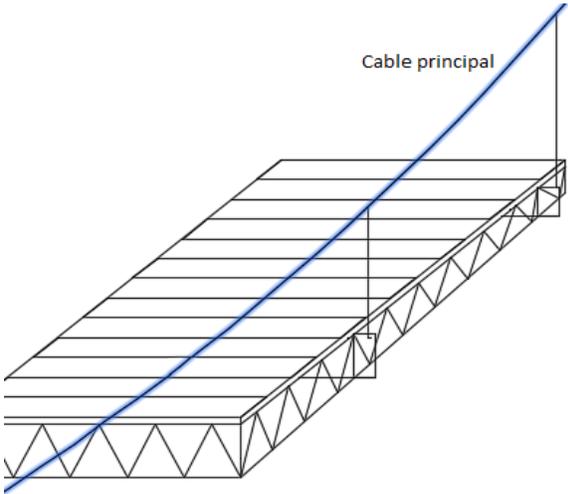
Figura 4. 3. Accesorios péndola.

Fuente: Autor

4.6 DISEÑO DEL CABLE PRINCIPAL

Una vez identificado la altura máxima de crecida y galibo de seguridad se estimó una longitud del puente de 45 m. como indica la figura 3.7, con los datos ya obtenidos anteriormente se diseña el cable principal que se indica en el siguiente cuadro

Cuadro 4. 8. Diseño del cable principal

 <p style="text-align: center;">Grafica de Cable principal Fuente: Software AutoCAD Civil3D 2017</p>	DATOS:	
	Peso específico madera (δ)	$680 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$
	Peso Variable (C_v)	$510 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$
	Longitud del puente (L_p)	45 m
	Espesor tablón (e)	0.05 m
	Longitud tablón (L)	2 m
	Peso de aditamentos (conexiones, cables, péndola) (P_d)	$30 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$
	Peso propio perfil transversal (P_t)	$35.35 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$
	Peso propio perfil longitudinal (P_l)	$35.35 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$
	Peso baranda (P_b)	$50 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$
CARGAS		
Carga permanente (D)		
Según la ecuación 4.1	$D = 680 \cdot (0.05 \cdot 2 \cdot 45) / 45$	$D = 68 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$
$D_1 = D + P_d + P_t + P_l + P_b$	$D_1 = 68 + 30 + 35.35 + 35.35 + 50$	$D_1 = 218.7 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$
Carga viva (L)		
Según la ecuación 4.2	$L = 510 \cdot 1$	$L_1 = 510 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$
Carga Mayorizada (q)		
Según la ecuación 4.8	$q = 1.2 \cdot 218.7 + 1.6 \cdot 510$	$q = 1078.44 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$

CALCULO DE LA FLECHA DEL CABLE (F)		
$f = Lp / 10$ (Ec. 4.11)	$f = 45 / 10$	$f = 4.5$ m
COMPONENTE HORIZONTAL DEL CABLE, TENSION (H)		
$H = (q * Lp^2) / 8f$ (Ec. 4.12)	$H = (1078.44 * 45^2) / 8 * 4.5$	$H = 60662.25$ Kg.
TRAYECTORIA DEL CABLE (Y)		
$Y = [q * x * (Lp - x)] / 2H$ (Ec. 4.13)		$0.4x - 0.008888888x^2$
$Y = [1078.44 x * (45 - x)] / 2 * 60662.25$		
Derivando obtenemos (Y')		
$Y' = 0.4 - 0.017x$ (Ec. 4.14)	Si $x = 0$	$Y' = 0.4$
Fuerza resultante será (F)		
$F = \sqrt{(0.4 * H)^2 + H^2}$ (Ec. 4.15)		$F = 65335.25$ Kg.
$F = \sqrt{(0.4 * 60662.25)^2 + 60662.25^2}$		
$F/2 = 32667.625$ Kg.		

Fuente: Autor

Según tablas de Emcocables (Anexo D, tabla D 6), procedemos a elegir el cable adecuado:

- Clasificación: 6 x 19 y 6 x 26 (AF – AA)
- Diámetro del cable = 4.1275 cm o 1 5/8
- Carga de rotura en Kg.
IPS = 107000
EIPS = 118000

Comprobación de la resistencia (R)

$$R > 3F$$

$$107000 > 3 * 32667.625$$

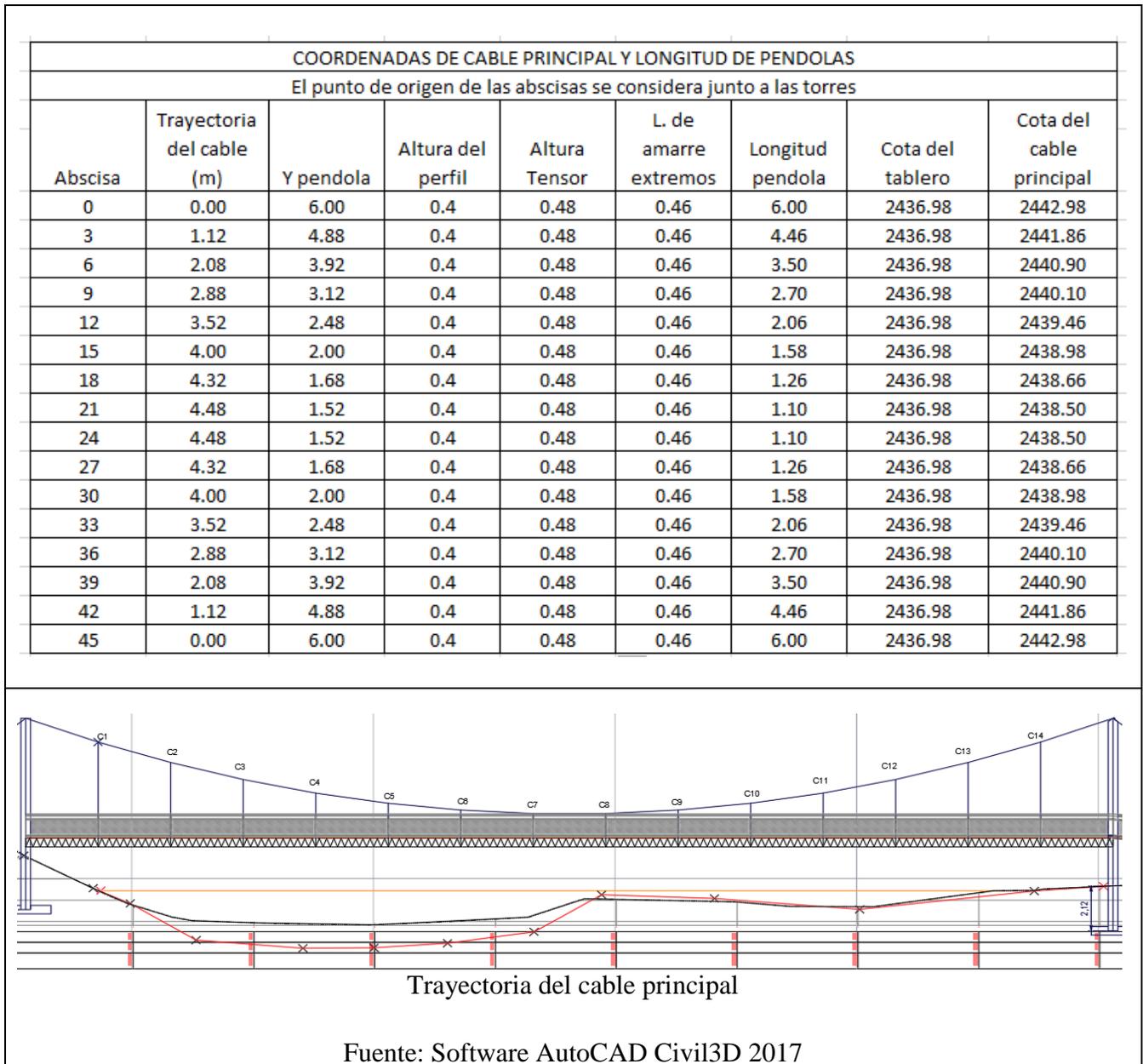
$$107000 > 98002.875 \quad \text{Cumple}$$

4.6.1 TRAYECTORIA DEL CABLE PRINCIPAL

Según la ecuación 4.13: $Y = 0.4x - 0.008888888x^2$

Procedemos a dar valores de la abscisa y hallamos el valor Y de la ordenada.

Cuadro 4. 9. Coordenadas de cable principal y longitudinal de péndolas.



Fuente: Autor

4.6.2. POLEA PARA EL CABLE PRINCIPAL

Se utiliza una polea anclado en la parte superior de la columna la cual servirá para transmitir la carga del cable hacia la torre y dado de anclaje.

Dicha polea está anclado mediante 6 pernos a una distancia de 0.45 m, 3 a cada lado del eje de la polea, esta polea no necesita cálculo para su pre dimensionamiento ya que están ajustados al tipo de carga y puente.

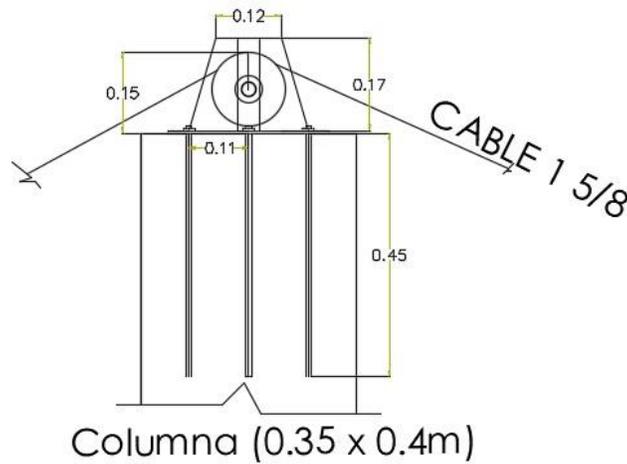


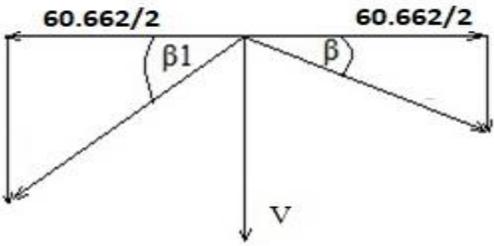
Figura 4. 4. Detalle polea
Fuente: Autor

4.7. DISEÑO DE LA TORRE

Torres en hormigón armado, la carga permanente será analizado según (Orozco, 1993, pág. 344)

4.7.1. CARGA PERMANENTE

Cuadro 4. 10. Carga permanente actuante en la torre

 <p>Esquema vectorial de cargas verticales sobre la torre</p>	DATOS:	
	Fuerza que transmite el Cable (P)	30331 Kg.
	Flecha del cable (f)	4.5 m
	Luz del puente (L)	45 m
	L. horizontal fiador izquierdo (L1)	17.78 m
	L. horizontal fiador derecho (L2)	16 m
	Altura fiador izquierdo (Y1)	10 m
Altura fiador derecho (Y2)	9 m	
ANGULOS		
Angulo con el cable principal (β)		
$\beta = \text{Arc tg} (4f / L)$ (Ec. 4.16)	$\beta = \text{Arc tg} (4 \cdot 4.5 / 45)$	$\beta = 21^\circ 48' 05.07''$
Angulo del fiador izquierdo (β1)		
$\beta 1 = \text{Arc tg} (Y1 / L1)$ (Ec. 4.17)	$\beta 1 = \text{Arc tg} (10 / 17.78)$	$\beta 1 = 29^\circ 21' 27.91''$
Angulo del fiador derecho (β2)		
Según la ecuación 4.17	$\beta 2 = \text{Arc tg} (9 / 16)$	$\beta 2 = 29^\circ 21' 27.91''$
REACCION EN LA TORRE		
Componente vertical de la tensión F (V)		
$V1 = P \cdot \text{tg } \beta$ (Ec. 4.18)	$V1 = 30331 \cdot \text{tg } 21^\circ 48' 05.07''$ $V1 = 12132.45 \text{ Kg.}$	$V = V1 + V2$ $V = 29193.64 \text{ Kg.}$
Según la ecuación 4.18	$V2 = 30331 \cdot \text{tg } 29^\circ 21' 27.91''$ $V2 = 17061.18 \text{ Kg.}$	
Peso propio de la torre N° 1		
Viga	Columna	
Peso viga = $(4 \cdot 0.30 \cdot 0.35 \cdot 3) \cdot 2400$ Peso viga = 3024 Kg.	Peso columna = $(10 \cdot 0.35 \cdot 0.40 \cdot 2) \cdot 2400$ Peso columna = 6720 Kg.	
Peso propio = $(3024 + 6720) / 2 = 4872 \text{ Kg.}$ Peso total = $29193.64 + 4872 = 34065.64 \text{ Kg}$ 34.1 Tn		

Fuente: Autor.

4.7.2 CARGA VARIABLE (VIENTO)

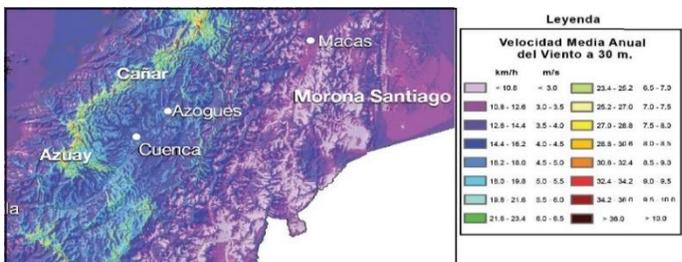
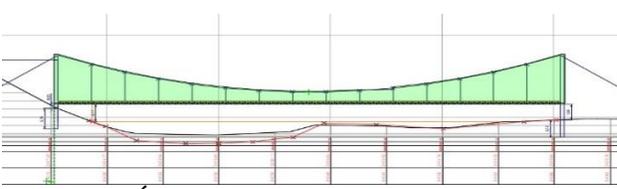
Según sub capítulo 2.6.3. Carga por viento, literales a y b .Cálculo de la velocidad corregida

Datos: V = 21 m/s $\sigma = 1$ (tabla 2.2)	Según la ecuación 2.1 $V_b = 21 * 1$ $V_b = 21 \text{ m/s}$
---	---

- Calculo de la presión del viento

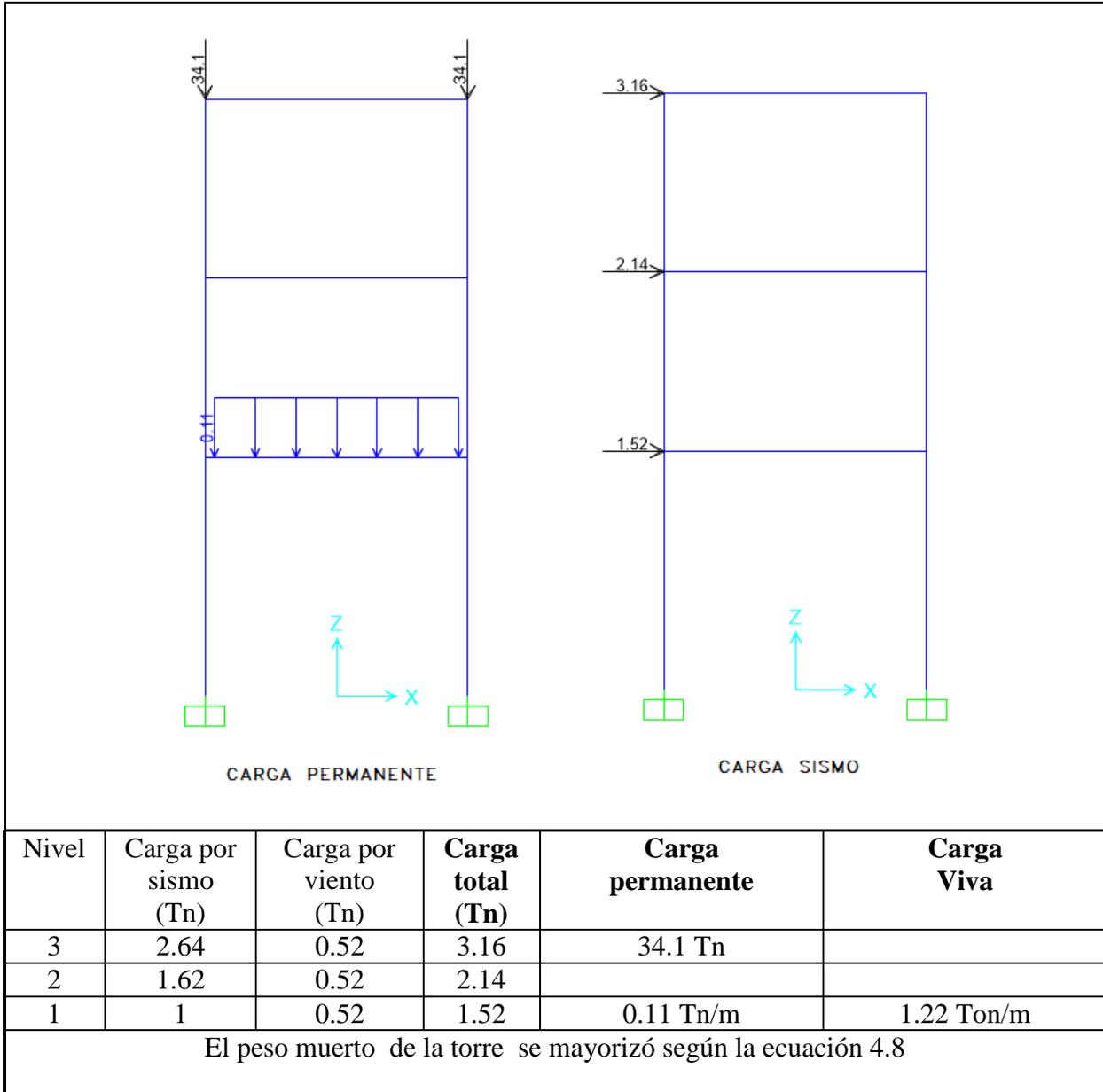
Según sub capítulo 2.6.3. Carga por viento, literal c, cálculo de la presión del viento

Cuadro 4. 11. Carga de viento distribuida en la torre.

 <p>Mapa eólico del Ecuador</p>	Datos:	
	Carga variable (Vb)	21 m/s
	Densidad del aire (ρ)	1.25 Kg/m ³
	Coefficiente de entorno/altura (Ce)	1
	Coefficiente de forma (Cf)	0.8
PRESIÓN DEL VIENTO		
Según la ecuacion 2.2		P = 220.5 N/ m ²
$p = \frac{1}{2} * 1.25 * 21^2 * 1 * 0.8$		P = 22.5 Kg/m ²
Carga de viento total (CV)		
 <p>Área de influencia de viento</p>	Datos:	
	Presión viento (P) = 22.5	
		Área de influencia del viento sobre la estructura, representada en la figura 56. A = 138.719 m ²
CV = * 22.5 * 138.719		CV = 3121.17 kg. CV = 3.12 Tn
Carga de viento distribuida en la torre (CVT)		
CVT = 3.12 * $\frac{1}{2} * \frac{1}{3}$		CVT = 0.52 Tn

4.7.3. GRAFICA DE LAS FUERZAS ACTUANTES EN LA TORRE.

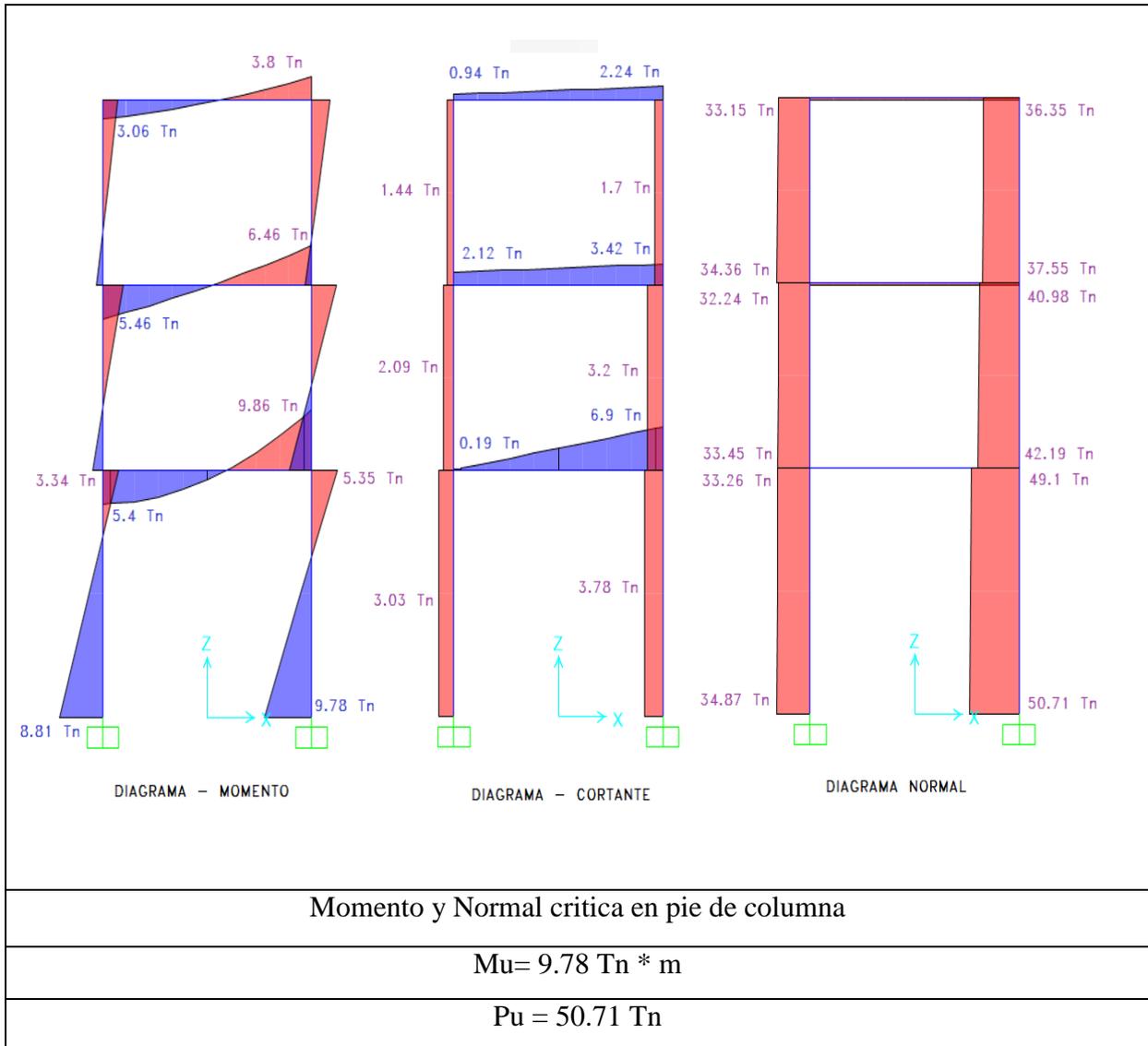
Cuadro 4. 12. Cargas que influenciarán en la torre N°1.



Fuente: Autor

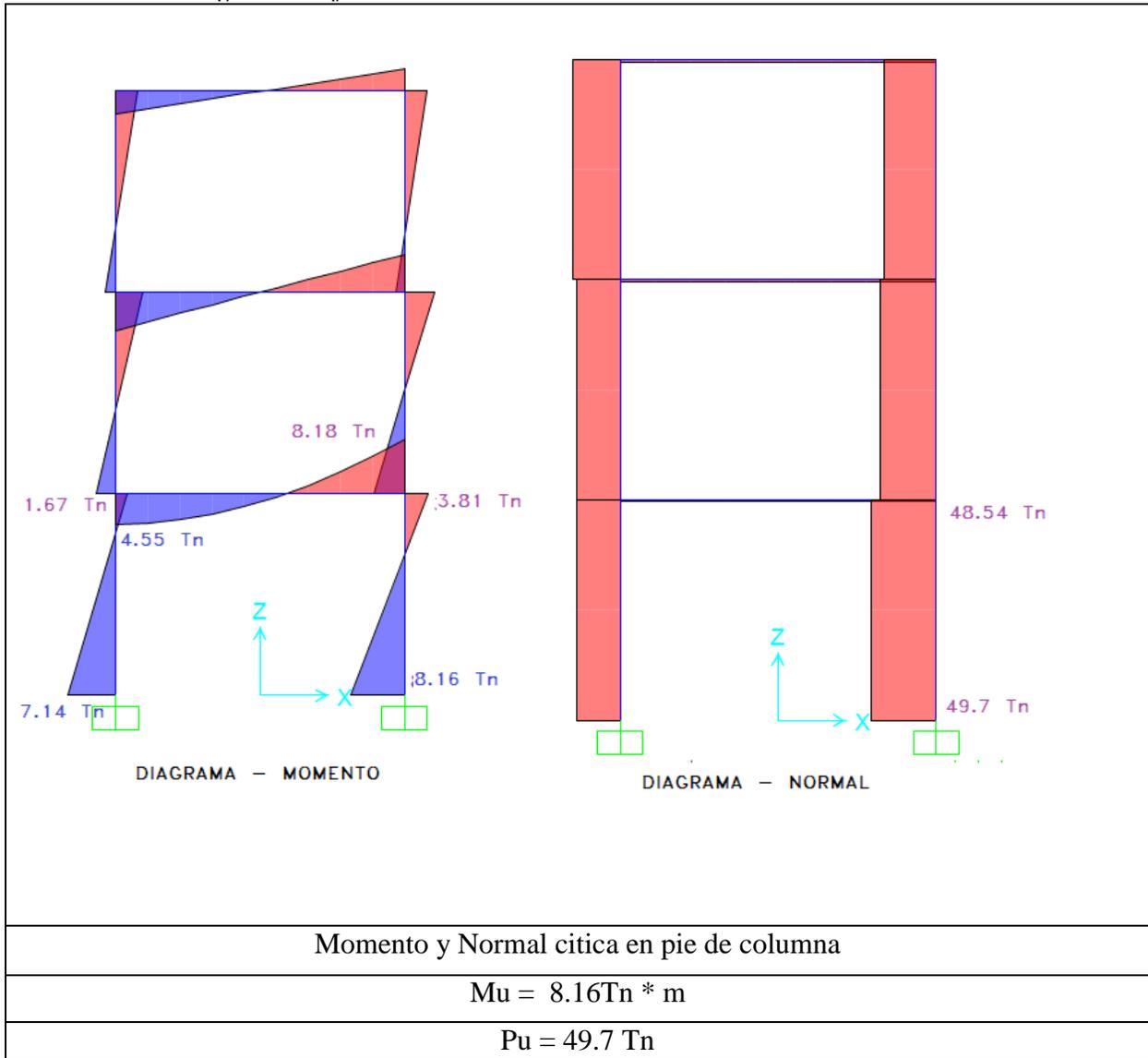
El diseño de la torre se realizó con la ayuda del software Sap2000 v19.1.0 en el cual se ingresaron secciones de hormigón armado de (0.35 x 0.4m) y (0.35 x 0.3m) a las columnas y vigas respectivamente, y se obtuvieron los siguientes resultados.

Cuadro 4. 13. Diagrama de fuerzas actuantes en la torre N°1.



Fuente: Autor.

Cuadro 4. 14. Diagrama de fuerzas actuantes en la torre N°2.



Fuente: Autor.

Debido a la similitud de sus diagramas de momento, se tomara el mismo diseño de columnas y vigas de la torre N° 1

4.7.4. DISEÑO DE COLUMNA

La torre del puente está sometido a fuerzas axiales debido al cable principal y de momentos flectores por acción de las fuerzas sísmicas, debido a estas dos fuerzas actuantes en la torres se considera el diseño a flexo compresión en las columnas.

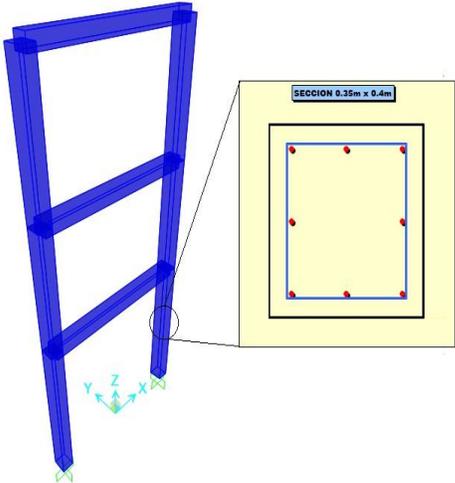
El comportamiento de secciones específicas de columnas es descrito más claramente mediante los diagramas de interacción que se realiza para cada diámetro de varillaje a utilizar, en dicho diagrama en el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representa los correspondiente momentos flectores resistentes.

Para la elaboración de las curvas de interacción se utiliza el siguiente procedimiento

- Se define diferentes posiciones del eje neutro.
- Para cada posición del eje neutro se calcula las deformaciones unitarias en cada fibra de pieza.
- En función de las deformaciones en el acero y en el hormigón se determina los diagramas de esfuerzo

Según (Ing. Marcelo Romo Proaño) se realizará el siguiente cálculo.

Cuadro 4. 15. Diseño a flexo compresión

 <p>Seccionamiento de columna</p>	DATOS:	
	PROPIEDADES DEL HORMIGÓN Y ACERO	
	Resistencia hormigón ($f'c$)	$210 \frac{Kg}{cm^2}$
	Límite de fluencia del hierro (f_y)	$4200 \frac{Kg}{cm^2}$
	Módulo de elasticidad (E_y)	$2.1E^6 \frac{Kg}{cm^2}$
	Deformación unitaria del acero a la falla (ϵ_y)	0.002
	Deformación unitaria del concreto a la falla (ϵ_{cu})	0.003
	PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
	Base columna (b)	0.35 m
	Altura columna (h)	0.40 m
Recubrimiento efectivo (r)	0.06 m	
FUERZAS ACTUANTES		
Momento (M_u)	9.78 Ton*m	
Carga Axial (P_u)	50.71 Ton	

Según el método del (Ing. Marcelo Romo Proaño, pág. 64) se realizó la gráfica Diagramas de interacción con flexión unidireccional.

Empleando una hoja electrónica de Excel se diseñó para diferentes tipos de acero con todos los pares de solicitaciones nominales obtenidos (M_n, P_n) con un factor de reducción de capacidad $f = 0.70$ para compresión pura en columnas

Tabla 4. 3. Cuantía de acero, cuando la columna está conformada con 8 varillas $\varnothing 16$ mm

Punto	CARGAS NOMINALES		CARGAS ULTIMAS	
	M_n (T-m)	P_n (T)	$M_{U,1}$ $f = 0.70$	$P_{U,1}$ $F = 0.70$
1	0.00	317.46	0.00	222.22
2	9.12	256.12	6.38	179.28
3	16.13	183.12	11.29	128.18
4	19.31	106.21	13.52	74.35
5	11.01	3.05	7.71	2.13
		Cuantía	0.013517	

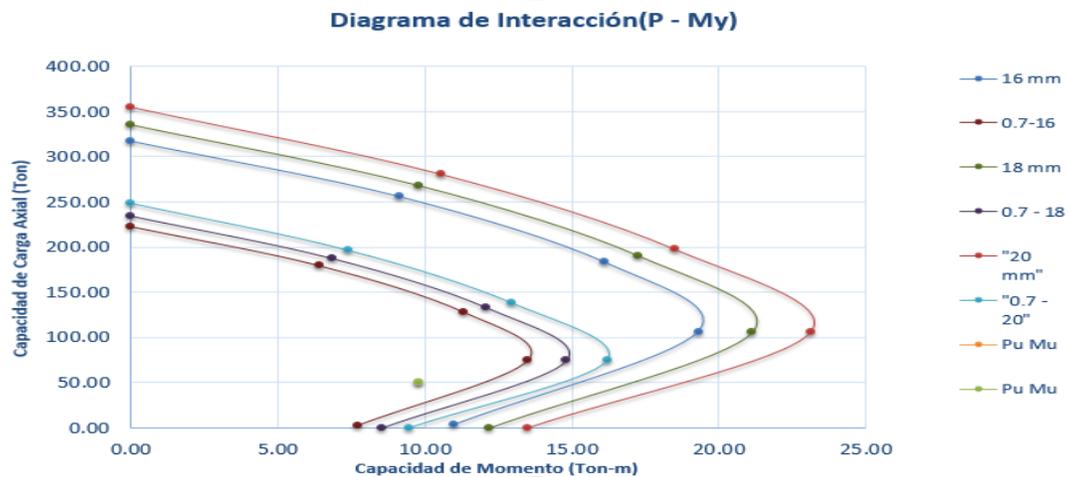
Tabla 4. 4. Cuantería de acero, cuando la columna está conformada con 8 varillas \varnothing 18 mm.

Punto	CARGAS NOMINALES		CARGAS ULTIMAS	
	Mn (T-m)	Pn (T)	$M_{U,1}$ f = 0.70	$P_{U,1}$ F = 0.70
1	0.00	335.40	0.00	234.78
2	9.81	267.84	6.87	187.49
3	17.27	190.02	12.09	133.01
4	21.13	106.21	14.79	74.35
5	12.20	0.00	8.54	0.00
		Cuantería	0.017158	

Tabla 4. 5. Cuantería de acero, cuando la columna está conformada con 8 varillas \varnothing 20 mm.

Punto	CARGAS NOMINALES		CARGAS ULTIMAS	
	Mn (T-m)	Pn (T)	$M_{U,1}$ f = 0.70	$P_{U,1}$ F = 0.70
1	0.00	355.46	0.00	248.82
2	10.56	280.99	7.40	196.70
3	18.52	197.76	12.97	138.44
4	23.14	106.21	16.20	74.35
5	13.50	0.00	9.45	0.00
		Cuantería	0.021245	

CURVA DE INTERACCIÓN PARA DISTINTAS CUANTÍAS DE ACERO



Fuente: Autor

Según la gráfica se puede utilizar una cuantía de 0.010258 (8 varillas \varnothing 16 mm.). Pero se encuentra en su límite, además existen desgastes por motivos de construcción, manipulación y oxidación del material que producirán esfuerzos residuales, debido a estos factores se seleccionara la cuantía de 0.017158 (8 varillas \varnothing 18 mm).

Según la norma (NEC - SE - HM, pág. 53) la cuantía máxima de refuerzo no debe exceder:

$$0.01 \leq \frac{Pg}{Ag} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq 0.017158 \leq 0.03 \quad \text{Cumple}$$

4.7.4.1 Refuerzo transversal, confinamiento

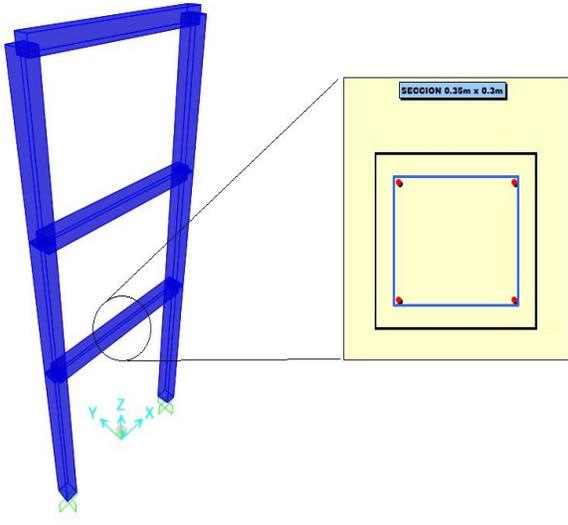
Según (NEC - SE - HM) se analizará el confinamiento para los elementos a flexo-compresión

Cuadro 4. 16. Requisitos de confinamiento para elementos en flexo-compresión

Longitud de la zona de confinamiento (L_0)										
$L_0 \geq$ <table border="0" style="margin-left: 20px;"> <tr><td style="padding-right: 5px;">h_c</td><td style="padding-right: 5px;">/</td><td style="padding-right: 5px;">6</td></tr> <tr><td colspan="3" style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black;"></td></tr> <tr><td colspan="3" style="text-align: center;">450 mm.</td></tr> </table>	h_c	/	6				450 mm.			$L_0 = 70$ cm
h_c	/	6								
450 mm.										
Primer estribo de confinamiento 50 mm = 5 cm										
Separación S_0 dentro de una longitud L_0										
$S_0 \leq$ <table border="0" style="margin-left: 20px;"> <tr><td style="padding-right: 5px;">108 mm</td></tr> <tr><td colspan="2" style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black;"></td></tr> <tr><td style="padding-right: 5px;">100 mm</td></tr> </table>	108 mm			100 mm	$S_0 = 10$ cm					
108 mm										
100 mm										
Separación a lo largo del eje longitudinal										
$S \leq$ <table border="0" style="margin-left: 20px;"> <tr><td style="padding-right: 5px;">108 mm</td></tr> <tr><td colspan="2" style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black;"></td></tr> <tr><td style="padding-right: 5px;">150 mm</td></tr> </table>	108 mm			150 mm	$S = 15$ cm					
108 mm										
150 mm										
<p>Según (Institute, American Concrete, 2014, pág. 437) Cuando se utilizan columnas con amarres, estos no deben tener diámetros menores que la barra N° 3 (10 mm) y se seleccionará un tipo de gancho estándar de 135 grados.</p>										

Fuente: Autor

4.7.5. DISEÑO DE LA VIGA TRANSVERSAL

 <p style="text-align: center;">Seccionamiento de viga</p>	DATOS:	
	PROPIEDADES DEL HORMIGÓN Y ACERO	
	Resistencia hormigón ($f'c$)	$210 \frac{Kg}{cm^2}$
	Límite de fluencia del hierro (f_y)	$4200 \frac{Kg}{cm^2}$
	Cuantía máxima (ρ máx.)	0.01594
	Cuantía mínima (ρ min)	0.00333
	Área acero máximo (A_s máx.)	$13.86 cm^2$
	Área acero mínimo (A_s min)	$2.9 cm^2$
	PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
	Base columna (b)	0.30 m
Altura columna (h)	0.35 m	
Recubrimiento (r)	0.04 m	
FUERZAS ACTUANTES		
Momento flexión (M_u)	$9.86 T^* m$ $986000 Kg^*cm$	
VARILLA LONGITUDINAL		
Cuantía de acero (ρ)		
$\rho = \frac{1.53 * f'c - \sqrt{(1.53 * f'c)^2 - \frac{6.12 * f'c * M_u}{b * d^2}}}{1.8 * F_y} \quad (Ec. 4.19)$		$\rho = 0.010294$
$\rho = \frac{1.53 * 210 - \sqrt{(1.53 * 210)^2 - \frac{6.12 * 210 * 986000}{30 * 31^2}}}{1.8 * 4200}$		
Área de acero (A_s)		
$A_s = \rho * b * d$ (Ec. 4.20)	$A_s = 0.010294 * 30 * 31$	$A_s = 9.6 cm^2$
Si utilizamos varilla $\varnothing 18 mm$ ($2.545 cm^2$) resulta:		
$\# \text{ varilla} = \frac{A_s}{\text{area de varilla}} = \frac{9.6}{2.545} = 3.77 \approx 4 \text{ unidades tolerable.}$		
Acero superior de confinamiento (20% A_s) = 1.92 2 $\varnothing 12 mm$.		

Fuente: Autor

4.7.5.1 Refuerzo transversal, confinamiento

Según (NEC - SE - HM) se analizara el confinamiento para vigas

Cuadro 4. 17. Requisitos de confinamiento para vigas

<p>Separación de estribos</p>	DATOS:	
	Base (b)	30 cm
	Altura (h)	35 cm
	Recubrimiento (r)	4 cm
	Resistencia hormigón ($f'c$)	$210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
	Límite de fluencia del hierro (f_y)	$4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
	FUERZA ACTUANTE	
	Carga cortante ultimo (V)	6.9 T 6900 Kg.
VARILLA TRANSVERSAL		
Esfuerzo cortante (V_u)		
$v = \frac{V}{\theta * b * d}$ (Ec. 4.21)	$v = \frac{6900}{0.85 * 30 * 31}$	$v = 8.73 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de compresión del hormigón		
$v_c = 0.53 \sqrt{f'c}$ (Ec. 4.22)	$v_c = 0.53 \sqrt{210}$	$v_c = 7.68 \text{ Kg/cm}^2$
Separación entre estribos		
$v - v_c < 1.06 \sqrt{f'c} \longrightarrow S = d/2$ $v - v_c > 1.06 \sqrt{f'c} \longrightarrow S = d/4$ $v - v_c > 2.12 \sqrt{f'c} \longrightarrow$ cambiar la sección transversal de la viga		
$8.73 - 7.68 < 1.06 \sqrt{210} \quad : 1.05 < 15.36 \quad S = 31/2 = 15.5 \text{ cm}$ $8.73 - 7.68 > 2.12 \sqrt{f'c} \quad : 1.05 > 30.7 \quad S = 16 \text{ cm}$		
Diametro de refuerzo		
Según (NEC - SE - HM, pág. 49) colocar varillas de 10 mm o mayores.		

Fuente: Autor

4.7.6. CAPACIDAD RESISTENTE ADMISIBLE DEL SUELO

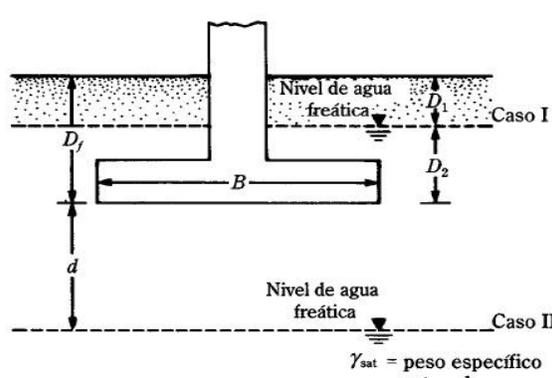
Según (DAS, 1999, pág. 156) Teoría de la capacidad de carga de terzaghi, se obtendrá el esfuerzo admisible que tiene cada suelo.

Los datos a ser considerados se encuentran en los siguientes Anexos y Capítulos:

Angulo de rozamiento Anexo C Tabla C 6

Tipo de suelo Cap. 3, subcapítulo 3.4 Estudios de suelos.

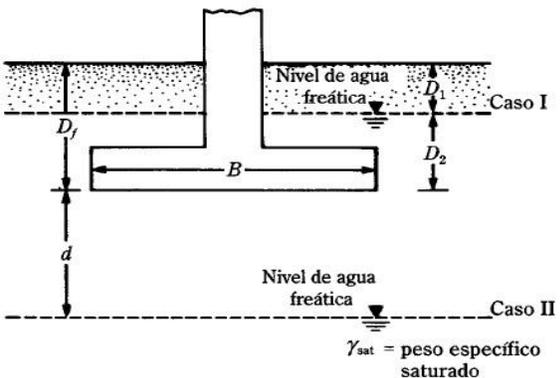
Cuadro 4. 18. Esfuerzo admisible del suelo - pozo 1

	DATOS:	
	Base (B)	130 m
	Profundidad (Df)	2.83 m
	Nivel freático (D1)	1.70 m
	Angulo de rozamiento interna (ϕ)	35
	Peso específico (γ)	$2670 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$
	Peso específico agua (γ_w)	$981 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$
	Peso específico saturado (γ_{sat}) = 1.10 (γ)	$2937 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$
	Cohesión (c)	$0.125 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel freático	Caso I	$0 \leq D1 \leq Df$
	Caso II	$0 \leq d \leq B$
CASO I		
Según (DAS, 1999, pág. 160) Tabla 3.2 , para un ángulo de rozamiento de 32 se obtiene los siguientes factores de capacidad de carga modificada:		
$N'_c = 25.18 \quad N'_q = 12.75 \quad N'_\gamma = 8.35$		
Sobrecarga efectiva (q)		
$q = D1 * \gamma + D2 (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$ (Ec. 4.24)		$q = 0.674 \text{ Kg/cm}^2$
$q = 170 * 0.00267 + 113 (0.002937 - 0.000981)$		

Capacidad de carga (q_u)	
$q_u = 0.867 * c * N'_c + q * N'_q + 0.4 * \gamma * B * N'_\gamma$ (Ec. 4.25)	$q_u = 9.75 \text{ Kg/cm}^2$
$q_u = (0.867 * 0 * 25.18) + (0.674 * 12.75) + (0.4 * 0.00267 * 130 * 8.35)$	
Factor de seguridad (q_{adm})	
$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - \gamma * D_f}{FS} + \gamma * D_f$ (Ec. 4.26)	$q_{adm(neta)} = 3.75 \text{ Kg/cm}^2$
$q_{adm(neta)} = \frac{9.75 - 0.00267 * 283}{3} + 0.00267 * 283$	

Fuente: Autor

Cuadro 4. 19. Esfuerzo admisible del suelo - pozo 2

 <p>Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel freático</p>	DATOS:	
	Base (B)	1.70 m
	Profundidad (Df)	2.50 m
	Nivel freático (D1)	2.40 m
	Angulo de rozamiento interna (ϕ)	22
	Peso específico (γ)	$2550 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$
	Peso específico agua (γ_w)	$981 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$
	Peso específico saturado (γ_{sat}) = 1.10 (γ)	$2805 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$
	Cohesión (c)	$0.25 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
	Caso I $0 \leq D1 \leq Df$	
Caso II $0 \leq d \leq B$		
CASO I		
Según (DAS, 1999, pág. 160) Tabla 3.2, para un ángulo de rozamiento de 22 se obtiene los siguientes factores de capacidad de carga modificada:		
$N'_c = 12.92 \quad N'_q = 4.48 \quad N'_\gamma = 1.55$		
Sobrecarga efectiva (q)		
Según la ecuación 4.24		$q = 0.630 \text{ Kg/cm}^2$
$q = 240 * 0.00255 + 10 (0.002805 - 0.000981)$		

Capacidad de carga (q_u)	
Según la ecuación 4.25	$q_u = 5.89 \text{ Kg/cm}^2$
$q_u = (0.867*0.25*12.92) + (0.630*4.48)+(0.4*0.00255*170*1.55)$	
Factor de seguridad (q_{adm})	
Según la ecuación 4.26	$q_{adm(neta)} = 2.39 \text{ Kg/cm}^2$
$q_{adm(neta)} = \frac{5.89 - 0.00255*250}{3} + 0.00255*250$	

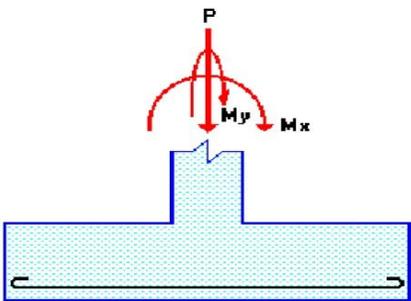
Fuente: Autor

4.7.7. DISEÑO DEL PLINTO DE CIMENTACIÓN

Según (Ing. Marcelo Romo Proaño, pág. 117) Criterios para el diseño de plintos

4.7.7.1 Cálculo de la sección transversal - Plinto 1

Cuadro 4. 20. Diseño de la sección transversal para el plinto 1

	DATOS:	
	Carga axial ultima (P_u)	50710 Kg.
	Momento alrededor del eje x (M_x)	978000 Kg-cm
	Momento alrededor del eje y (M_y)	0
	Esfuerzo admisible ($q_{adm(neta)}$)	3.75 Kg/cm ²
Carga y momentos actuantes en el plinto		
Si no existiera momentos flectores, la sección transversal requerida seria		
$A = \frac{P_u}{q_{adm(neta)}}$ ecu. (4.27)	$A = \frac{50710}{3.75}$	$A = 13522.66 \text{ cm}^2$
Las dimensiones aproximadas requeridas para carga axial pura serian: b = 130 cm L = 120 cm		
Excentricidades de carga (e_y)		
$e_y = \frac{M_x}{P_u}$ ecu. (4.28)	$e_y = \frac{978000}{50710}$	$e_y = 19.29 \text{ cm}$

Se verifica si la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación		
$e_x < \frac{b}{6} : \frac{130}{6} ;$	$19.29 < 21.66 \text{ cm}$	cumple
$e_y < \frac{l}{6} : \frac{120}{6} ;$	$19.29 < 20 \text{ cm}$	cumple
Esfuerzo máximo en el suelo ($q_{\text{máx}}$)		
$q_{\text{máx}} = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6 \cdot e_x}{b} + \frac{6 \cdot e_y}{L} \right]$	(Ec. 4.29)	$q_{\text{máx}} = 6.38 \text{ Kg/cm}^2$
$q_{\text{máx}} = \frac{50710}{130 \cdot 120} \left[1 + \frac{6 \cdot 0}{130} + \frac{6 \cdot 19.29}{120} \right]$		

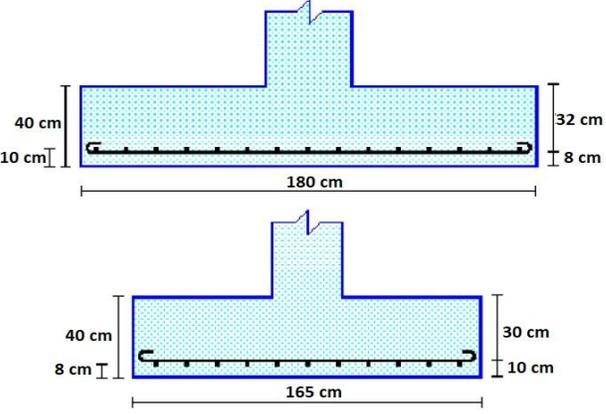
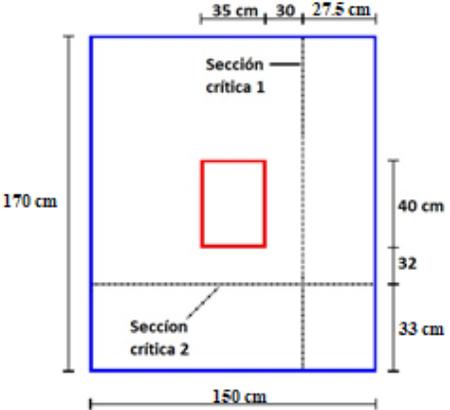
<p>El esfuerzo máximo (6.38 Kg/cm^2) es superior al esfuerzo permisible (3.75 Kg/cm^2), por lo que se requiere incrementar la sección transversal de cimentación en aproximadamente el 69% ($6.35 / 3.75 = 1.69$).</p> <p>$A = 1.69 \cdot 15600 = 26364 \text{ cm}^2$</p> <p>De donde las dimensiones básicas podrían ser:</p> <p>$b = 150 \text{ cm}$ $L = 170 \text{ cm}$</p> <p>$A = 150 \cdot 170 = 25500 \text{ cm}^2$</p>	
<p>La carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, por lo que el esfuerzo máximo de reacción del suelo es:</p>	
Según la ecuación 4.29	$q_{\text{máx}} = 3.34 \text{ Kg/cm}^2$
$q_{\text{máx}} = \frac{50710}{150 \cdot 170} \left[1 + \frac{6 \cdot 0}{150} + \frac{6 \cdot 19.29}{170} \right]$	
$3.34 \text{ Kg/cm}^2 < 3.75 \text{ Kg/cm}^2$	
<p>Por lo tanto se toma las dimensiones:</p> <p style="text-align: center;">b = 150 cm L = 170 cm</p>	
<p>La carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, por lo que los cuatro esfuerzos últimos que definen el volumen de reacciones del suelo se pueden calcular mediante las siguientes expresiones:</p>	

Según la ecuación 4.29	$q_1 = 3.34 \text{ Kg/cm}^2$
$q_1 = \frac{50710}{150 \cdot 170} \left[1 + \frac{6 \cdot 0}{150} + \frac{6 \cdot 19.29}{170} \right]$	
Según la ecuación 4.29	$q_2 = 3.34 \text{ Kg/cm}^2$
$q_2 = \frac{50710}{150 \cdot 170} \left[1 - \frac{6 \cdot 0}{150} + \frac{6 \cdot 19.29}{170} \right]$	
Según la ecuación 4.29	$q_3 = 0.63 \text{ Kg/cm}^2$
$q_3 = \frac{50710}{150 \cdot 170} \left[1 + \frac{6 \cdot 0}{150} - \frac{6 \cdot 19.29}{170} \right]$	
Según la ecuación 4.29	$q_4 = 0.63 \text{ Kg/cm}^2$
$q_4 = \frac{50710}{150 \cdot 170} \left[1 - \frac{6 \cdot 0}{150} - \frac{6 \cdot 19.29}{170} \right]$	

Fuente: Autor

4.7.7.2 Diseño a cortante tipo viga - Plinto 1

Cuadro 4. 21. Diseño a corte tipo viga del plinto 1

 <p style="text-align: center;">Peralte del plinto</p>	DATOS:	
	Altura tentativa (h)	40 cm
Recubrimiento eje x	10 cm	
Recubrimiento eje y	8 cm	
Sección crítica eje x (d)	30 cm	
Sección crítica eje y (d')	32 cm	
Base del plinto (b)	150 cm	
Longitud (L)	170 cm	
Coeficiente (Ø)	0.85	
Carga axial ultima (Pu)	50710 Kg.	
 <p style="text-align: center;">Secciones críticas al corte tipo viga en el plinto</p>		
DISEÑO EN LA DIRECCIÓN X		
$q_{\text{máx}} = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6 \cdot ex}{b} \right]$ <p style="text-align: right;">(Ec. 4.30)</p>	$q_{\text{máx}} = 1.98 \text{ Kg/cm}^2$	
$q_{\text{máx}} = \frac{50710}{150 \cdot 170} \left[1 + \frac{6 \cdot 0}{150} \right]$		
$q_{\text{mín}} = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6 \cdot ex}{b} \right]$ <p style="text-align: right;">(Ec. 4.31)</p>	$q_{\text{máx}} = 1.98 \text{ Kg/cm}^2$	
$q_{\text{mín}} = \frac{50710}{150 \cdot 170} \left[1 - \frac{6 \cdot 0}{150} \right]$		

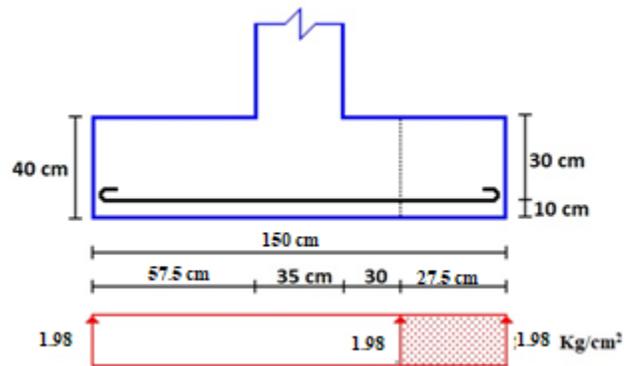


Diagrama de esfuerzos de reacción del suelo, eje x-x

Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica (V_U)

$$V_U = \frac{q_{\text{máx}} + q_{\text{crítica}}}{2} * b_{\text{crítica}} * L \quad (\text{Ec. 4.32})$$

$$V_U = \frac{1.98 + 1.98}{2} * 35 * 170$$

$$V_U = 11781 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo cortante que actúa sobre la sección (v_u)

Según la ecuación 4.21

$$v_u = \frac{11781}{0.85 * 150 * 30}$$

$$v_u = 3.08 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón (v_c)

$$v_c = 0.5 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 4.33})$$

$$v_c = 0.5 \sqrt{210}$$

$$v_c = 7.25 \text{ Kg/cm}^2$$

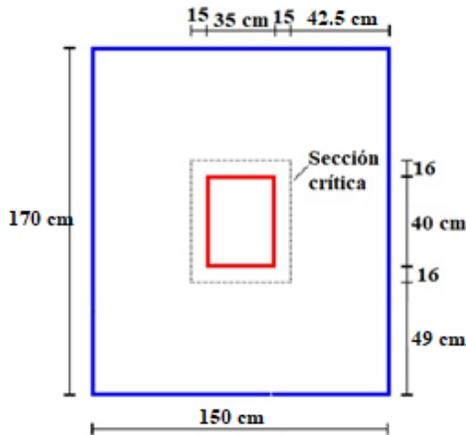
$v_u < v_c$ **Cumple**

DISEÑO EN LA DIRECCIÓN Y	
Según la ecuación 4.30	$q_{\text{máx}} = 3.34 \text{ Kg/cm}^2$
$q_{\text{máx}} = \frac{50710}{150 \cdot 170} \left[1 + \frac{6 \cdot 19.29}{170} \right]$	
Según la ecuación 4.31	$q_{\text{máx}} = 0.63 \text{ Kg/cm}^2$
$q_{\text{min}} = \frac{50710}{150 \cdot 170} \left[1 - \frac{6 \cdot 19.29}{170} \right]$	
<p>Diagrama de esfuerzos de reacción del suelo, eje y-y</p>	
Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica (V_U)	
Según la ecuación 4.32	$V_U = 15221.25 \text{ Kg.}$
$V_U = \frac{3.34 + 2.81}{2} * 33 * 150$	
Esfuerzo cortante que actúa sobre la sección (\mathcal{U}_u)	
Según la ecuación 4.21)	$\mathcal{U}_u = 3.29 \text{ Kg/cm}^2$
$\mathcal{U}_u = \frac{15221.25}{0.85 * 170 * 32}$	
Esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón (\mathcal{U}_c)	
Según la ecuación 4.33	$\mathcal{U}_c = 7.25 \text{ Kg/cm}^2$
$\mathcal{U}_c = 0.5 \sqrt{210}$	
$\mathcal{U}_u < \mathcal{U}_c$ Cumple	

Fuente: Autor

4.7.7.3 Diseño a Cortante por Punzonamiento - Plinto 1

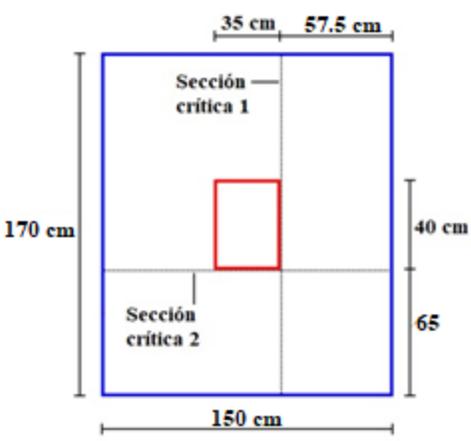
Cuadro 4. 22. Diseño a punzonamiento del plinto 1

 <p>Sección crítica de diseño a cortante por punzonamiento.</p>	DATOS:	
	Sección crítica eje x (d)	30 cm
	Sección crítica eje y (d')	32 cm
	Sección crítica a punzonamiento eje x-x (d/2)	15 cm
	Sección crítica a punzonamiento eje y-y (d'/2)	16 cm
	Base del plinto (b)	150 cm
	Longitud (L)	170 cm
	Coefficiente (Ø)	0.85
	Carga axial ultima (Pu)	50710 Kg.
	Esfuerzo centroidal (q)	
Según la ecuación 4.27		$q = 1.98 \text{ Kg/cm}^2$
$q = \frac{50710}{(150)(170)}$		
Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica (V_U)		
Según la ecuación 4.32		$V_U = 41223.6 \text{ Kg.}$
$V_U = 1.98 [(150 * 170) - (15 + 35 + 15)(16 + 40 + 16)]$		
Esfuerzo cortante por punzonamiento que actúa sobre la sección (v_u)		
Según la ecuación 4.21		$v_u = 5.7 \text{ Kg/cm}^2$
$v_u = \frac{41223.6}{0.85 * [(65+65) * 30 + (72+72) * 32]}$		
Esfuerzo resistente a corte por punzonamiento (v_c)		
$v_c = \sqrt{f'c}$ (Ec. 4.34)		$v_c = 14.49 \text{ Kg/cm}^2$
$v_c = \sqrt{210}$		
$v_u < v_c$ Cumple		

Fuente: Autor

4.7.7.4 Diseño a Flexión - Plinto 1

Cuadro 4. 23. Diseño a flexión del plinto 1

 <p>Sección crítica de diseño a cortante por punzonamiento</p>	DATOS:	
	Sección crítica eje x (d)	30 cm
	Sección crítica eje y (d')	32 cm
	Sección crítica a flexión eje x (x)	57.5 cm
	Sección crítica a flexión eje y (y)	65 cm
	Base del plinto (b)	150 cm
	Longitud (L)	170 cm
	Coefficiente (ϕ)	0.85
	Coefficiente (θ)	0.90
	Ancho de diseño (a)	100 cm
Carga axial ultima (Pu)	50710 Kg.	
Resistencia del hormigón ($f'c$)	210 Kg/cm ²	
Resistencia del acero (Fy)	4200 Kg/cm ²	
Cuantía mínima (ρ min)	0.00333	

DISEÑO A FLEXIÓN EN LA DIRECCIÓN X.

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo (q_1 q_2).

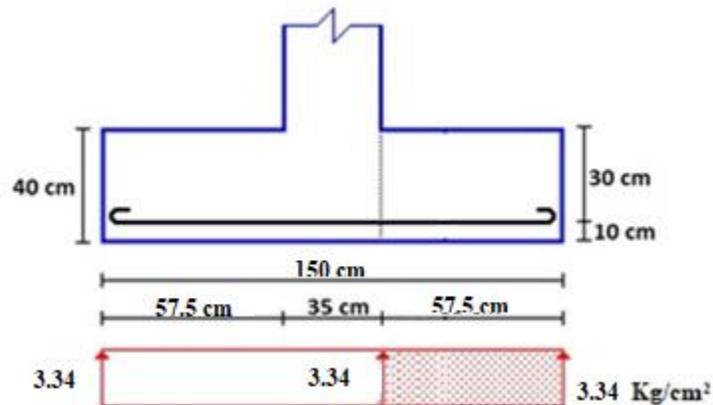


Gráfico de diseño a flexión, dirección x

Momento flector en la zona critica (Mu)	
$Mu = q * \frac{x^2}{2} * a$ (Ec. 4.35)	Mu = 552143.8 Kg-cm
$Mu = 3.34 * \frac{57.5^2}{2} * 100$	
La sección de acero requerida en la dirección x, para resistir el momento último en 100 cm de ancho	
$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \theta * f'c * b * d^2}} \right]$ (Ec. 4.36)	As= 4.97 cm ²
$A_s = \frac{0.85 * 210 * 100 * 30}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 552143.8}{0.85 * 0.9 * 210 * 100 * 30^2}} \right]$	
La sección mínima de armado para 100 cm de ancho	
Según la ecuación 4.20	As _{min} = 10 cm ²
As _{min} = 0.003333 * 100 * 30	
<p>Dado que la sección mínima es superior a la obtenida para resistir el momento flector, el armado requerido es el armado mínimo:</p> <p style="text-align: center;">As = 10 cm²</p> <p>Se puede colocar 1 varilla de 16 mm orientada en la dirección x cada 20 cm, proporcionándose un armado de 10. cm² por cada 100 cm de ancho, lo que es equivalente a colocar 10 varillas de 16 mm de diámetro orientadas en la dirección x, en un ancho de 170 cm.</p>	

DISEÑO A FLEXIÓN EN LA DIRECCIÓN Y.

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo (q_1 - q_3).

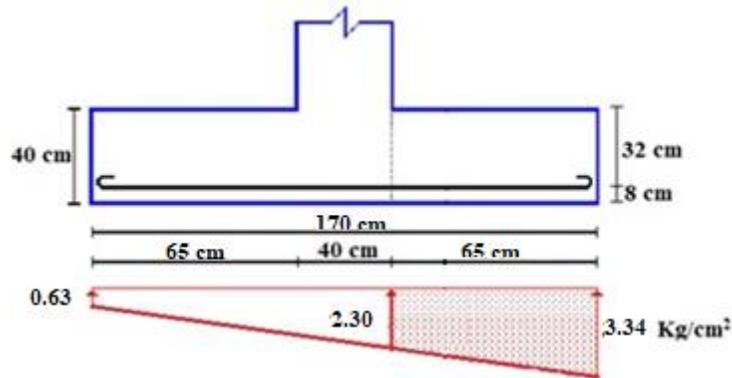


Gráfico de diseño a flexión, dirección “y”

Momento flector en la zona crítica

Según la ecuación 4.35

$$M_u = \left(\frac{2.30 * 65^2}{2} + \frac{1.04 * 65}{2} * \frac{2}{3} * 65 \right) * 100$$

$M_u = 632341.6 \text{ Kg-cm}$

La sección de acero requerida, en la dirección y, para resistir el momento último en 100 cm de ancho

Según la ecuación 4.36

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 100 * 32}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 632341.6}{0.85 * 0.9 * 210 * 100 * 32^2}} \right]$$

$A_s = 5.33 \text{ cm}^2$

La sección mínima de armado para 100 cm de ancho

Según la ecuación 4.20

$$A_{s_{min}} = 0.003333 * 100 * 32$$

$A_{s_{min}} = 10.67 \text{ cm}^2$

Dado que la sección mínima es superior a la obtenida para resistir el momento flector, el armado requerido es el armado mínimo:

$$A_s = 10.67 \text{ cm}^2$$

Se puede colocar 1 varilla de 14 mm orientada en la dirección y cada 15 cm, proporcionándose un armado de 10.773 cm² por cada 100 cm de ancho, lo que es equivalente a colocar 11 varillas de 14 mm de diámetro orientadas en la dirección x, en un ancho de 150 cm.

Fuente: Autor

- Diagrama completo de la parrilla de armado por flexión

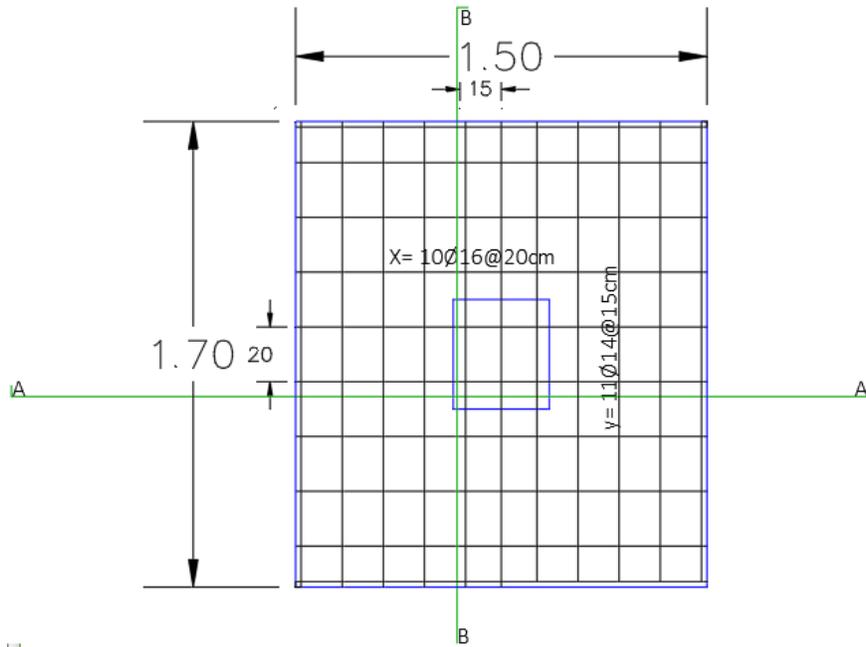


Figura 4. 5. Diseño a flexión, armado de varillas en la dirección x e y en planta.
Fuente: Software AutoCAD Civil3D 2017

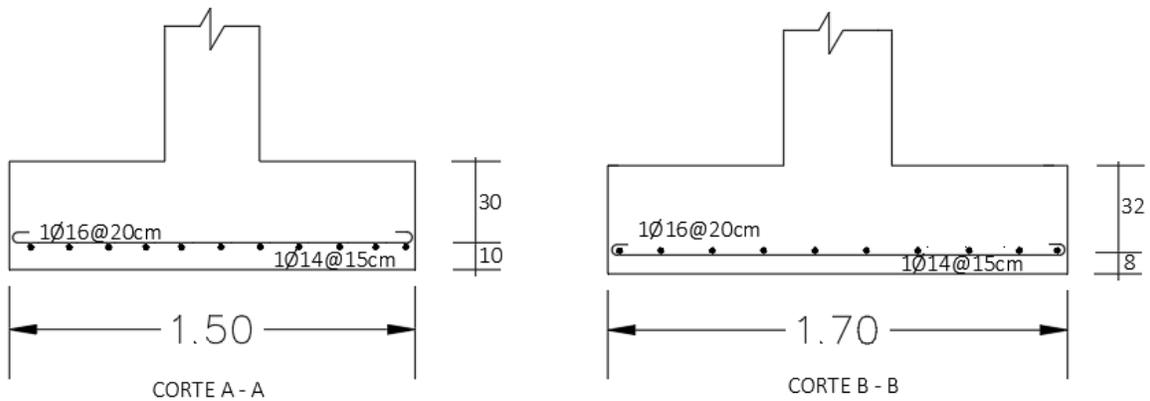
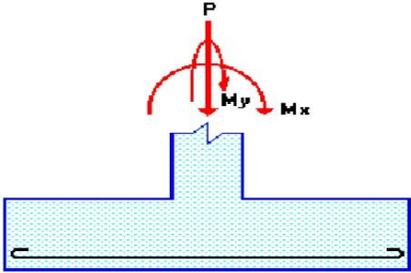


Figura 4. 6. Diseño a flexión, armado de varillas en la dirección x e y, corte A y B
Fuente: Software AutoCAD Civil3D 2017

4.7.7.5 Cálculo de la sección transversal - Plinto 2

Cuadro 4. 24. Calculo de la sección transversal del plinto 1

 <p>Carga y momentos actuantes en el plinto</p>	DATOS:	
	Carga axial ultima (Pu)	49700 Kg.
	Momento alrededor del eje x (Mx)	816000 Kg-cm
	Momento alrededor del eje y (My)	0
	Esfuerzo admisible (q _{adm(neta)})	2.39 Kg/cm ²
Si no existiera momentos flectores, la sección transversal requerida seria		
Según la ecuación 4.27	$A = \frac{49700}{2.39}$	A = 20795 cm ²
Las dimensiones aproximadas requeridas para carga axial pura serian: b = 180 cm L = 210 cm		
Excentricidades de carga (ey)		
Según la ecuación 4.28	$e_y = \frac{816000}{49700}$	ey = 16.41 cm
Se verifica si la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación		
$e_x < \frac{b}{6} : \frac{180}{6} ;$	16.41 < 30 cm	cumple
$e_y < \frac{l}{6} : \frac{210}{6} ;$	16.41 < 35 cm	cumple
Esfuerzo máximo en el suelo (q _{máx})		
Según ecu. (4.29)		q _{máx} = 1.93 Kg/cm ²
$q_{máx} = \frac{49700}{180 \cdot 210} \left[1 + \frac{6 \cdot 0}{180} + \frac{6 \cdot 16.41}{210} \right]$		
1.93 Kg/cm ² < 2.39 Kg/cm ²		

<p>Por lo tanto se toma las dimensiones:</p> <p style="text-align: center;">b = 180 cm L = 210 cm</p>	
<p>La carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, por lo que los cuatro esfuerzos últimos que definen el volumen de reacciones del suelo se pueden calcular mediante las siguientes expresiones:</p>	
Según la ecuación 4.29	$q_1 = 1.93 \text{ Kg/cm}^2$
$q_1 = \frac{49700}{180 \cdot 210} \left[1 + \frac{6 \cdot 0}{180} + \frac{6 \cdot 16.41}{210} \right]$	
Según la ecuación 4.29	$q_2 = 1.93 \text{ Kg/cm}^2$
$q_2 = \frac{49700}{180 \cdot 210} \left[1 - \frac{6 \cdot 0}{180} + \frac{6 \cdot 16.41}{210} \right]$	
Según la ecuación 4.29	$q_3 = 0.69 \text{ Kg/cm}^2$
$q_3 = \frac{49700}{180 \cdot 210} \left[1 + \frac{6 \cdot 0}{180} - \frac{6 \cdot 16.41}{210} \right]$	
Según la ecuación 4.29	$q_4 = 0.69 \text{ Kg/cm}^2$
$q_4 = \frac{49700}{180 \cdot 210} \left[1 - \frac{6 \cdot 0}{180} - \frac{6 \cdot 16.41}{210} \right]$	

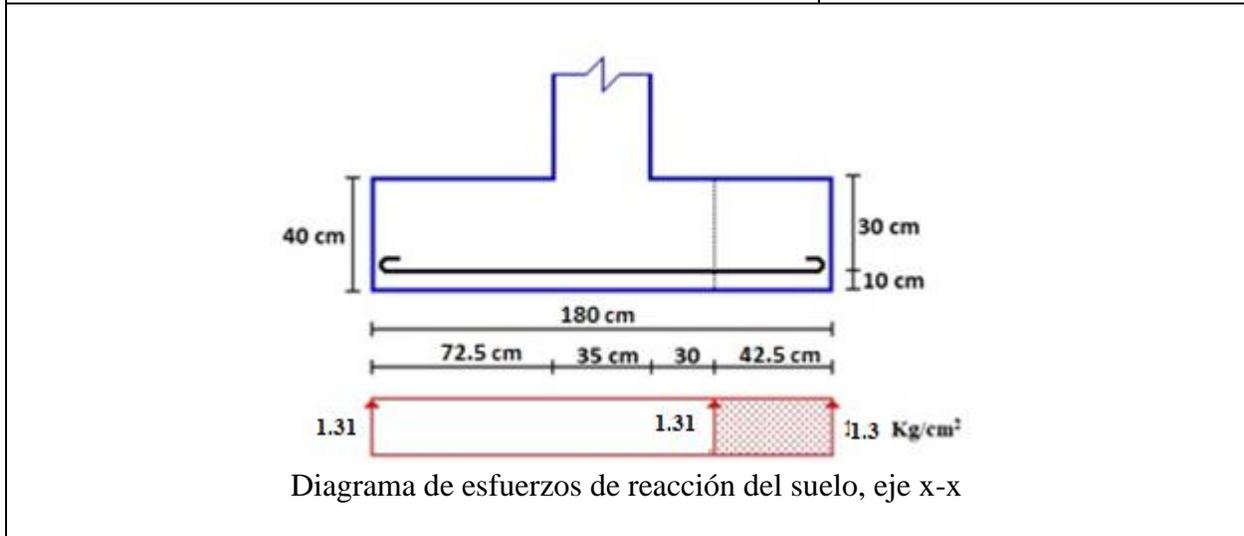
Fuente: Autor

4.7.7.6 Diseño a cortante tipo viga - Plinto 2

Cuadro 4. 25. Diseño a cortante tipo viga del plinto 2

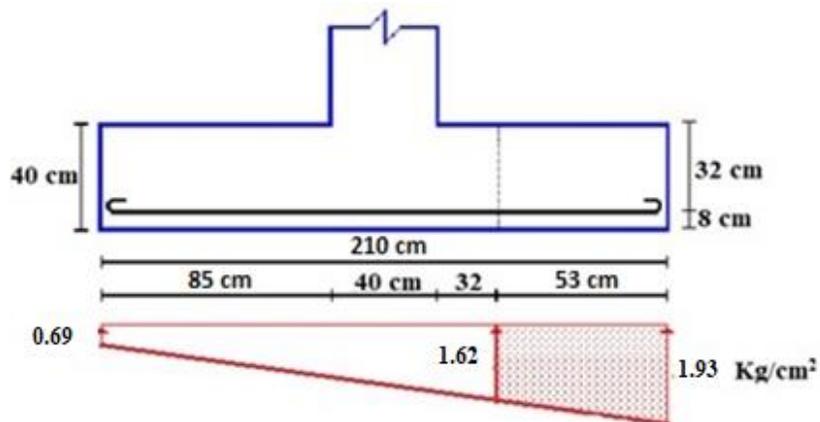
<p style="text-align: center;">Peralte del plinto</p>	DATOS:	
	Altura tentativa (h)	40 cm
	Recubrimiento eje x	10 cm
	Recubrimiento eje y	8 cm
	Sección crítica eje x (d)	30 cm
	Sección crítica eje y (d')	32 cm
	Base del plinto (b)	180 cm
	Longitud (L)	210 cm
	Coficiente (Ø)	0.85
	Carga axial ultima (Pu)	49700 Kg.

DISEÑO EN LA DIRECCIÓN X	
Según la ecuación 4.30	$q_{\text{máx}} = 1.31 \text{ Kg/cm}^2$
$q_{\text{máx}} = \frac{49700}{180 \cdot 210} \left[1 + \frac{6 \cdot 0}{180} \right]$	
Según la ecuación 4.31	$q_{\text{máx}} = 1.31 \text{ Kg/cm}^2$
$q_{\text{máx}} = \frac{49700}{180 \cdot 210} \left[1 - \frac{6 \cdot 0}{180} \right]$	



Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica (V_U)	
Según la ecuación 4.32	$V_U = 11691.75 \text{ Kg.}$
$V_U = \frac{1.31 + 1.31}{2} * 42.5 * 210$	
Esfuerzo cortante que actúa sobre la sección (v_u)	
Según la ecuación 4.21	$v_u = 2.54 \text{ Kg/cm}^2$
$v_u = \frac{11691.75}{0.85 * 180 * 30}$	
Esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón (v_c)	
Según la ecuación 4.33	$v_c = 7.25 \text{ Kg/cm}^2$
$v_c = 0.5 \sqrt{210}$	
$v_u < v_c$ Cumple	

DISEÑO EN LA DIRECCIÓN Y	
Según la ecuación 4.30	$q_{\text{máx}} = 1.93 \text{ Kg/cm}^2$
$q_{\text{máx}} = \frac{49700}{180 * 210} \left[1 + \frac{6 * 16.41}{210} \right]$	
Según ecu. (4.31)	$q_{\text{máx}} = 0.69 \text{ Kg/cm}^2$
$q_{\text{min}} = \frac{49700}{180 * 210} \left[1 - \frac{6 * 16.41}{210} \right]$	



Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica (V_U)	
Según la ecuación 4.32	$V_U = 16933.5 \text{ Kg.}$
$V_U = \frac{1.93 + 1.62}{2} * 53 * 180$	
Esfuerzo cortante que actúa sobre la sección (v_u)	
Según la ecuación 4.21	$v_u = 2.96 \text{ Kg/cm}^2$
$v_u = \frac{16933.5}{0.85 * 210 * 32}$	
Esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón (v_c)	
Según la ecuación 4.33	$v_c = 7.25 \text{ Kg/cm}^2$
$v_c = 0.5 \sqrt{210}$	
$v_u < v_c$ Cumple	

Fuente: Autor

4.7.7.7 Diseño a Cortante por Punzonamiento - Plinto 2

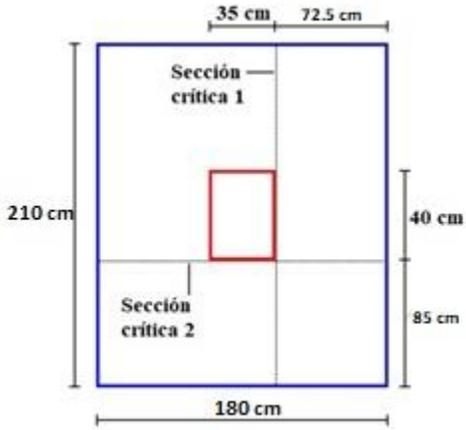
Cuadro 4. 26. Diseño a cortante por punzonamiento del plinto 2

<p>Sección crítica de diseño a cortante por punzonamiento</p>	DATOS:	
	Sección crítica eje x (d)	30 cm
	Sección crítica eje y (d')	32 cm
	Sección crítica a punzonamiento eje x-x (d/2)	15 cm
	Sección crítica a punzonamiento eje y-y (d'/2)	16 cm
	Base del plinto (b)	180 cm
	Longitud (L)	210 cm
	Coefficiente (ϕ)	0.85
	Carga axial ultima (Pu)	49700 Kg.
	Esfuerzo centroidal (q)	
Según la ecuación 4.27	$q = 1.42 \text{ Kg/cm}^2$	
$q = \frac{49700}{(180)(210)}$		
Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica (V_U)		
Según la ecuación 4.32	$V_U = 47030.4 \text{ Kg.}$	
$V_U = 1.42 [(180 * 210) - (15 + 35 + 15)(16 + 40 + 16)]$		
Esfuerzo cortante por punzonamiento que actúa sobre la sección (u_u)		
Según la ecuación 4.21	$u_u = 6.51 \text{ Kg/cm}^2$	
$u_u = \frac{47030.4}{0.85 * [(65+65) * 30 + (72+72) * 32]}$		
Esfuerzo resistente a corte por punzonamiento (u_c)		
Según la ecuación 4.34	$u_c = 14.49 \text{ Kg/cm}^2$	
$u_c = \sqrt{210}$		
$u_u < u_c$ Cumple		

Fuente: Autor

4.7.7.8 Diseño a Flexión - Plinto 2

Cuadro 4. 27. Diseño a Flexión del plinto 2

 <p>Sección crítica de diseño a cortante por punzonamiento</p>	DATOS:	
	Sección crítica eje x (d)	30 cm
	Sección crítica eje y (d')	32 cm
	Sección crítica a flexión eje x (x)	72.5 cm
	Sección crítica a flexión eje y (y)	85 cm
	Base del plinto (b)	180 cm
	Longitud (L)	210 cm
	Coefficiente (ϕ)	0.85
	Coefficiente (θ)	0.90
	Ancho de diseño (a)	100 cm
	Carga axial ultima (Pu)	49700 Kg.
	Resistencia del hormigón (f'c)	210 Kg/cm ²
	Resistencia del acero (Fy)	4200 Kg/cm ²
	Cuantía mínima (ρ min)	0.00333

DISEÑO A FLEXIÓN EN LA DIRECCIÓN X.

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo (q_1 q_2).

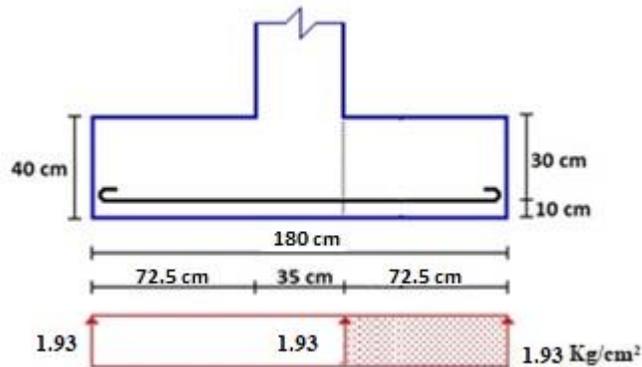


Gráfico de diseño a flexión, dirección x

Momento flector en la zona crítica (M_u)

Según la ecuación 4.35		Mu = 507228.2 Kg-cm
$Mu = 1.93 * \frac{72.5^2}{2} * 100$		
La sección de acero requerida, en la dirección x, para resistir el momento último en 100 cm de ancho		
Según la ecuación 4.36		As = 4.55 cm ²
$As = \frac{0.85 * 210 * 100 * 30}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 507228.2}{0.85 * 0.9 * 210 * 100 * 30^2}} \right]$		
La sección mínima de armado para 100 cm de ancho		
Según la ecuación 4.20		As _{min} = 10 cm ²
$As_{min} = 0.003333 * 100 * 30$		
<p>Dado que la sección mínima es superior a la obtenida para resistir el momento flector, el armado requerido es el armado mínimo:</p> <p style="text-align: center;">As = 10 cm²</p> <p>Se puede colocar 1 varilla de 16 mm orientada en la dirección x cada 21 cm, proporcionándose un armado de 10. cm² por cada 100 cm de ancho, lo que es equivalente a colocar 11 varillas de 16 mm de diámetro orientadas en la dirección x, en un ancho de 210 cm.</p>		

DISEÑO A FLEXIÓN EN LA DIRECCIÓN Y.

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentra el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo (q_1 q_3).

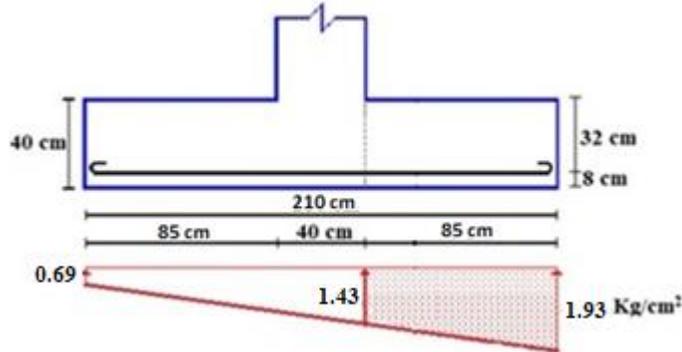


Gráfico de diseño a flexión, dirección y

Momento flector en la zona crítica (M_u)

Según la ecuación 4.35

$$M_u = \left(\frac{1.43 * 85^2}{2} + \frac{0.5 * 85}{2} * \frac{2}{3} * 85 \right) * 100$$

$M_u = 637004.6 \text{ Kg-cm}$

La sección de acero requerida, en la dirección y, para resistir el momento último en 100 cm de ancho

Según la ecuación 4.36

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 100 * 32}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 637004.6}{0.85 * 0.9 * 210 * 100 * 32^2}} \right]$$

$A_s = 5.37 \text{ cm}^2$

La sección mínima de armado para 100 cm de ancho

Según la ecuación 4.20

$$A_{s_{min}} = 0.003333 * 100 * 32$$

$A_{s_{min}} = 10.67 \text{ cm}^2$

Dado que la sección mínima es superior a la obtenida para resistir el momento flector, el armado requerido es el armado mínimo:

$$A_s = 10.67 \text{ cm}^2$$

Se puede colocar 1 varilla de 14 mm orientada en la dirección y cada 15 cm, proporcionándose un armado de 10.773 cm² por cada 100 cm de ancho, lo que es equivalente a colocar 13 varillas de 14 mm de diámetro orientadas en la dirección x, en un ancho de 180 cm.

Fuente: Autor

- Diagrama completo de la parrilla de armado por flexión

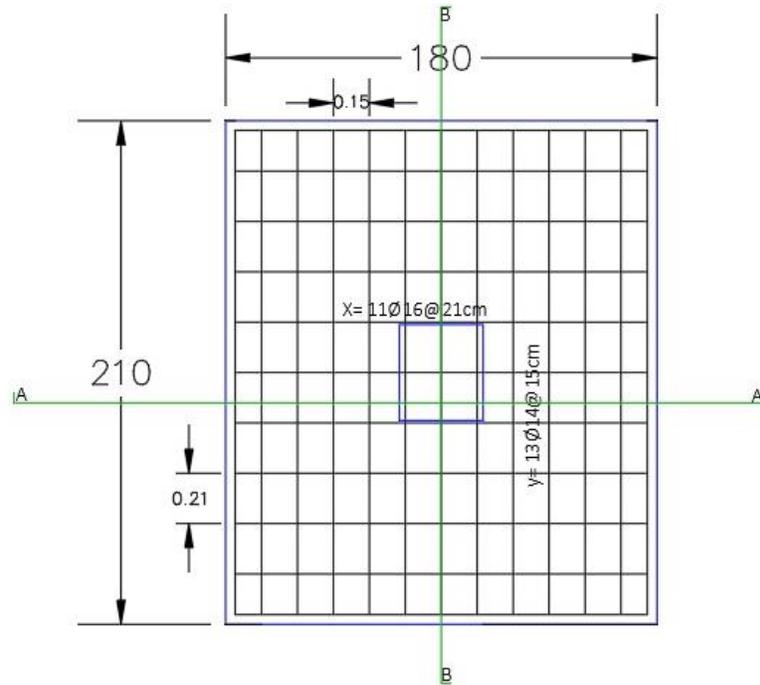


Figura 4. 7. Diseño a flexión, armado de varillas en la dirección x e y en planta.
Fuente: Software AutoCAD Civil3D 2017

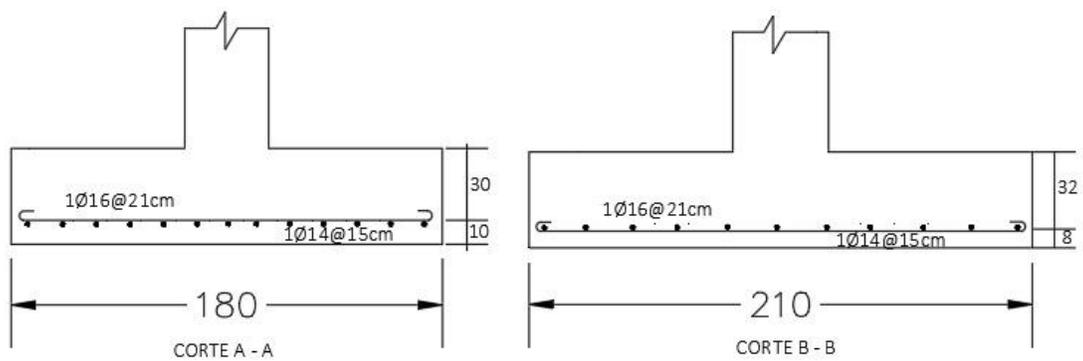


Figura 4. 8. Diseño a flexión, armado de varillas en la dirección x e y, corte A y B
Fuente: Software AutoCAD Civil3D 2017

4.8. DISEÑO DEL MACIZO DE ANCLAJE

Según (Orozco, 1993) se calculara las dimensiones necesarias para soportar las cargas transmitidas por los cables.

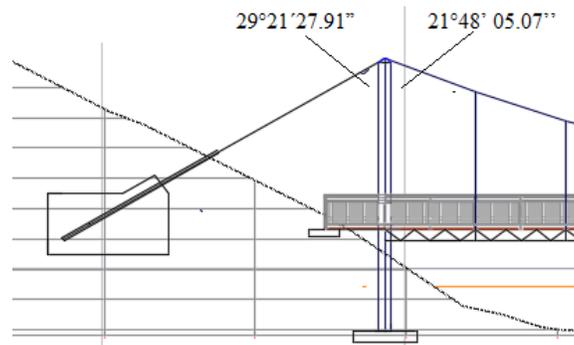


Figura 4. 9. Angulo fiador derecho e izquierdo.
Fuente: Software AutoCAD Civil3D 2017

Los datos a ser considerados se encuentran en los siguientes Anexos y Capítulos:

Angulo de rozamiento

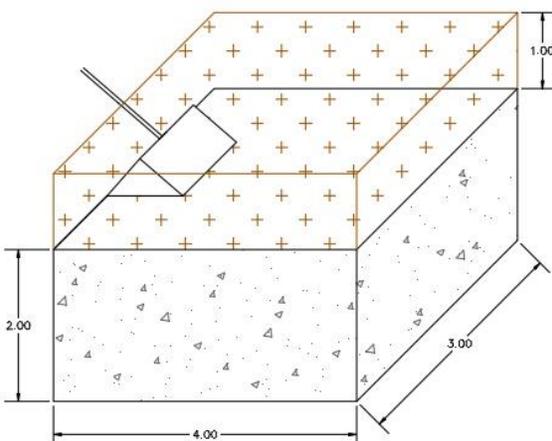
Anexo C Tabla C 6

Tipo de suelo

Cap. 3, subcapítulo 3.4 Estudios de suelos.

4.8.1. MACIZO DE ANCLAJE N° 1

Cuadro 4. 28. Diseño del macizo de anclaje derecho

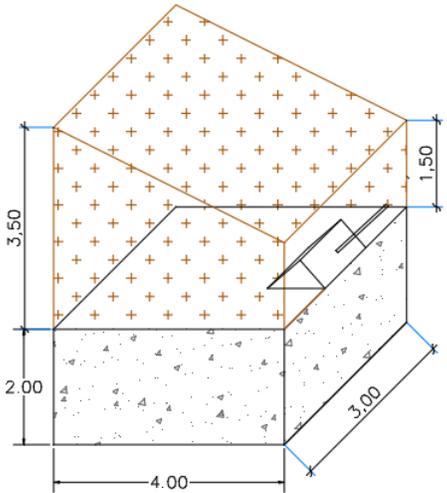
 <p>Macizo de anclaje N°1</p>	DATOS:	
	Largo (b)	4.00 m
	Ancho (a)	3.00 m
	Altura (h)	2.00 m
	Angulo fiador derecho e izquierdo (β_1 y β_2)	29°21'27.91"
	Componente horizontal del cable (H)	30331.125 Kg
	Peso específico concreto (ρ_c)	2400 Kg/m ³
	Peso específico suelo (ρ_s)	2670 Kg/m ³
	Esfuerzo admisible	3.75 Kg/cm ²
	Coefficiente de fricción suelo y macizo de anclaje (μ)	0.2
Angulo de reposo (θ)	35	
PRESIONES SOBRE EL TERRENO		
Fuerza normal del concreto (Fc).		
$F_c = \rho_c * V$ (Ec. 4.37)	$F_c = 2.4 (4 * 3 * 2)$	$F_c = 57.6$ Tn
Fuerza normal del suelo (Ft)		
Según la ecuacion 4.37	$F_t = 2.67(4 * 3 * 1)$	$F_t = 32.04$ Tn
Tension en el fiador (T1)		
$T_1 = \frac{H}{\cos \beta_1}$ (Ec. 4.38)	$T_1 = \frac{30.331}{\cos 29^\circ 21' 27.91''}$	$T_1 = 34.8$ Tn
Fuerza vertical del fiador (Tv1)		
$F_{v1} = T_1 * \text{Sen } \beta_1$ (Ec. 4.39)	$F_{v1} = 34.8 * \text{sen } 29^\circ 21' 27.91''$	$F_{v1} = 17.06$ Tn
Componente vertical de la reacción		
$R_v = (57.6 + 32.04 - 17.06) = 72.58$ Tn		
Presion máxima ejercida al suelo (P)		
$P = \frac{2 * R_v}{A * B}$ (Ec. 4.40)	$P = \frac{2 * 72.58}{4 * 3}$	$P = 1.2$ Kg/cm ²
1.2 < 3.75		

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO		
El coeficiente de seguridad de la camara al deslizamiento debe ser minimo 2, por lo tanto debe resistir una tension horizontal doble		
$R_v = (F_c + F_t) - 2 * F_{v1}$ $R_v = 55.52 \text{ Tn}$		
Fuerza que se opone al deslizamiento (Fd1)		
$F_{d1} = \mu * R_v$	(Ec. 4.41)	$F_{d1} = 0.2 * 55.52$ $F_{d1} = 11.1 \text{ Tn}$
Calculo de empujes en la camara		
Empuje activo (Ea)		
$E_a = \frac{1}{2} * \rho_s * h^2 * \text{Tag} \left(45 - \frac{\theta}{2} \right)^2 * 2 * b$	(Ec. 4.42)	$E_a = 11.58 \text{ Tn}$
$E_a = \frac{1}{2} * 2.67 * 2^2 * \text{Tag} \left(45 - \frac{35}{2} \right)^2 * 2 * 4$		
Fuerza de fricción que se opone al deslizamiento (Fd2)		
Según la ecuacion 4.41		$F_{d2} = 0.2 * 11.58$ $F_{d2} = 2.32 \text{ Tn}$
Empuje pasivo (Ep)		
$E_a = \frac{1}{2} * \rho_s * h^2 * \text{Tag} \left(45 + \frac{\theta}{2} \right)^2 * a$	(Ec. 4.43)	$E_a = 59.12 \text{ Tn}$
$E_a = \frac{1}{2} * 2.67 * 2^2 * \text{Tag} \left(45 + \frac{35}{2} \right)^2 * 3$		
Fuerza resistente total		
$F_{rt} = (F_{d1} + F_{d2} + E_p)$ $F_{rt} = (11.1 + 2.32 + 59.12)$ $F_{rt} = 72.54 \text{ Tn}$		
$F_{rt} > 2H$ $72.54 > 60.66$		

Fuente: Autor

4.8.2. MACIZO DE ANCLAJE N° 2

Cuadro 4. 29. Diseño del macizo de anclaje derecho

 <p>Macizo de anclaje N° 2</p>	DATOS:	
	Largo (b)	4 m
	Ancho (a)	3 m
	Altura (h)	2 m
	Angulo fiador derecho e izquierdo (β_1 y β_2)	29°21'27.91"
	Componente horizontal del cable (H)	30331.125 Kg
	Peso específico concreto (ρ_c)	2400 Kg/m ³
	Peso específico suelo (ρ_s)	2550 Kg/m ³
	Esfuerzo admisible	2.39 Kg/cm ²
	Coeficiente de fricción suelo y macizo de anclaje (μ)	0.2
	Angulo de reposo (θ)	22
PRESIONES SOBRE EL TERRENO		
Fuerza normal del concreto (Fc).		
Según la ecuacion 4.37	$F_c = 2.4 (4 * 3 * 2)$	Fc = 57.6 Tn
Fuerza normal del suelo (Ft)		
Según la ecuacion 4.37	$F_t = 2.55 \left(\frac{3.5+1.5}{2} * 4 * 3 \right)$	Ft = 76.5 Tn
Tension en el fiador (T1)		
Según la ecuacion 4.38	$T_1 = \frac{30.331}{\cos 29^\circ 21' 27.91"}$	T1 = 34.8 Tn
Fuerza vertical del fiador (Tv1)		
Según la ecuacion 4.39	$F_{v1} = 34.8 * \sin 39^\circ 48' 20.06"$	Fv1 = 17.06 Tn
Componente vertical de la reacción		
$R_v = (57.6 + 76.5 - 17.06) = 117.04 \text{ Tn}$		
Presion máxima ejercida al suelo (P)		
Según ecu.(4.40)	$P = \frac{2 * 117.04}{4 * 3}$	P = 1.95 Kg/cm ²
1.95 < 2.39		

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO		
El coeficiente de seguridad de la camara al deslizamiento debe ser minimo 2, por lo tanto debe resistir una tension horizontal doble		
$R_v = (F_c + F_t) - 2 * F_{v1}$ $R_v = 99.98 \text{ Tn}$		
Fuerza que se opone al deslizamiento (Fd1)		
Según la ecuacion 4.41	$F_{d1} = 0.2 * 99.98$	$F_{d1} = 20 \text{ Tn}$
Calculo de empujes en la camara		
Empuje activo (Ea)		
Según la ecuacion 4.42		$E_a = 18.56 \text{ Tn}$
$E_a = \frac{1}{2} * 2.55 * 2^2 * \text{Tag} \left(45 - \frac{22}{2} \right)^2 * 2 * 4$		
Fuerza de fricción que se opone al deslizamiento (Fd2)		
Según la ecuacion 4.41	$F_{d2} = 0.2 * 18.56$	$F_{d2} = 3.71 \text{ Tn}$
Empuje pasivo (Ep)		
Según la ecuacion 4.43		$E_a = 44.83 \text{ Tn}$
$E_a = \frac{1}{2} * 2.55 * 2^2 * \text{Tag} \left(45 + \frac{22}{2} \right)^2 * 3$		
Fuerza resistente total		
$F_{rt} = (F_{d1} + F_{d2} + E_p)$ $F_{rt} = (20 + 3.71 + 44.83)$ $F_{rt} = 69.34 \text{ Tn}$		
$F_{rt} > 2H$ $68.54 > 60.66$		

Fuente: Autor.

El dado de anclaje cumple con resistir la fuerza que ejerce el cable principal la misma que soporta toda la superestructura, este elemento no está sujeto a fuerzas axiales ni momentos flectores por tal motivo no se calcula el acero de refuerzo.

Por ser un elemento de grandes dimensiones se construye un armado en sus cuatro caras para dar mayor seguridad al dado de anclaje y mayor consolidación en el momento de ser fundido

Se usaran varillas de 12 mm en las cuatro caras del dado cada 25 cm de espaciamiento y con una separación de 10 cm a cada lado superior e inferior del dado.

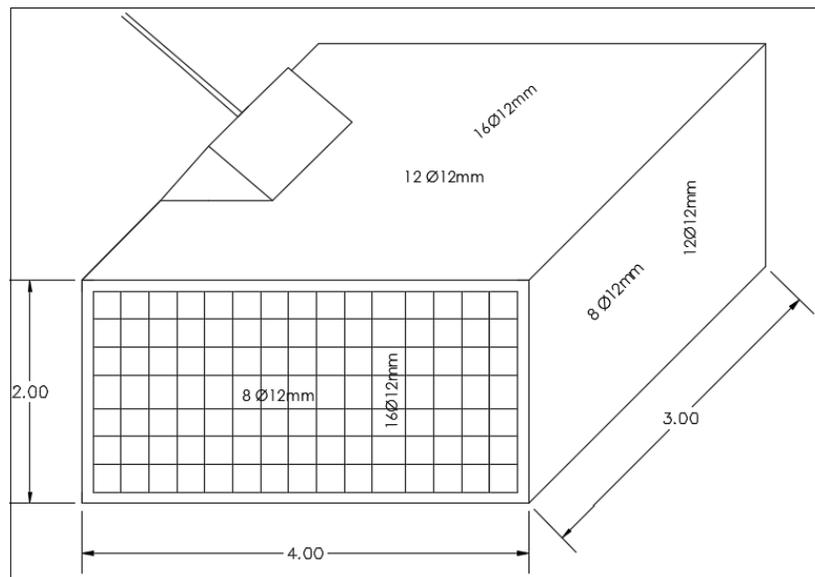


Figura 4. 10. Varillaje del dado.

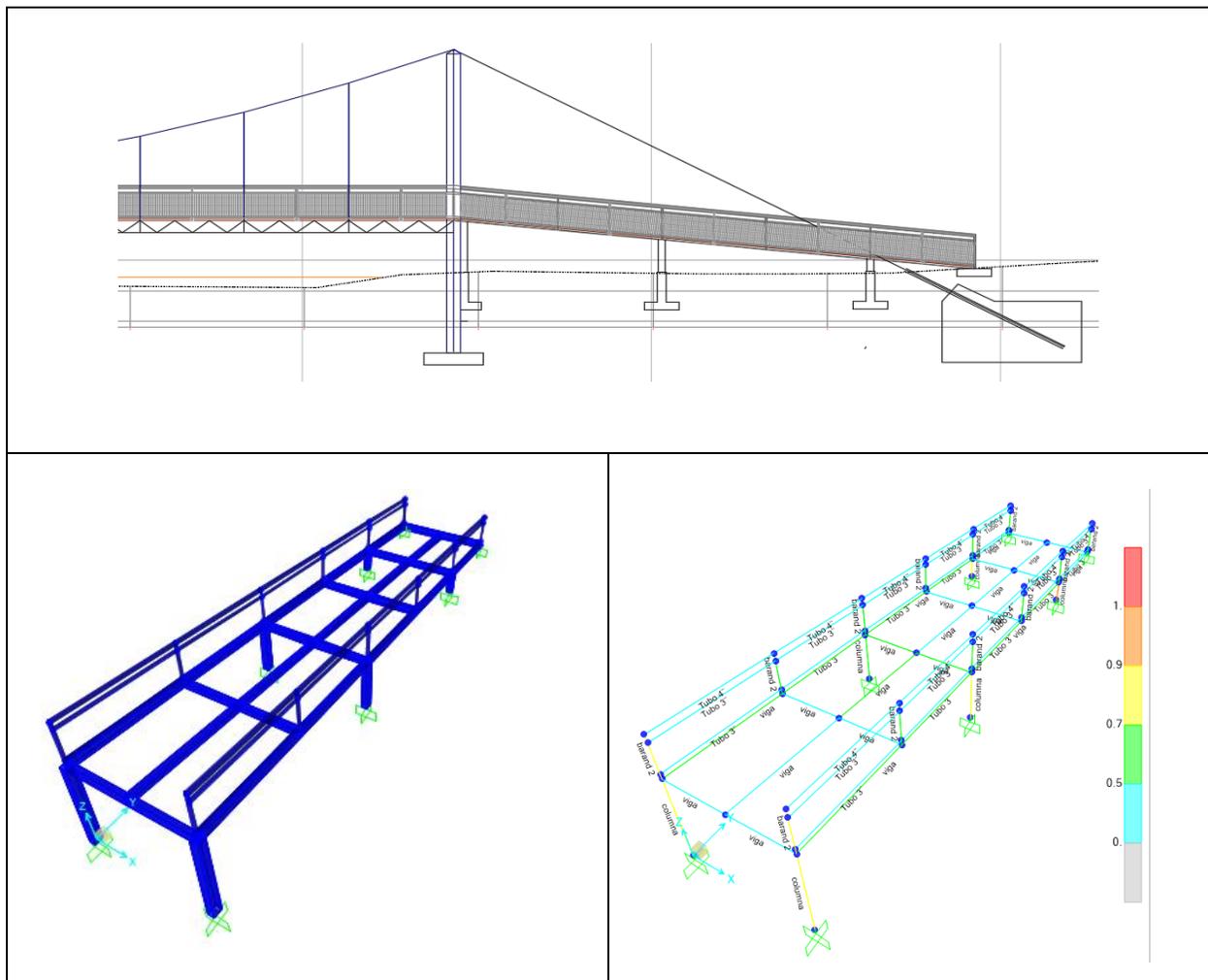
Fuente: Software AutoCAD Civil3D 2017

4.9. DISEÑO DE RAMPA

Las rampa se instalara en el itinerario peatonal accesible ya que se tiene que salvar un desnivel de 2.24 m, se usara una pendiente del 11% para un tramo de 15 m.

El modelamiento se realizó en el software Sap2000 utilizando vigas 2G 200x75x25x4 mm y columnas 2G 200x50x15x3mm, los elementos para la baranda serán los mismos que se utilizara en el tablero peatonal y madera Seique de 0.23x0.15x0.05mm

Cuadro 4. 30. Diseño de la rampa en software Sap2000



Fuente: Autor.

4.10. PLANILLA HIERROS – PERFILES ESCTRUCTURALES

Tabla 4. 6 Planilla tablero – perfiles estructurales

CERCHA					
N°	DIMENSIONES (mm)	TIPO DE ELEMENTO	L. TOTAL (m)	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg.)
1	125 x 50 x 4	Canal U	546.4	6.64	3628.1
2	40 x 40 x 4	Doble Angulo L	874.1	2.31	2019.17
ARRIOSTRAMIENTO					
3	40 x 40 x 3	Doble Angulo L	421.2	1.77	745.52
RAMPA					
4	2G 200x75x25x4	Correa G	63	11.70	737.1
5	2G 200 x 50x15x3	Correa G	8.72	7.31	63.74
				Peso total (Kg)	7,193.66

Cantidad de barras (6m) Tipo U	92
Cantidad de barras (6m) Tipo L 40 x 40 x 4mm	146
Cantidad de barras (6m) Tipo L 40 x 40 x 3mm	71
Cantidad de barras (6m) Tipo 2G 200x75x25x4mm	11
Cantidad de barras (6m) Tipo 2G 200 x 50x15x3mm	2

Fuente: Autor.

Tabla 4. 7. Planilla baranda – Tubo estructural y malla electrosoldada

N°	DIMENSIONES	TIPO DE ELEMENTO	L. TOTAL (m)	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg.)
6	4" espesor 2 mm	Tubo redondo	124	5.67	703.1
7	3" espesor 3 mm	Tubo redondo	64	5.42	346.9
8	3" espesor 2 mm	Tubo redondo	248	4.35	1078.8
					Σ 2128.8
N°	DIMENSIONES	TIPO DE ELEMENTO	UNIDADES	PESO (Kg/u)	PESO TOTAL (Kg.)
9	R196 5 mm 10x10	Malla electrosoldada	5	46.06	230.3

Cantidad de Tubos (6m) 4" espesor 2 mm	21
Cantidad de Tubos (6m) 3" espesor 3 mm	11
Cantidad de Tubos (6m) 3" espesor 2 mm	42

Fuente: Autor.

Tabla 4. 8. Planilla péndola – Cable

N°	DIAMETRO (in)	LONGITUD (m)	CANTIDAD	LONGITUD TOTAL	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg.)
10	7/16	4.46	4	17.84	0.479	8.55
11	7/16	3.50	4	14	0.479	6.71
12	7/16	2.70	4	10.8	0.479	5.17
13	7/16	2.06	4	8.24	0.479	3.95
14	7/16	1.58	4	6.32	0.479	3
15	7/16	1.26	4	5.04	0.479	2.42
16	7/16	1.10	4	4.4	0.479	2.11
				Σ 66.64		Σ 31.91

Fuente: Autor.

Tabla 4. 9. Planilla cable principal

N°	DIAMETRO (in)	LONGITUD (m)	CANTIDAD	LONGITUD TOTAL	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg.)
17	1 5/8	75.43	2	151	6.610	998.11
				Σ 151		Σ 31.91

Fuente: Autor.

Tabla 4. 10. Planilla de hierro columna - cimentación

			DIMENSIONES (cm)								
Marca	φ mm	Tipo	a	b	c	d	Ganchos	Cant.	L. Parcial (m)	L. Total	Observación
Dz-1	14	C1	162	24	10			22	2.3	50.6	Zapata 1
Dz-2	8	C	162	10				22	1.82	40.04	Zapata 1
Dz-3	16	C1	143	20	10			20	2.03	40.68	Zapata 1
Dz-4	8	C	143	10				20	1.63	32.6	Zapata 1
Dz-5	14	C1	200	24	10			26	2.68	69.68	Zapata 2
Dz-6	8	C	200	10				26	2.2	57.2	Zapata 2
Dz-7	16	C1	172	20	10			22	2.32	51.04	Zapata 2
Dz-8	8	C	172	10				22	1.92	42.24	Zapata 2
Dz-9	18	L1	292	30				16	3.22	51.52	Col. - Z 1
Dz -10	18	L2	279	30				16	3.09	49.44	Col. - Z 2
Dz -11	10	O1	27	32			10	48	1.38	66.24	Col. - Z1
Dz -11	10	O2	27	32			10	50	1.38	69	Col. - Z2
Dz -12	10	S1	27				8	48	0.43	20.64	Col - Apoyo 1
Dz -12	10	S2	27				8	50	0.43	21.5	Col. - Apoyo 2

RESUMEN DE HIERROS - CIMENTACIÓN				
ϕ mm	(Kg /m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)	# varillas
8	0.395	172.08	67.9716	15
10	0.617	177.38	109.44346	15
14	1.208	120.28	145.29824	11
16	1.578	91.72	144.73416	8
18	1.998	100.96	201.71808	9
Peso Total (Kg)			669.17	

Fuente: Autor.

Tabla 4. 11 Planilla de hierro columna - viga

Marca	ϕ mm	Tipo	DIMENSIONES (cm)				Ganchos	Cant.	L. Parcial (m)	L. Total	Observación
			a	b	c	d					
Dz - 9	18	L1	718	30			688	16	7.48	119.68	Col. - Z 1
Dz -10	18	L1	631	30				16	6.61	105.76	Col. - Z 2
Dz -11	10	O1	32	27			10	123	1.38	169.74	Col. - Z1
Dz -11	10	O2	32	27			10	108	1.38	149.04	Col. - Z2
Dz -12	10	S1	27				8	123	0.43	52.89	Col - Apoyo 1
Dz -12	10	S2	27				8	108	0.43	46.44	Col. - Apoyo 2
Dz -13	18	I1	462				17.5	24	4.97	119.28	Viga - inferior
Dz -14	12	I1	462				17.5	12	4.97	59.64	Viga - Superior
Dz -15	10	O	22	27			10	156	1.18	184.08	Estribo - Viga

RESUMEN DE HIERROS COLUMNA - VIGA				
ϕ mm	(Kg /m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)	# varillas
10	0.617	555.75	342.89775	47
12	0.888	59.64	52.96032	5
18	1.998	344.72	688.75056	29
Peso Total (Kg)			1084.61	

Fuente: Autor.

Tabla 4. 12 Planilla de hierro - macizo

PLANILLA DE HIERRO - MACIZO											
			DIMENSIONES (cm)								
Marca	φ mm	Tipo	a	b	c	d	Ganchos	Cant.	L. Parcial (m)	L. Total	Observación
Dz - 16	12	C	180	15				224	2.1	470.4	eje z - z
Dz -17	12	C	380	15				160	4.1	656	eje y-y
Dz -11	12	C	280	15				192	3.1	595.2	eje x-x

RESUMEN DE HIERRO MACIZO				
φ mm	(Kg /m)	Longitud Total (m)	Peso Total (Kg)	# varillas
12	0.888	1721.6	1528.7808	144
Peso Total (Kg)			1528.78	

Fuente: Autor.

CAPITULO 5

PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE COLGANTE

5.1. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

Es suficiente realizar un presupuesto aproximado cuando únicamente se trata de determinar si el costo de la obra tiene relación con los beneficios que recibirán de la misma y si existe el presupuesto disponible para su ejecución tomando como base números redondos de materiales y precios unitarios no detallados.

Por el contrario cuando dicho análisis de precios unitarios va a servir como base de financiamiento de una obra o cuando el constructor mediante este análisis va a concursar por un contrato, hay que detallar mucho las unidades de medida y precios unitarios, además de componentes como:

- Mano de obra.- Se analiza el precio de la cantidad de horas hombre que se necesitara para la ejecución de una unidad de actividad en la obra.
- Materiales.- Se analiza el precio de la cantidad de materiales por unidad de medida.
- Equipos y/o herramientas.- Se analiza el costo de los equipos tomando en cuenta el combustible, lubricante y el operario. Se puede calcular en función del valor horario, diario, semanal o generalmente mensual, el periodo de utilización de equipos en una obra oscila generalmente entre 50 y 70% de la duración total de la obra.
- Transporte.- Todos los rubros deben tener presente el transporte ya que es un costo directo y su análisis está en función de la distancia y del costo por kilometro

En nuestro caso el análisis de precios unitarios va a ser referenciado a los precios que tiene el GAD Municipal de Azogues, se tomó como costos indirectos el 20 %

Los rubros del presupuesto se encuentran en el Anexo E

5.2. PRESUPUESTO

Es la determinación previa de la cantidad en dinero necesaria para realizar la obra en base a planos y especificaciones de las mismas.

5.3. PRESUPUESTO REFERENCIA, SEGÚN ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PUENTE COLGANTE PEATONAL SOBRE EL RIO BURGAY - ZONA 2						
Oferente:		Referencial				
Ubicación:		Charasol, Cantón Azogues, Provincia del Cañar				
Fecha:		Julio - 17				
PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
001		OBRAS PRELIMINRES				6,344.30
1,001	551022	REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE AREAS	m2	598.40	1.15	688.16
1,002	552017	EXCAVACION MECANICA EN TERRENO CONGLOMERADO PROFUNDIDAD DE 2 a 6 m	m3	427.00	8.19	3,497.13
1,003	584061	CARGADA DE MATERIAL EN MAQUINA	m3	104.38	1.63	170.14
1,004	555007	DESALOJO CON VOLQUETE 3-5 Km con material cargado a máquina	m3	104.38	3.00	313.13
1,005	556001	ENTIBADO ALTURA HASTA 4m	m2	210.52	7.96	1,675.74
2		HORMIGON - TORRE Y MACIZO DE ANCLAJE				33,615.19
2,001	559001	ENCOFRADO RECTO Y DESENCOFRADO EN OBRA	m2	210.11	12.58	2,643.18
2,002	557003	HORMIGON SIMPLE f'c= 210 kg/cm2	m3	111.69	145.02	16,197.86
2,004	557001	HORMIGON- LIMPIEZA f'c=140 kg/cm2	m3	3.21	116.94	375.38
2,006	558001	ACERO DE REFUERZO - INCLUYE CORTE Y DOBLADO	Kg	3,608.87	3.15	11,367.94
2,007	553001	RELLENO material de sitio sin clasificar	m3	174.00	11.84	2,060.16
2,008	563011	ENLUCIDOS 1:2 + IMPERMEABILIZANTE	m2	87.29	11.12	970.66
3		COLOCACION DE CABLES Y PENTOLAS				5,162.04
3,001	500001	MONTAJE CON GRUA MECANICA CABLE PRINCIPAL	Kg	998.00	0.30	299.40
3,002	500002	CABLE DE ACEREO Fy = 107000 diámetro de 4.12 cm	ml	151.00	26.56	4,010.56
3,003	500003	CABLE DE ACERO Fy = 8270 Kg diámetro de 1.1 cm (Péndola - accesorios)	ml	66.64	9.53	635.08
3,003	500004	TENSORES	U	28.00	7.75	217.00
4		TABLERO Y BARANDAS				43,927.56
4,001	500004	TABLÓN DE MADERA SEIQUE (2x0.23x0.05m)	m	861.00	11.40	9,815.40
4,002	500005	ACERO EN PERFILERIA LAMINADO A-36	kg	7,423.93	3.31	24,573.21
4,003	500006	MONTAJE CON GRUA MECANICA (Pasarela)	Kg	6,392.82	0.30	1,917.85
4,004	500007	TUBO CIRCULAR PARA BARANDAS	kg	2,128.80	3.58	7,621.10
6		SEÑALIZACION				304.33

6,001	580035	SEÑALIZACION (Preventivas)	U	2.00	139.64	168.88
6,002	586015	SUMINISTRO E INSTALACION DE CINTA	m	1.00	13.93	13.17
6,003	587015	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE BOTIQUÍN	U	1.00	122.28	122.28
SUBTOTAL						89,353.42
IVA						12%
TOTAL						100,075.83

CONCLUSIONES

- Luego de realizada la inspección ocular en el sitio objeto del proyecto, se pudo constatar que a un extremo del margen del río la pendiente del terreno en el que debe ser colocado la torre de sustentación era demasiado pronunciada, debido a esto se realizó tres alternativas de ejes de puente tomando así la mejor alternativa bajo condiciones de presupuesto y espacio suficiente para la colocación de los macizos de anclaje.
- En la determinación de la longitud del puente y otras consideraciones, es de gran importancia conocer y determinar el cauce máximo del río por donde atraviesa dicho puente.
- El puente de 45 m de longitud y 4m de ancho está conformado de un tablero de madera seique sobre un entramado de vigas y columnas de acero tipo cercha, a la vez estas serán soportadas por cables de acero tipo torones, el material de las torres de sustentación serán de hormigón armado.
- La eficacia y eficiencia en el diseño de este tipo de estructuras utilizando las normas nacionales NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción), NEVI-12 VOLUMEN N°2 y las normas internacionales ACI 318 SUS-1 y AASHTO LRFD 2014, cumplen la base primordial para la futura construcción de la estructura.

- Elaborando y entregando la planilla de hierros, aceros estructurales, presupuesto referencial y planos, será de gran uso para que la construcción sea rápida y precisa por parte del Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Azogues.
- Se utilizó el software Sap2000 V19.1.0 para el modelamiento del puente colgante obteniendo un diseño y calculo estructural optimo y seguro, también se utilizó el software AutoCAD Civil 3D y AutoCAD 2017 para el desarrollo del plano topográfico y dibujo de la estructura respectivamente.
- Con este modelo de proyecto entregado a la administración municipal, se hace un aporte considerable a las comunidades de bajo recursos, permitiendo que se contemple dentro de sus planes de desarrollo este tipo de obras que busca beneficiar a una población.

RECOMENDACIONES

- En su etapa constructiva es importante el cumplimiento de las especificaciones técnicas y el uso de materiales de buena calidad, por ello se debe realizar ensayos de los mismos y verificar su calidad ya que de esto depende que la estructura funcione con normalidad.
- Luego de la puesta en funcionamiento de la obra, es de gran importancia que a la estructura se le dé un buen mantenimiento para que su uso y vida útil sea la máxima en este tipo de estructuras en especial a los elementos metálicos y de madera.
- Recomendable utilizar un cartel informativo de carga máxima permitida.
- Existe un efecto de socavación en el margen del Rio Burgay producto de las crecientes máximas, por tal motivo se recomienda construir una obra de protección (enrocado de piedra) para detener el efecto y puedan a futuro afectar a las columnas de la torre.
- Los programas de estudio deberían profundizar en el manejo de software especializados y de esta manera facilitar el cálculo y diseño de estructuras, de la misma manera por parte del estudiante es fundamental tener conocimientos en el Control de Proyectos pues son de vital importancia en el campo profesional.
- Actualizar los precios unitarios a fecha de ejecución del proyecto.

BIBLIOGRAFIA

Béjar, M. V. (2002). *Hidrología*. Lima.

Campos, C. (15 de junio de 2015). *los viajes de claudia*. Obtenido de <https://losviajesdeclaudia.com/reino-unido/irlanda-del-norte/el-puente-colgante-de-carrick-a-rede-en-irlanda-del-norte/>

CORIA, P. E., & LEON AVILA, N. J. (2010). *APOYO DIDACTICO EN LA ASIGNATURA DE PUENTES CIV 312*. COCHABAMBA.

DAS, B. M. (1999). *PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES*.

Dreamstime. (s.f.). *Dreamstime*. Obtenido de <https://es.dreamstime.com/foto-de-archivo-puente-de-braguero-continuo-image20973650>

ecodesarrollo. (2 de abril de 2014). *desarrolloamazonico.gob.ec*. Obtenido de <http://www.desarrolloamazonico.gob.ec/la-construccion-de-puentes-garantiza-accesibilidad-en-la-amazonia/>

El Mercurio. (19 de Abril de 2011). *Planificación prevalece en Azogues en últimas décadas*. Obtenido de <http://www.elmercurio.com.ec/276898-planificacion-prevalece-en-azogues-en-ultimas-decadas/>

enier elevadores. (s.f.). *enier*. Obtenido de <http://www.enier.com/puentes-de-elevacion-vertical/>

Google. (13 de Marzo de 2017). *google maps*. Obtenido de <https://www.google.es/maps/@-2.773074,-78.8510451,18.29z>

Hidalgo Delgado, A., Seminario Beltrán, E. A., & Silva Ancajima, E. P. (2015). *Slideshare*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/edwinalexissmianriobeltran/diseo-de-un-puente-colgante>

Ing. Marcelo Romo Proaño, M. (s.f.). *Temas de concreto armado*.

Institute, American Concrete. (2015). *ACI 318SUS-14*.

Minchala, F. (23 de enero de 2017). *el tiempo*. Obtenido de <http://www.eltiempo.com.ec/noticias/cuenca/2/372890/cierre-de-carril-en-el-puente-de-yanuncay>

Ministerio de Electricidad y Energia Renovable. (s.f.). *ATLAS EÓLICO DEL ECUADOR*. Obtenido de www.eneegia.gob.ec

NEC - SE - HM. (s.f.). *ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO*.

NEC-SE-AC. (2014). *ESTRUCTURAS DE ACERO*. Direccion de Comunicacion Social MIDUVI.

NEC-SE-CG. (2014). *CARGAS NO SISMICAS*. Direccion de Comunicacion social MIDUVI.

NEC-SE-DS. (2014). *CARGAS SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Quito.

- NEVI - 12. (2013). Volumen N° 2 - Libro B Norma para estudio y diseño vial. En *Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador* (pág. 644). QUITO.
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. (Agosto de 2014). Ecuador.
- Orbaneja, J. d. (12 de septiembre de 2012). *lareserva*. Obtenido de <http://www.lareserva.com/home/fairyland>
- Orozco, J. E. (1993). *Diseño de puentes de Concreto*. Bucaramanga.
- Pangol, D. (17 de Octubre de 2015). Puentes del Ecuador. Gualaceo, Azuay, Ecuador. Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_viga#/media/File:Puente_de_viga_Divisi%C3%B3n_Azul_Valladolid_Rio_Pisuerga.JPG
- Peiom. (4 de Agosto de 2007). *ferropedia*. Obtenido de http://www.ferropedia.es/mediawiki/index.php/Archivo:Pont_caronte.jpg
- Pesantes, E. (2016). *EL COMERCIO*. Obtenido de <http://www.elcomercio.com/actualidad/puentebasculante-guayas-ecuador-alexaguayaquil.html>
- Politécnica. (19 de Abril de 2016). *Weblog de la universidad politécnica de Madrid*. Obtenido de <https://www.upm.es/e-politecnica/?p=7358>
- Serquén, M. I. (Abril de 2016). PUENTES Con AASHTO-LRFD 2014. Perú.
- Wikipedia. (31 de Diciembre de 1989). *Wikipedia*. Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/Beat_Anton_R%C3%BCttimann#/media/File:Toni_Ruettimann_01_San_Jose_del_Aguarico,_Ecuador,_264m,_1990.jpg
- Wikipedia. (9 de abril de 2005). *wikipedia*. Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_en_m%C3%A9nsula#/media/File:Commodore_Barry_Bridge_From_Ferry_Rd.jpg
- Wikipedia. (4 de Agosto de 2005). *wikipedia*. Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_retr%C3%A1til#/media/File:Uppsala_Ultunabron02_2005-06-16.jpg
- Zaldumbide, C. (18 de Septiembre de 2014). *Ruta del dorado*. Obtenido de <http://rutadeldorado.com/category/ecuador-pais-unico/>

ANEXOS

ANEXO A

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS



Se realizó el levantamiento topográfico a 100 metros a la redonda de cada posible torre a ser colocada.



Se identificaron los puntos de los caminos vecinales en ambos extremos, el eje del río, y demás detalles.

ANEXO B
ESTUDIOS HIDROLOGICOS E HIDRAULICOS

EXTRACTO DEL ESTUDIO REALIZADO POR EL CONCEJO DE GESTIÓN DE

**CONSEJO DE GESTIÓN DE AGUAS DE LA CUENCA
DEL PAUTE**



Consultoría No. 005-2009

**“ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD A EVENTOS DE
CRECIDA Y DISEÑO DE OBRAS FÍSICAS PARA LA
PROTECCIÓN DE MARGENES E INFRAESTRUCTURA DEL
RIO BURGAY”**

TOMO II: INFORME FINAL DEL TRAMO 2

AZOGUES - CHUQUIPATA

Noviembre – 2009

AGUAS DE LA CUENCA DE PAUTE

**Tabla 5.7. Rango de caudales máximos para distintos periodos de retorno.
Estación Burgay AJ Deleg.**

Periodo de retorno (T, años)	Caudal máximo (m ³ /s)
1	38.5
5	72.3
10	86.7
25	106.1
50	120.6
100	135.2
150	143.7
200	149.7

Como se puede observar, estos caudales máximos son mayores a los calculados en la sección 5.2.2.2 (ver tabla 5.5). Para los caudales con periodos de retorno entre 100 y 200 años existe una diferencia de aproximadamente el 30%. Para la modelación hidráulica se ha decidido utilizar los caudales de la tabla 5.7 (Opción 1), ya que estos fueron estimados en base un periodo de registros más amplio (1964-1987). Sin embargo, para propósitos de comparación también se realizará la simulación hidráulica con los caudales extremos basados en caudales sub-diarios (Opción 2).

5.3 Puntos de cálculo y distribución de caudales de avenida.

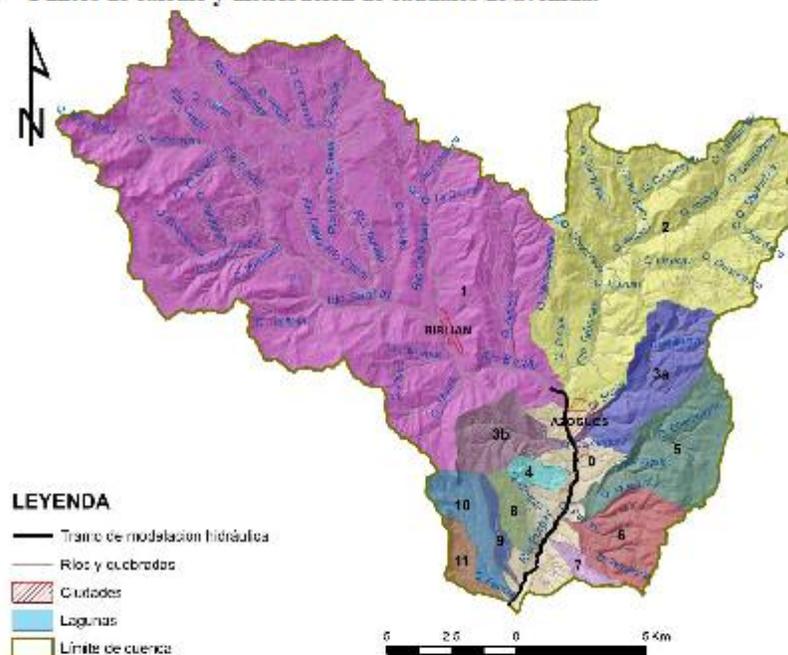


Figura 5.13 Tramo de modelado hidráulico y cuencas de drenaje de afluentes principales

La reducción del tamaño de una cuenca según se avanza hacia aguas arriba, origina la progresiva disminución del caudal circulante por el cauce. Si el tramo es suficientemente

largo, como ocurre en este estudio, las diferencias de caudal entre las secciones final (aguas abajo) e inicial (aguas arriba del mismo), pueden ser importantes.

Por ello, se ha procedido a la estimación de dicha variación a lo largo del tramo objeto de estudio, de acuerdo a las áreas de las cuencas de aporte.

Se han seleccionado 11 puntos donde se han obtenido los caudales de avenida en la red fluvial del río Burgay, correspondiente al tramo de estudio, para diferentes periodos de retorno. Cabe señalar que en cada punto calculado se contempla el área de la cuenca de aporte, a diferencia de los drenajes menores, codificados como 0 en la figura 5.13, generalmente el punto de descarga está bien definido para cuencas de drenaje de mayor dimensión (figura 5.13, cuencas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 10, 11), por lo que, con el propósito de modelación hidráulica, las zonas de descarga difusas, correspondientes a los drenajes menores, serán unificadas con aquellas puntuales específicas, de acuerdo a su cercanía (figura 5.14).

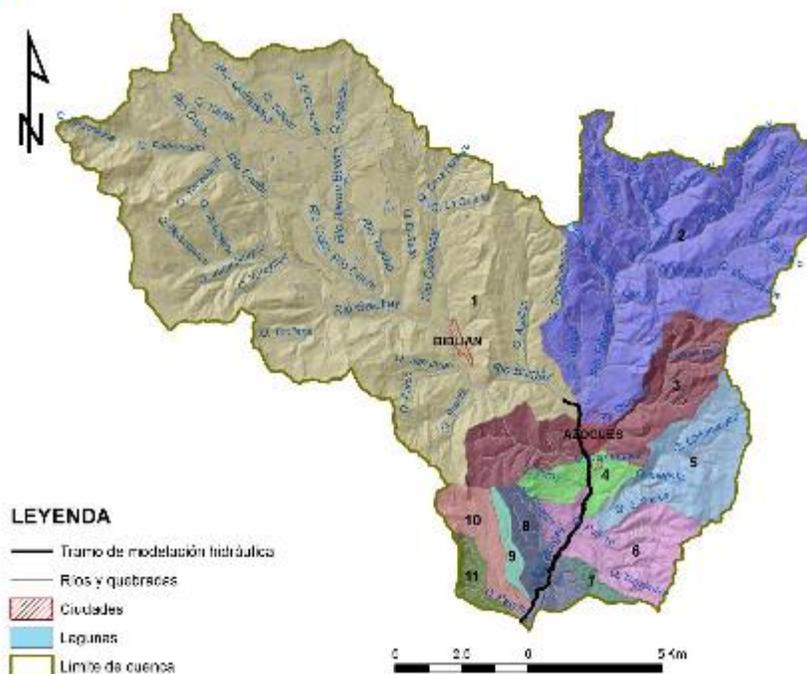


Fig. 5.14: Agrupación de cuencas de drenaje de acuerdo al sitio o zona de descarga

En la Figura 5.15 se muestra la ubicación de los puntos de incorporación del caudal (P1 al P11). Como puntos de unión significativos cabe destacar:

- P1: incorporación inicial principal, correspondiente al flujo aguas arriba del río Burgay, debido al aporte de las cuencas de drenaje del Galuay, Tambo y Burgay Alto.
- P2: Incorporación del río Tabacay (segunda cuenca con mayor flujo de aporte).

- P3: Incorporación de quebradas Agua Sucia (derecha), Pucán (izquierda) y drenajes menores circundantes.
- P4: Quebrada Toray a la derecha y drenajes menores ubicados a ambas márgenes.
- P5: Incorporación de la quebrada Lavacay.
- P6: Incorporación de la quebrada Purcay junto con drenajes menores de ambas márgenes.
- P8: Quebrada Umbe
- P9: Quebrada Tocchi junto a drenajes menores de ambas márgenes.
- P10: Quebrada Cojitambo
- P11: Quebrada Paccha

La ubicación y características de estos puntos se detallan en la tabla 5.8.

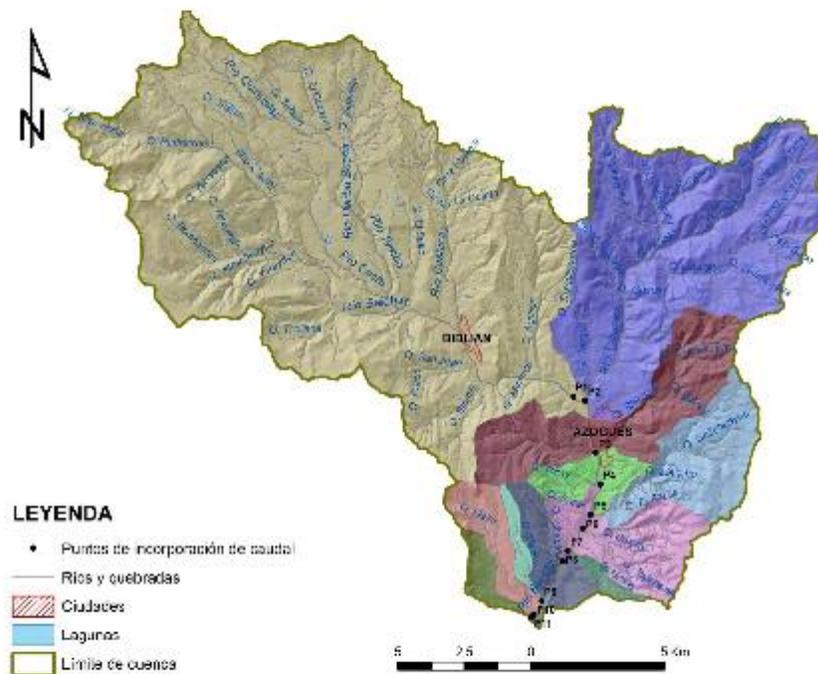


Figura 5.12: Sitios de descarga o puntos de cálculo

Tabla 5.8: Ubicación y características de los diferentes puntos de cálculo

Punto	Abscisa m	X m	Y m	Cota m	Area de Drenaje m ²
P1	0+000	738423	9697984	2492	179,686,000
P2	0+500	738869	9697827	2482	68,310,000
P3	2+550	739243	9695895	2450	23,812,600
P4	3+825	739427	9694712	2435	5,842,100
P5	5+000	739079	9693568	2418	16,155,300
P6	5+600	738785	9693060	2412	14,174,000
P7	6+650	738207	9692228	2398	1,605,710
P8	7+100	738014	9691843	2394	7,042,210
P9	9+125	737231	9690352	2366	1,967,740
P10	9+750	736933	9689855	2360	6,444,930
P11	9+900	736834	9689743	2358	2,862,140

5.4 Caudales de avenida.

Los caudales de avenida estimados en los puntos mencionados para diferentes periodos de retorno para las dos opciones de caudales máximos se presentan en la tabla 5.9 y 5.10.

Tabla 5.9: Caudales de avenidas para los sitios de descarga de afluentes (Opción 1)

Punto No.	Area Km ²	Area %	T=1 años	T=5 años	T=10 años	T=25 años	T=50 años	T=100 años	T=150 años	T=200 años
P1	179.69	54.80	19.39	36.39	43.64	53.40	60.70	68.05	72.33	75.37
P2	68.31	20.83	7.37	13.83	16.59	20.30	23.08	25.87	27.50	28.65
P3	23.81	7.26	2.57	4.82	5.78	7.08	8.04	9.02	9.58	9.99
P4	5.84	1.78	0.63	1.18	1.42	1.74	1.97	2.21	2.35	2.45
P5	16.16	4.93	1.74	3.27	3.92	4.80	5.46	6.12	6.50	6.78
P6	14.17	4.32	1.53	2.87	3.44	4.21	4.79	5.37	5.70	5.94
P7	1.61	0.49	0.17	0.33	0.39	0.48	0.54	0.61	0.65	0.68
P8	7.04	2.15	0.76	1.43	1.71	2.09	2.38	2.67	2.83	2.95
P9	1.97	0.60	0.21	0.40	0.48	0.59	0.67	0.75	0.79	0.83
P10	6.44	1.97	0.69	1.30	1.56	1.91	2.18	2.44	2.59	2.70
P11	2.86	0.87	0.31	0.58	0.69	0.85	0.97	1.08	1.15	1.20
TOTAL	327.90	100.00	35.38	66.41	79.63	97.44	110.77	124.17	131.99	137.54

Tabla 5.10: Caudales de avenidas para los sitios de descarga de afluentes (Opción 2)

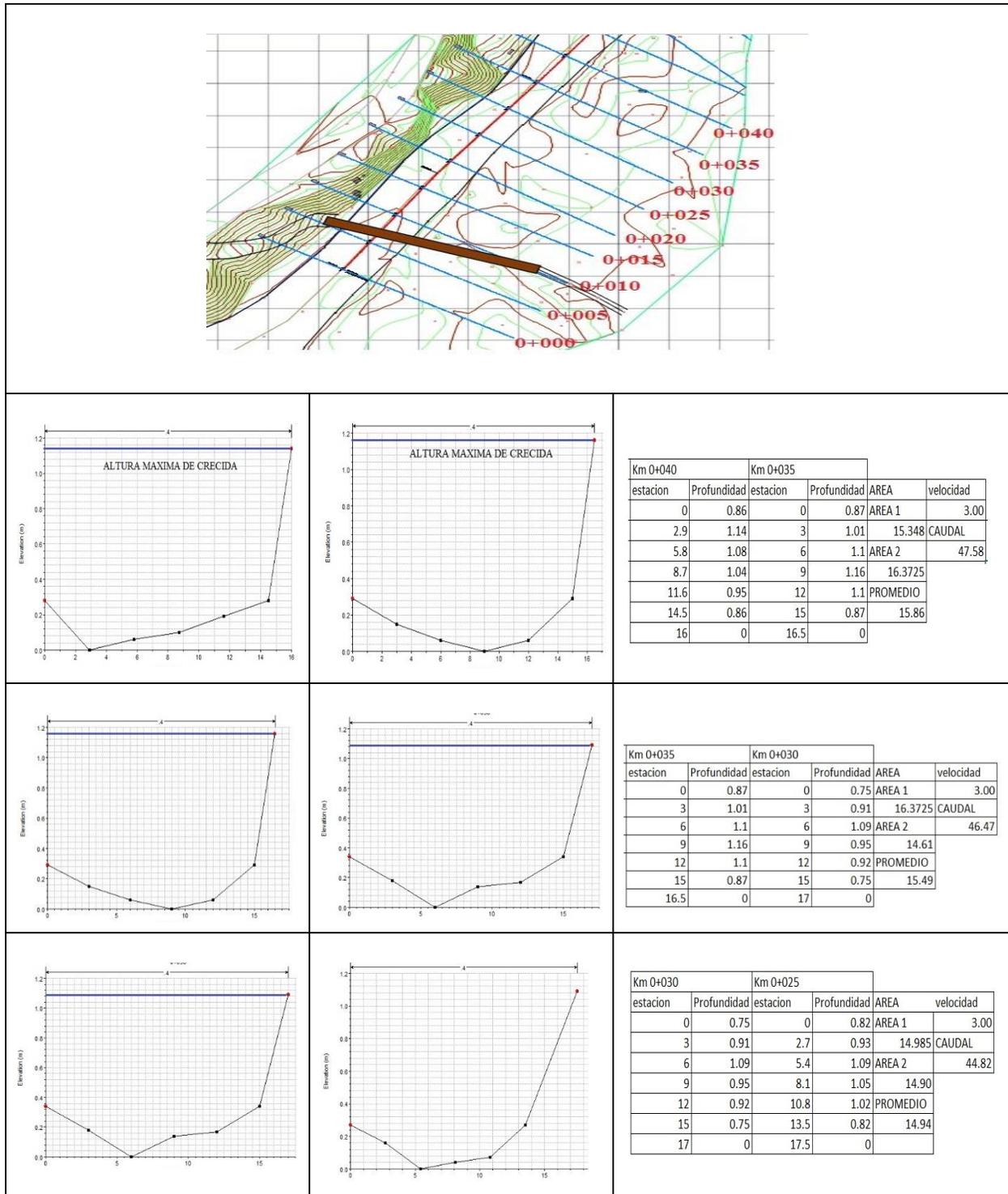
Punto No.	Area Km ²	Area %	T=1 años	T=5 años	T=10 años	T=25 años	T=50 años	T=100 años	T=150 años	T=200 años
P1	179.69	54.80	19.64	29.25	33.39	38.86	43.00	47.14	49.57	51.28
P2	68.31	20.83	7.46	11.12	12.69	14.77	16.35	17.92	18.84	19.50
P3	23.81	7.26	2.60	3.88	4.42	5.15	5.70	6.25	6.57	6.80
P4	5.84	1.78	0.64	0.95	1.09	1.26	1.40	1.53	1.61	1.67
P5	16.16	4.93	1.77	2.63	3.00	3.50	3.87	4.24	4.46	4.61
P6	14.17	4.32	1.55	2.31	2.63	3.06	3.39	3.72	3.91	4.04
P7	1.61	0.49	0.18	0.26	0.30	0.35	0.39	0.42	0.44	0.46
P8	7.04	2.15	0.77	1.15	1.31	1.52	1.68	1.85	1.94	2.01
P9	1.97	0.60	0.22	0.32	0.37	0.43	0.47	0.52	0.54	0.56
P10	6.44	1.97	0.70	1.05	1.20	1.39	1.54	1.69	1.78	1.84
P11	2.86	0.87	0.31	0.47	0.53	0.62	0.68	0.75	0.79	0.82
TOTAL	327.90	100.00	35.83	53.38	60.93	70.92	78.47	86.03	90.45	93.58

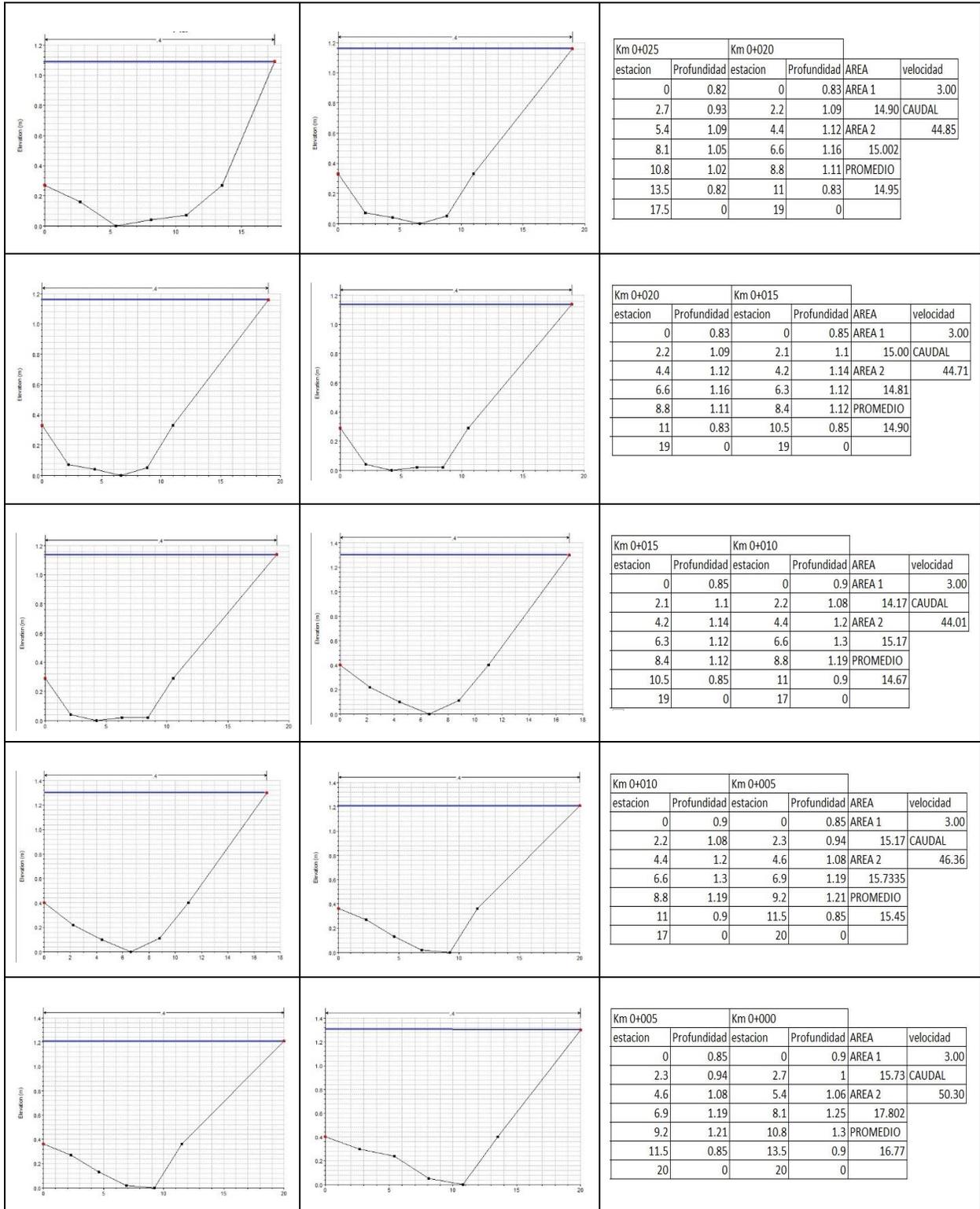
5.5 Conclusiones y recomendaciones

El objetivo del proyecto fue la de determinar los caudales de crecida para la zona de estudio.

ESCURRIMIENTO POR EL MÉTODO “AFORO CON FLOTADORES”

Tabla B 1. Seccionamiento y del rio Burgay por el método Aforo con Flotadores







El seccionamiento se realizó cada 5 m y en cada sección se registró las alturas en crecidas



Toma del tiempo al dejar caer una boya en cada tramo

ANEXO C

ESTUDIO MECÁNICA DE SUELOS

CALICATA - MARGEN DERECHO DEL RIO BURGAY (AGUAS ABAJO)



Esta perforación llega hasta una profundidad de 1.70 m donde se estableció la presencia del Nivel Freático.



Tiene una capa de material vegetal de 30 cm, y debajo de esta capa se encontró la presencia de material (grava y arena) color gris claro con un 30% de material mayor a 3”.

ENSAYOS DE LABORATORIO



Lavado de la muestra para el ensayo granulométrico



Análisis del tamaño de las partículas de suelo fino



Análisis del tamaño de las partículas de suelo grueso



Ensayo cuchara de casa grande para determinar el limite liquido



Determinación del peso específico de solidos del suelo por medio del picnómetro

Clasificación de los suelos por los métodos SUCS Y ASSHTO

Tabla C 2

122b. CLASIFICACIÓN SUELOS AASHTO

TABLA 12.7.

CLASIFICACIÓN GENERAL	MATERIAL QUE PASA POR EL TAMIZ N° 200 475 < 300 μ que pasa por el tamiz n° 200										MATERIAL QUE NO PASA POR EL TAMIZ N° 200 475 < 300 μ que pasa por el tamiz n° 200					
	A-1		A-2			A-3		A-4			A-5		A-6		A-7	
Clasificación en grupos	A-1-a	A-1-b	A-2-1	A-2-2	A-2-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-1	A-7-2	A-7-3	
Análisis granulométrico, % que pasa Tamiz n° 10 Tamiz n° 40 Tamiz n° 200	50 máx.	30 máx.	50 máx.	60 máx.	51 mín.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	38 mín.	38 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	
Características de la fracción que pasa por el tamiz n° 200 : Límite líquido Índice de plasticidad	5 máx.				NP	40 máx. 10 máx.	41 máx. 10 máx.	41 mín. 11 mín.	41 mín. 11 mín.	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 10 máx.	41 mín. 11 mín.	41 mín. 11 mín.	41 mín. 11 mín.	
Índice de grupo	0	0	0	0	0	0	0	0	4 máx.	0	0	0	0	0	0	
Materiales que constituyen fundamen- talmente estos grupos	Fragmentos de pie- dra, grava y arena		Grava y arena livianas ó arenosas			Grava y arena livianas ó arenosas		Grava y arena livianas ó arenosas			Suelos limpios		Suelos arenillosos		Suelos arenillosos	

PROCEDIMIENTO: Valérese de los resultados de los ensayos realizados, proceder de un orden de arriba hacia abajo por eliminación al grupo correcto. El primer grupo de la izquierda con el cual se cumplan los datos es la clasificación del suelo. El índice de plasticidad del subgrupo A-2-6 es igual ó mayor que LL-30.

ENSAYO Y CLASIFICACION

Tabla C 3

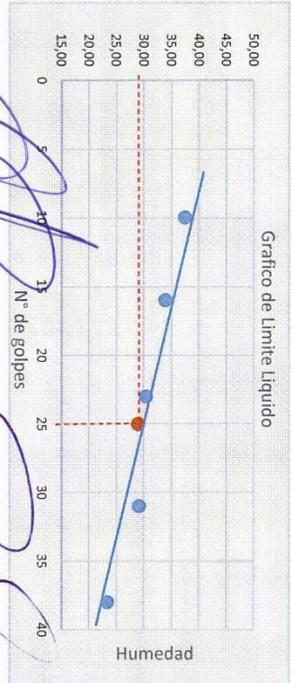
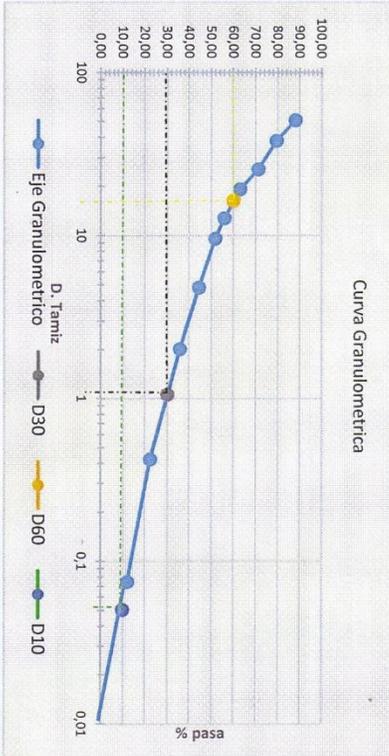
TARRO NO	20	12	21	24	25	1	11	7	23	27	30
N. DE GOLPES	38	31	23	16	10						
M. HUMEDA + TARRO	44,92	44,33	35,6	36,94	35,9	23,84	24,6	23,8	23,9	180,6	149,7
M. SECA + TARRO	40,6	40,1	32,1	32,9	32	23,33	24,1	23,4	23,54	176,1	146
PESO DEL AGUA	4,32	4,23	3,5	4,04	3,9	0,51	0,5	0,4	0,36	4,5	3,7
PESO DEL TARRO	22,1	25,6	20,6	21	21,6	21	22	21,6	21,9	52,6	43,8
PESO MUESTRA SECA	18,5	14,5	11,5	11,9	10,4	2,33	2,1	1,8	1,64	123,5	102,2
% DE HUMEDAD	23,35	29,17	30,43	33,95	37,5	21,89	23,81	22,22	21,95	3,6437	3,6204
FRACCION GRUESA											
Peso humedo antes del ensayo (gr)	9500										
Peso humedo despues del ensayo (gr)	9487,5										
Error	0,13										
Humedad material que pasa #4	3,63										
Peso seco total despues del ensayo (gr)											
FRACCION FINA											
Peso para lav. de mater. que pasa #4 (gr)	500										
Peso seco antes de lavado (gr)	482,48										
Peso seco despues d elavado (gr)	351,00										
Peso seco total despues del ensayo (gr)	351,70										
Error	-0,14										
TAMIZ Nº	Apertura Tamiz (mm)	Peso ret. parcial (gr)	Peso ret. acum. (gr)	Liga % Retiene	Liga % Pasa						
Nº10	2,00	93,5	93,5	64,11	35,89						
Nº40	0,420	145,9	239,4	77,57	22,43						
200	0,074	110,8	350,2	87,80	12,20						
FONDO		1,5									
				Despues de lavado							

Limite liquido	29
Limite Plastico	22,47
I. Plasticidad	6,53
I. liquidez	

TAMIZ Nº	Apertura Tamiz (mm)	Peso ret. parcial (gr)	Peso ret. acum. (gr)	% Retenido	% Pasa
3"	76,2	1717	1717	18,33	81,67
2 1/2"	63,5				
2"	50,8	912,5	912,5	11,93	88,07
1 1/2"	38,1	646	1558,5	20,38	79,62
1"	25,4	635	2193,5	28,68	71,32
3/4"	19,1	630,5	2824	36,93	63,07
1/2"	12,7	539,5	3363,5	43,99	56,01
3/8"	9,52	317	3680,5	48,13	51,87
Nº4	4,76	562,5	4243	55,49	44,51
PASA Nº 4		3527,5	3403,87		7646,87

% Grava	55,49
% Arena	32,31
% Finos	12,20

TAMIZ Nº	Apertura Tamiz (mm)	Peso ret. parcial (gr)	Peso ret. acum. (gr)	Liga % Retiene	Liga % Pasa
Nº10	2,00	93,5	93,5	64,11	35,89
Nº40	0,420	145,9	239,4	77,57	22,43
200	0,074	110,8	350,2	87,80	12,20
FONDO		1,5			



ING. LUIS MARIO ALMACHE
 JEFE DEL LABORATORIO

 ATAMASIO JARA
 LABORATORISTA


CALICATA - MARGEN IZQUIERDO DEL RIO BURGAY (AGUAS ABAJO)



Esta perforación llega hasta una profundidad de 2.40 m donde se estableció la presencia del Nivel Freático.



Tiene una capa de material vegetal de 50 cm, y debajo de esta capa se encontró la presencia de material arcilloso color amarillo

Tabla C 4



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

Responsable: Darwin Pangol
Muestra: Pozo # 2 muestra # 1

Proyecto: Puente colgante sobre el río Burgay
Cantón: Azuques - Sector Charasol

CLASIFICACION DE SUELOS

TARRO NO	13	50	31	6	17	54	52	9	5	29	15
N. DE GOLPES	39	22	31	15	8	23,13	23,9	23,5	23,68	118,4	109,8
M. HUMEDA + TARRO	37,4	38,47	35,77	39,39	37,1	22,54	23,12	23	23,1	105,8	99,2
M. SECA + TARRO	31,59	31,75	30,17	32,58	30,75	0,59	0,78	0,5	0,58	12,6	10,6
PESO DEL AGUA	5,81	6,72	5,6	6,81	6,35	21,3	21,5	22	21,9	52,9	54,3
PESO DEL TARRO	21,7	21,1	21	21,9	21,3	1,24	1,62	1	1,2	44,9	44,9
PESO MUESTRA SECA	9,89	10,65	9,17	10,68	9,45	47,58	48,15	50	48,33	23,819	23,608
% DE HUMEDAD	58,75	63,1	61,07	63,76	67,2	48,52				23,71	

Cu =	
Cc =	
D10 =	
D30 =	
D60 =	

CONCLUSION
SUCS
Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos, suelos elásticos.

CLASIFICACION
MH
SUCS
AASHT A7-6(14)
Suelos Arcillosos, aceptable a mala.

FRACCION GRUESA

Peso humedo antes del ensayo (gr)	
Peso humedo despues del ensayo (gr)	
Humedad material que pasa #4	23,71
Peso seco total despues del ensayo (gr)	

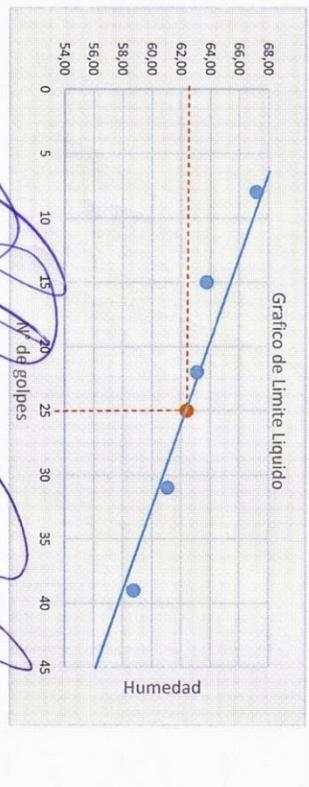
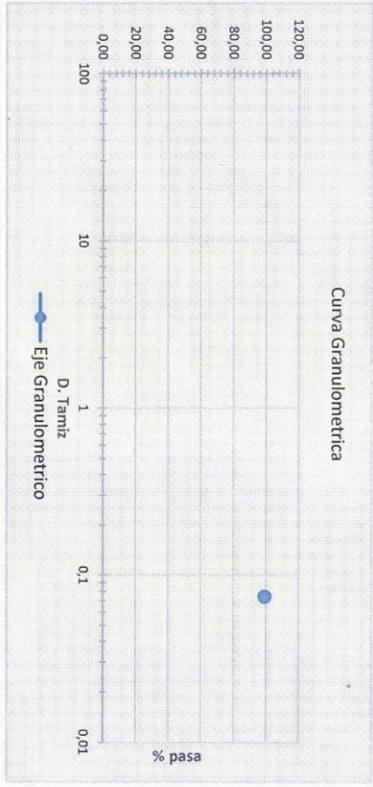
Limite Liquido	62,4
Limite plastico	48,52
L. Plasticidad	13,88
L. liquidez	

TAMIZ No	Apertura Tamiz (mm)	Peso ret. parcial (gr)	Peso ret. acum. (gr)	% Retenido	% Pasa
3"	76,2				
2 1/2"	63,5				
2"	50,8				
1 1/2"	38,1				
1"	25,4				
3/4"	19,1				
1/2"	12,7				
3/8"	9,52				
No4	4,76				
PASA No 4					

FRACCION FINA

Peso para lav. de mater. que pasa #4 (gr)	200
Peso seco antes de lavado (gr)	161,66
Peso seco despues d elavado (gr)	351,00
Peso seco total despues del ensayo (gr)	1,40
Error	1/4,8

TAMIZ No	Apertura Tamiz (mm)	Peso ret. parcial (gr)	Peso ret. acum. (gr)	Liga % Retiene	Liga % Pasa
No10	2,00				
No40	0,420				
200	0,074	1,4	1,4	0,87	99,13
ONDIDO					



ING. LUIS MARIO ALMACHE
JEFE DE LABORATORIO

ATANASIO ALBA
ENFERMERA

Tabla C 5

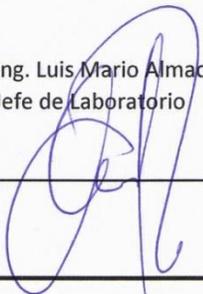
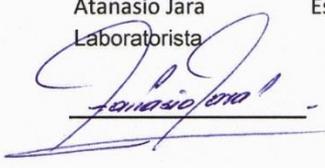
 UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE SUELOS			
PROYECTO		Puente Colgante sobre el Río Burgay	
MUESTRA		Pozo # 1 muestra # 1	
METODO DEL PICNÓMETRO			
Material Retenido en el Tamiz No. 4			
A=		gr	PESO DEL MATERIAL SUPERFICIALMENTE SECO Y SATURADO
B=	812,00	gr	PESO DEL PICNÓMETRO + AGUA + MUESTRA
C=	666,20	gr	PESO DEL PIGNÓMETRO + AGUA
D=	233,10	gr	PESO DEL MATERIAL SECO
PESO ESPECÍFICO SECO		$\frac{D}{D - (B - C)} = 2,670$	
PROYECTO		Puente Colgante sobre el Río Burgay	
MUESTRA		Pozo # 2 muestra # 1	
METODO DEL PICNÓMETRO			
Material Retenido en el Tamiz No. 4			
A=		gr	PESO DEL MATERIAL SUPERFICIALMENTE SECO Y SATURADO
B=	764,40	gr	PESO DEL PICNÓMETRO + AGUA + MUESTRA
C=	658,60	gr	PESO DEL PIGNÓMETRO + AGUA
D=	174,00	gr	PESO DEL MATERIAL SECO
PESO ESPECÍFICO SECO		$\frac{D}{D - (B - C)} = 2,55$	
OBSERVACIONES:			
<hr style="border: none; border-top: 1px solid black; width: 100%;"/> <hr style="border: none; border-top: 1px solid black; width: 100%;"/>			
Ing. Luis Mario Almache Jefe de Laboratorio 		Atanasio Jara Laboratorista 	
		Estudiante	

TABLA 12.15. PROPIEDADES FÍSICAS COMUNES DE SUELOS

Material	Compacidad	D _r (%) (1)	N (2)	Densidad seca (gr/cm ³)	Índice de poros (e)	Ángulo de rozamiento interno
GW: Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena	Densa Medianamente densa Suelta	75 50 25	90 55 <28	2.21 2.08 1.97	0.22 0.28 0.36	40 36 32
GP: Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena	Densa Medianamente densa Suelta	75 50 25	70 50 <20	2.04 1.92 1.83	0.33 0.39 0.47	38 35 32
SW: Arenas bien graduadas, arenas con grava	Densa Medianamente densa Suelta	75 50 25	65 35 <15	1.89 1.79 1.70	0.43 0.49 0.57	37 34 30
SP: Arenas mal graduadas, arenas con grava	Densa Medianamente densa Suelta	75 50 25	50 30 <10	1.76 1.67 1.59	0.52 0.60 0.65	36 33 29
SM: Arenas limosas	Densa Medianamente densa Suelta	75 50 25	45 25 <8	1.65 1.55 1.49	0.62 0.74 0.80	35 32 29
ML: Limos inorgánicos, arenas muy finas	Densa Medianamente densa Suelta	75 50 25	35 20 <4	1.49 1.41 1.35	0.80 0.90 1.00	33 31 27
CL: Arcillas baja plasticidad			30-2 (3)	2.15-1.5 (4)		28-25
MH: Limos alta plasticidad			30-2 (3)	2.15-1.5 (4)		25-22
CH: Arcillas alta plasticidad			30-2 (3)	2.15-1.5 (4)		20-17

(1) D_r es densidad relativa ó índice de densidad.

(2) N es el número de golpes por 30 cm de penetración en el SPT.

ANEXO D
ESTUDIO ESTRUCTURAL

BARANDA

Tabla D 1

TUBO POSTE



TUBO POSTE

Cerramientos, Estructuras y Funiculares

Especificaciones Generales

Norma	ASTM A-500
Recubrimiento	Galvanizado
Largo normal	6 mts.
Otros largos	Previa Consulta
Dimensiones	Desde 1/2" a 4"
Espesor	Desde 1,8mm a 2,0mm



DIMENSIONES				PROPIEDADES			
DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR	PESO	AREA			
D		e	P	A	I	W	I
Pulg.	mm	mm	Kg/m	cm2	cm3	cm3	cm
1"	25.40	1.80	1.09	1.34	0.93	0.73	0.83
1"	25.40	2.00	1.21	1.47	1.01	0.79	0.83
1 1/4"	31.75	1.80	1.37	1.69	1.90	1.20	1.06
1 1/4"	31.75	2.00	1.52	1.87	2.07	1.30	1.05
1 1/2"	38.10	1.80	1.65	2.05	3.38	1.78	1.28
1 1/2"	38.10	2.00	1.84	2.27	3.70	1.94	1.28
1 3/4"	44.45	1.80	1.98	2.41	5.48	2.47	1.51
1 3/4"	44.45	2.00	2.20	2.67	6.01	2.70	1.50
1 7/8"	47.63	1.80	2.11	2.59	6.80	2.86	1.62
1 7/8"	47.63	2.00	2.34	2.87	7.46	3.13	1.61
2"	50.80	1.80	2.22	2.77	8.32	3.27	1.73
2"	50.80	2.00	2.48	3.07	9.13	3.59	1.73
2 3/8"	60.33	2.00	2.92	3.67	15.58	5.17	2.06
2 1/2"	63.50	2.00	3.09	3.86	18.27	5.75	2.17
2 7/8"	73.03	2.00	3.56	4.46	28.14	7.71	2.51
3"	88.90	2.00	4.35	5.46	51.54	11.60	3.07
4"	114.30	2.00	5.67	7.06	111.23	19.46	3.97

ESPECIFICACIONES MADERA SEIQUE

Tabla D 2

Grupo Estructural	Nombre Común	Densidad T/m³
A	Guayacán	0.87
	Caña Guadua	0.7
	Chanul	0.99
	Bambú Gigante	0.7
B	Moral Fino	0.87
	Pituca	0.83
	Eucaliptos Glóbulos	0.81
	Eucaliptos Grandis	0.59
	Colorado	0.51
C	Mascarey	0.67
	Sande	0.48
	Fernansánchez	0.76
	Seique	0.68

Fuente: (Stead, 2011)

Tabla D 3

Grupo Estructural	Esfuerzos admisibles en kg/cm²							
	Compresión		Tracción		Corte	Flexión	Emin	Eprom
	Paralela	Perpendicular	Paralela	Perpendicular				
A	145	40	145	-	15	210	95000	130000
B	110	28	105	-	12	150	75000	100000
C	80	15	75	-	8	100	55000	90000

Fuente: (Stead, 2011)

PERFILES ESTRUCTURALES

Tabla D 4

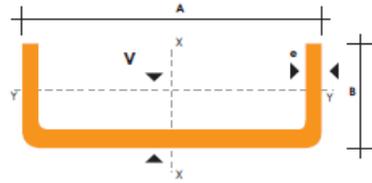


CANALES "U"

PERFILES ESTRUCTURALES CANALES "U"

Especificaciones Generales

- Norma** INEN 1 623: 2000
- Otras calidades** Previa consulta
- Largo normal** 6mts
- Otros largos** Previa consulta
- Espesores** Desde 1.5mm hasta 12mm
- Acabado** Natural
- Otro acabado** Previa consulta



DIMENSIONES			PESOS			TIPOS						
A	B	e	6metros	1 metro	SECCION	EJE X-X			EJE Y-Y			
mm	mm	mm	kg	kg	cm ²	I	W	I	I	W	I	x
						cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm
40	25	2	7.86	1.31	1.67	4.20	2.10	1.59	1.06	0.62	0.80	0.79
50	25	2	8.82	1.47	1.87	7.06	2.83	1.94	1.13	0.63	0.78	0.72
50	25	3	12.72	2.12	2.70	9.70	3.88	1.89	1.57	0.91	0.76	0.77
60	30	2	10.62	1.77	2.26	12.50	4.16	2.35	2.00	0.93	0.94	0.85
60	30	3	15.54	2.59	3.30	17.50	5.85	2.31	2.84	1.34	0.93	0.89
60	30	4	19.80	3.30	4.20	21.10	7.03	2.24	3.51	1.72	0.91	0.95
80	40	2	14.46	2.41	3.07	30.80	7.71	3.17	4.89	1.68	1.26	1.09
80	40	3	21.24	3.54	4.50	43.90	11.00	3.12	7.01	2.45	1.25	1.14
80	40	4	27.66	4.61	5.87	55.40	13.90	3.07	8.92	3.17	1.23	1.19
80	40	5	34.44	5.74	7.18	65.49	16.37	3.02	10.62	3.83	1.21	1.23
80	40	6	40.44	6.74	8.42	74.18	18.54	2.96	12.10	4.44	1.19	1.28
100	50	2	18.24	3.04	3.87	61.50	12.30	3.99	9.72	2.66	1.58	1.34
100	50	3	26.88	4.48	5.70	88.50	17.70	3.94	14.10	3.89	1.57	1.39
100	50	4	35.22	5.87	7.47	113.00	22.60	3.89	18.10	5.07	1.56	1.44
100	50	5	43.20	7.20	9.18	135.00	27.10	3.84	21.80	6.19	1.53	1.48
100	50	6	51.96	8.66	10.82	155.26	31.05	3.79	25.14	7.24	1.52	1.53
100	60	4	38.28	6.38	8.13	128.00	25.60	3.97	29.70	7.17	1.91	1.86
100	60	5	46.86	7.81	9.95	152.00	30.50	3.91	35.70	8.76	1.90	1.92
100	60	6	57.72	9.62	12.02	181.80	36.36	3.89	42.25	10.38	1.87	1.93
100	60	8	74.40	12.40	15.50	22.60	44.52	3.78	52.47	13.32	1.83	2.06
125	50	2	20.58	3.43	4.37	103.60	16.50	4.86	10.40	2.74	1.54	1.20
125	50	3	30.42	5.07	6.45	149.00	23.90	4.81	15.10	4.02	1.53	1.24
125	50	4	39.90	6.65	8.47	192.00	30.70	4.76	19.40	5.24	1.51	1.29
125	50	5	49.14	8.19	10.40	231.00	37.00	4.71	23.40	6.40	1.50	1.34
125	50	6	59.16	9.86	12.32	266.00	42.67	4.65	27.19	7.51	1.48	1.38
125	60	5	53.82	8.97	11.43	266.98	42.71	4.83	39.36	9.15	1.86	1.70
125	60	6	64.92	10.82	13.52	309.25	49.48	4.78	45.85	10.78	1.84	1.75
125	60	8	84.00	14.00	17.50	383.34	61.33	4.68	57.30	13.94	1.80	1.81
125	80	6	76.44	12.74	15.92	394.28	63.08	4.97	102.94	19.10	2.54	2.61
125	80	8	99.30	16.55	20.69	493.02	78.88	4.88	130.27	24.30	2.50	2.64
125	80	10	120.96	20.16	25.21	576.62	92.25	4.78	154.19	29.31	2.47	2.74
150	50	2	22.92	3.82	4.87	159.00	21.10	5.71	10.90	2.80	1.50	1.09
150	50	3	33.96	5.66	7.20	230.00	30.70	5.65	15.90	4.11	1.49	1.13
150	50	4	44.64	7.44	9.47	297.00	39.60	5.60	20.50	5.36	1.47	1.17
150	50	5	55.02	9.17	11.70	359.00	47.90	5.55	24.80	6.55	1.46	1.22
150	50	6	66.36	11.06	13.82	416.69	55.55	5.49	28.80	7.70	1.44	1.26
150	60	5	59.70	9.95	12.68	441.85	54.91	5.7	41.72	9.40	1.81	1.56
150	60	6	72.12	12.02	15.02	478.93	63.85	5.64	48.70	11.07	1.80	1.60
150	60	8	93.60	15.60	19.50	598.74	79.83	5.54	61.15	14.35	1.77	1.74
150	80	6	83.64	13.94	17.42	603.42	80.45	5.88	109.91	19.73	2.51	2.43
150	80	8	108.90	18.15	22.69	760.23	101.36	5.78	139.53	25.09	2.47	2.44
150	80	10	132.96	22.16	27.71	896.29	119.50	5.68	165.85	30.37	2.44	2.54

También en galvanizado e inoxidable

Tabla D 5

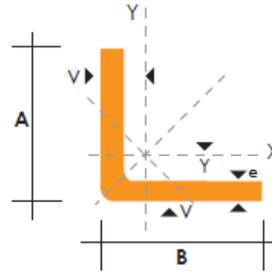


DIPAC[®]
PRODUCTOS DE ACERO

ANGULOS "L" DOBLADO

PERFILES ESTRUCTURALES
ANGULOS "L" DOBLADO
Especificaciones Generales

- Norma** INEN 1 623: 2000
- Otras calidades** Previa consulta
- Largo normal** 6,00 m
- Otros largos** Previa consulta
- Espesores** Desde 1,5 hasta 12 mm
- Acabado** Natural
- Otro acabado** Previa consulta



DIMENSIONES			PESOS			EJE X-X		= EJE Y-Y		EJE U-U	EJE V-V
A	B	e	6 metros	1 metro	SECCION	I	W	i	X=Y	i	i
mm	mm	mm	Kg	Kg	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm	cm
25	25	2	4.38	0.73	0.93	0.57	0.32	0.78	0.72	0.99	0.47
25	25	3	6.36	1.06	1.35	0.79	0.44	0.76	0.77	0.98	0.44
30	30	2	5.34	0.89	1.13	1.00	0.46	0.94	0.84	1.20	0.58
30	30	3	7.80	1.30	1.65	1.41	0.67	0.92	0.89	1.18	0.55
30	30	4	10.08	1.68	2.14	1.80	0.88	0.92	0.94	1.17	0.52
40	40	2	7.20	1.20	1.53	2.44	0.84	1.26	1.09	1.61	0.78
40	40	3	10.62	1.77	2.25	3.50	1.22	1.25	1.14	1.59	0.76
40	40	4	13.86	2.31	2.94	4.46	1.58	1.23	1.19	1.58	0.78
40	40	5	19.62	2.82	3.59	5.31	1.91	1.22	1.23	0.73	0.73
50	50	2	9.12	1.52	1.93	4.86	1.33	1.58	1.34	2.01	0.98
50	50	3	13.44	2.24	2.85	7.03	1.95	1.57	1.39	2.00	0.96
50	50	4	17.64	2.94	3.74	9.04	2.53	1.56	1.43	1.98	0.94
50	50	5	21.60	3.60	4.59	10.88	3.09	1.54	1.48	1.97	0.93
50	50	6	25.92	4.32	5.40	12.57	3.62	1.53	1.53	1.96	0.90
60	60	3	16.26	2.71	3.45	12.37	2.84	1.89	1.64	2.41	1.16
60	60	4	21.36	3.56	4.54	16.00	3.71	1.88	1.68	2.39	1.15
60	60	5	26.34	4.39	5.59	19.40	4.54	1.86	1.73	2.38	1.13
60	60	6	31.68	5.28	6.60	22.56	5.35	1.85	1.78	2.37	1.11
60	60	8	41.04	6.84	8.55	28.21	6.85	1.82	1.88	2.34	1.05
75	75	3	19.56	3.26	4.35	24.60	4.48	2.38	2.01	3.02	1.48
75	75	4	27.06	4.51	5.74	32.02	5.88	2.36	2.06	3.00	1.45
75	75	5	33.42	5.57	7.09	39.08	7.25	2.35	2.11	2.99	1.43
75	75	6	40.32	6.72	8.40	45.76	8.57	2.33	2.16	2.97	1.40
75	75	8	52.56	8.76	10.95	58.03	11.05	2.30	2.25	2.95	1.37
75	75	10	64.92	10.82	13.36	68.89	13.38	2.27	2.35	2.92	1.32
80	80	4	28.92	4.82	6.14	39.10	6.72	2.52	2.18	3.21	1.56
80	80	5	35.76	5.96	7.59	47.79	8.28	2.51	2.23	3.20	1.54
80	80	6	43.20	7.20	9.00	56.05	9.80	2.49	2.28	3.18	1.51
80	80	8	56.40	9.40	11.75	71.32	12.67	2.46	2.37	3.16	1.46
80	80	10	68.94	11.49	14.36	84.94	15.36	2.43	2.47	3.13	1.43
80	80	12	81.78	13.63	16.83	97.05	17.87	2.40	2.57	3.10	1.38

También en galvanizado e inoxidable - Medidas Especiales Bajo Pedido.

Tabla D 6



Clasificación

6X19 y 6X26 (AF – AA)

Construcción del Torón	
Item	Cantidad
Alambres	15 A 26
Alambres Externos	7 A 12
Capa de Alambres	2 A 3

Construcción del Cable	
Item	Cantidad
Torones	6
Torones Externos	6
Capa de Torones	1
Alambres en Cable	90 A 156

Ejemplos Típicos	
Cables	Torones
6x19S	1-9-9
6x21F	1-5-5F-10
6x26WS	1-5-(5+5)-10
6x19W	1-6-(6+6)
6x25F	1-6-6F-12

Diámetro (pulg)	Alma de Fibra				Alma de Acero			
	Peso aproximado Kg/m	Carga de rotura en Tons		Peso aproximado Kg/m	Carga de rotura en Tons			
		IPS	EIPS		IPS	EIPS		
1/4	0.156	2.74	3.01	0.172	2.94	3.40		
5/16	0.244	4.26	4.69	0.268	4.58	5.27		
3/8	0.352	6.10	6.71	0.386	6.56	7.55		
7/16	0.479	8.27	9.10	0.526	8.89	10.2		
1/2	0.626	10.7	11.8	0.687	11.5	13.3		
9/16	0.792	13.5	14.9	0.870	14.5	16.8		
5/8	0.978	16.7	18.4	1.074	17.7	20.6		
3/4	1.408	23.8	26.2	1.546	25.6	29.4		
7/8	1.917	32.2	35.4	2.104	34.6	39.8		
1	2.503	41.8	46.0	2.748	44.9	51.7		
1 1/8	3.168	52.6	57.9	3.478	56.5	65.0		
1 1/4	3.911	64.6	71.1	4.294	69.4	79.9		
1 3/8	4.733	77.7	85.5	5.196	83.5	96.0		
1 1/2	5.632	92.0	101	6.184	98.9	114		
1 5/8	6.610	107	118	7.257	115	132		
1 3/4	7.666	124	136	8.417	133	153		
1 7/8	8.800	141	155	9.662	152	174		
2	10.013	160	176	10.994	172	198		
2 1/8	11.304	179	197	12.411	192	221		
2 1/4	12.673	200	220	13.914	215	247		

La carga de rotura se debe multiplicar por 0.9072 para ton/mt y multiplicar por 1.488 para kg/mt.

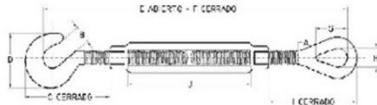
Tabla D 7



Tensores

Tensor gancho – gancho

- *Terminales templados y revenidos, cuerpos con tratamiento térmico normalizados.
- *Ganchos forjados con área transversal mayor, para mejorar sus propiedades de fatiga y resistencia.
- *Los tensores se recomiendan para tracción recta o en línea solamente.
- *Cumple con la especificación federal FF-T -791b, tipo 1 forma1 – clase 5 y ASTM F-1145.
- *Acero galvanizado por inmersión en caliente
- *La carga mínima de ruptura es 5 veces la carga límite de trabajo



Parte No.	Capacidad Límite de Trabajo - WLL 5:1			Diam. Rosca Longitudinal a tensar	Peso		Dimensiones												
	Tons.	Kg	Lbs.		Pulg.	Kg	Lbs.	Pulg											
								A	B	Cerrado		D	Abierto		Cerrado		G	H	Cerrado
72422506G04	0,2	200	440	1/4 x 4	0,14	0,30	0,25	0,45	1,27	1,27	11,46	7,46	0,78	0,34	1,75	4,00			
72422508G04	0,3	300	660	5/16 x 4 1/2	0,21	0,47	0,31	0,50	1,50	1,50	13,19	8,69	0,94	0,44	2,09	4,50			
72422510G06	0,4	400	880	3/8 x 6	0,34	0,75	0,38	0,56	2,30	1,77	16,98	10,98	1,12	0,53	2,52	6,00			
72422513G06	0,7	700	1540	1/2 x 6	0,73	1,60	0,50	0,66	2,94	2,28	19,45	12,45	1,44	0,72	3,23	6,00			
72422513G09	0,7	700	1540	1/2 x 9	0,83	1,83	0,50	0,66	2,94	2,28	25,38	16,38	1,44	0,72	3,23	9,00			
72422513G12	0,7	700	1540	1/2 x 12	0,94	2,08	0,50	0,66	2,94	2,28	31,45	18,45	1,44	0,72	3,23	12,00			
72422516G06	1,0	1000	2200	5/8 x 6	1,25	2,75	0,63	0,90	3,69	2,81	21,96	13,96	1,75	0,88	3,90	6,00			
72422516G09	1,0	1000	2200	5/8 x 9	1,42	3,13	0,63	0,90	3,69	2,81	27,25	18,25	1,75	0,88	3,90	9,00			
72422516G12	1,0	1000	2200	5/8 x 12	1,59	3,50	0,63	0,90	3,69	2,81	33,25	19,96	1,75	0,88	3,90	12,00			
72422519G06	1,3	1300	2860	3/4 x 6	1,77	3,89	0,75	0,98	4,52	3,33	23,13	15,63	2,09	1,00	4,69	6,00			
72422519G09	1,3	1300	2860	3/4 x 9	2,09	4,61	0,75	0,98	4,52	3,33	29,28	20,28	2,09	1,00	4,69	9,00			
72422519G12	1,3	1300	2860	3/4 x 12	2,47	5,43	0,75	0,98	4,52	3,33	35,13	21,63	2,09	1,00	4,69	12,00			

ANEXO E
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 1,001
Código: 551022
Descrip.: REPLANTEO Y NIVELACION DE AREAS
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	0.0250	0.01
101002	Equipo de topografía	hora	1	4.10	0.0300	0.12
101003	Vehículo liviano	hora	1	2.30	0.0750	0.17
Subtotal de Equipo:						0.30

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201002	Clavos	kg	0.0300	1.20		0.04
201005	Tira eucalipto 4cm*5cm	u	0.0600	1.10		0.07
Subtotal de Materiales:						0.10

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
401001	Cadenero		2	3.22	0.0750	0.48
405001	C1 Topógrafo 2		1	3.82	0.0200	0.08
Subtotal de Mano de Obra:						0.56

Costo Directo Total: 0.96

COSTOS INDIRECTOS

20% 0.19

Precio Unitario Total.....	1.15
----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 1,002
Código: 552017
Descripción: EXCAVACION MECANICA EN TERRENO CONGLOMERADO PROFUNDIDAD DE 2 a 4 m
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101004	Retroexcavadora	hora	1	24.00	0.1200	2.88
Subtotal de Equipo:						2.88

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
407001	C1 Operador Grupo 1		1	3.82	0.1200	0.46
409001	C3 Sin título Ayudante Maquinaria		1	3.45	0.1200	0.41
402001	E2 Peón		1	3.41	0.9000	3.07
Subtotal de Mano de Obra:						3.94

Costo Directo Total: 6.82

COSTOS INDIRECTOS

20% 1.36

Precio Unitario Total.....	8.19
-----------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 1,003
Código: 584061
Descrip.: CARGADA DE MATERIAL EN MAQUINA
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	0.0300	0.01
101062	Retroexcavadora 60 HP	hora	1	40.00	0.0300	1.20
Subtotal de Equipo:						1.21

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402001	E2 Peón		1	3.41	0.0300	0.10
407001	C1 Operador Grupo 1		1	4.10	0.0300	0.11
Subtotal de Mano de Obra:						0.21

Costo Directo Total: 1.42

COSTOS INDIRECTOS

20% 0.28

Precio Unitario Total.....	1.70
-----------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 1,004
Código: 555007
Descrip.: DESALOJO CON VOLQUETE 3-5 Km con material cargado a máquina
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101006	Volquete 8m3	hora	1	25.00	0.0833	2.08
Subtotal de Equipo:						2.08

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
408001	C1 Chofer Lic. E		1	5.00	0.0833	0.42
Subtotal de Mano de Obra:						0.42

Costo Directo Total: 2.50

COSTOS INDIRECTOS

20% 0.50

Precio Unitario Total.....	3.00
-----------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 1,005
Código: 556001
Descrip.: ENTIBADO ALTURA HASTA 4m
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	0.2300	0.05
Subtotal de Equipo:						0.05

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
201002	Clavos	kg	0.1000	1.20		0.12
201003	Pingos	m	0.1700	0.40		0.07
201005	Tira eucalipto 4cm*5cm	u	0.2200	0.90		0.20
201349	Tablón de Eucalipto 3 x 0.15 m	u	1.0000	3.90		3.90
Subtotal de Materiales:						4.29

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
401001	E2 Peón		1	3.41	0.2500	0.85
403001	D2 Albañil		1	3.45	0.2500	0.86
Subtotal de Mano de Obra:						1.71

Costo Directo Total: 6.05

COSTOS INDIRECTOS

20% 1.21

Precio Unitario Total.....	7.26
-----------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 2,001
Código: 559001
Descrip.: ENCOFRADO RECTO Y DESENCOFRADO EN OBRA
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	0.5000	0.10
Subtotal de Equipo:						0.10

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201002	Clavos	kg	0.1000	1.40		0.14
201003	Pingos	m	0.1700	0.40		0.07
201004	Tabla de encofrado	u	0.2200	2.40		0.53
201410	Tiras de eucalipto 4x5 cm	ml	1.2000	0.90		1.08
Subtotal de Materiales:						1.82

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
401001	E2 Peón		1	3.41	0.7500	2.56
401003	E2 Ayudante de albañil		1	3.41	0.7500	2.56
403005	D2 Carpintero		1	3.45	1.0000	3.45
Subtotal de Mano de Obra:						8.57

Costo Directo Total: 10.49

COSTOS INDIRECTOS

20% 2.10

Precio Unitario Total.....	12.58
-----------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 2,002
Código: 557003
Descripción: HORMIGON SIMPLE f'c= 210 kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	1.2000	0.24
101010	Concreteira	hora	1	3.38	1.2000	4.06
101011	Vibrador	hora	1	2.10	1.2000	2.52
Subtotal de Equipo:						6.82

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
201010	Ripio	m3	0.7500	20.00		15.00
201012	Cemento Portland	kg	360.5000	0.14		50.47
201013	Arena	m3	0.6000	20.00		12.00
201014	Agua	m3	0.2200	0.41		0.09
Subtotal de Materiales:						77.56

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
401001	E2 Peón		6	3.41	1.2000	24.55
403001	D2 Albañil		1	3.45	1.2000	4.14
404001	C2 Maestro de obra		1	3.64	1.0000	3.64
401003	Operador de equipo liviano		1	3.45	1.2000	4.14
Subtotal de Mano de Obra:						36.47

Costo Directo Total: 120.85

COSTOS INDIRECTOS

20% 24.17

Precio Unitario Total.....	145.02
-----------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 2,004
Código: 557001
Descrip.: HORMIGON- LIMPIEZA f'c=140 kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	1.2000	0.24
101010	Concretera	hora	1	3.38	1.2000	4.06
101011	Vibrador	hora	1	2.10	1.2000	2.52
Subtotal de Equipo:						6.82

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201010	Ripio	m3	0.8500	20.00		17.00
201012	Cemento Portland	kg	201.0000	0.14		28.14
201013	Arena	m3	0.6300	20.00		12.60
201014	Agua	m3	0.2590	0.41		0.11
Subtotal de Materiales:						57.85

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
401001	E2 Peón		6	3.41	1.2000	24.55
403001	D2 Albañil		1	3.45	1.2000	4.14
401003	E2 Ayudante de albañil		1	3.41	1.2000	4.09
Subtotal de Mano de Obra:						32.78

Costo Directo Total: 97.45

COSTOS INDIRECTOS

20% 19.49

Precio Unitario Total.....	116.94
-----------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 2,006
Código: 558001
Descrip.: ACERO DE REFUERZO - INCLUYE CORTE Y DOBLADO
Unidad: Kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	1.2000	0.24
Subtotal de Equipo:						0.24

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201026	Alambre de amarre	kg	0.1000	1.19		0.12
201028	Hierro corrug. Estruct. fy=4200	kg	1.0500	1.02		1.07
Subtotal de Materiales:						1.19

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
401001	E2 Peón		2	3.41	0.1000	0.68
400002	Fierrero		1	3.45	0.1500	0.52
Subtotal de Mano de Obra:						1.20

Costo Directo Total: 2.63

COSTOS INDIRECTOS

20% 0.53

Precio Unitario Total.....	3.15
-----------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 2,007
Código: 553001
Descrip.: RELLENO material de sitio sin clasificar
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	1.0000	0.20
101007	Compactador	hora	1	4.40	0.2500	1.10
Subtotal de Equipo:						1.30

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
401001	E2 Peón		2	3.41	0.7500	5.12
401003	Operador de equipo liviano		1	3.45	1.0000	3.45
Subtotal de Mano de Obra:						8.57

Costo Directo Total: 9.87

COSTOS INDIRECTOS

20% 1.97

Precio Unitario Total.....	11.84
-----------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 2,008
Código: 563011
Descrip.: ENLUCIDOS 1:2 + IMPERMEABILIZANTE
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	0.7500	0.15
Subtotal de Equipo:						0.15

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
201012	Cemento Portland	kg	18.0000	0.14		2.52
201013	Arena	m3	0.0300	20.00		0.60
201014	Agua	m3	0.0100	0.41		0.00
201485	Aditivo Impermeabilizante	gl	0.3000	4.45		1.34
Subtotal de Materiales:						4.46

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
401001	E2 Peón		1	3.41	0.5000	1.71
403001	D2 Albañil		1	3.45	0.7500	2.59
404001	C2 Maestro de obra		1	3.64	0.1000	0.36
Subtotal de Mano de Obra:						4.66

Costo Directo Total: 9.27

COSTOS INDIRECTOS

20% 1.85

Precio Unitario Total.....	11.12
-----------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 4,003
Código: 500006
Descrip.: MONTAJE CON GRUA MECANICA (Cables y Pasarela)
Unidad: Kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101056	Grúa mecánica de 15 Ton. (Pluma mínimo 25 m)	hora	1	20.00	0.0083	0.17
Subtotal de Equipo:						0.17

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
407001	C1 Operador Grupo 1		1	3.82	0.0083	0.03
409001	C3 Sin título Ayudante Maquinaria		2	3.45	0.0083	0.06
Subtotal de Mano de Obra:						0.09

Costo Directo Total: 0.25

COSTOS INDIRECTOS

20% 0.05

Precio Unitario Total.....	0.30
-----------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 3,002
Código: 500002
Descrip.: CABLE DE ACEREO Fy = 107000 diámetro de 4.12 cm
Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	0.1000	0.02
Subtotal de Equipo:						0.02

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
200017	CABLE RESISTENCIA diámetro 4.12 cm	ml	1.0000	25.00		25.00
Subtotal de Materiales:						25.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
401001	E2 Peón		3	3.41	0.1000	1.02
Subtotal de Mano de Obra:						1.02

Costo Directo Total: 26.04

COSTOS INDIRECTOS

20% 0.52

Precio Unitario Total.....	26.56
-----------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 3,003
Código: 500003
Descripción: CABLE DE ACEREO Fy = 8270 diámetro de 1.11 cm
Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	0.0800	0.02
Subtotal de Equipo:						0.02

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
200018	CABLE RESISTENCIA diámetro 1.1 cm	ml	1.0000	7.10		7.10
Subtotal de Materiales:						7.10

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
401001	E2 Peón		3	3.41	0.0800	0.82
Subtotal de Mano de Obra:						0.82

Costo Directo Total: 7.94

COSTOS INDIRECTOS

20% 1.59

Precio Unitario Total.....	9.53
-----------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 4,001
Código: 500004
Descripción: TABLON DE MADERA SEIQUE (2x0.23x0.05m)
Unidad: m

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	0.0800	0.02
Subtotal de Equipo:						0.02

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
200019	TABLÓN SEIQUE	ml	1	7.80		7.80
201A8E	PERNO Ø = 10 mm (L = 10 Cm), MAS TUERCA Y ARANDELA	u	2	0.60		1.20
Subtotal de Materiales:						9.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
401001	E2 Peón		1	3.41	0.0800	0.27
403005	D2 Carpintero		1	3.45	0.0600	0.21
Subtotal de Mano de Obra:						0.48

Costo Directo Total: 9.50

COSTOS INDIRECTOS

20% 1.90

Precio Unitario Total.....	11.40
-----------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 4,002
Código: 500005
Descrip.: ACERO EN PERFILERIA LAMINADO A-36
Unidad: kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	0.0200	0.00
101012	Soldadora	hora	1	1.80	0.0200	0.04
101019	Amoladora	hora	1	1.60	0.0200	0.03
Subtotal de Equipo:						0.07

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
200020	Perfiles	kg	1	1.19		1.19
201028	Suelda E7018	kg	0.1310	4.82		0.63
201029	Pintura anticorrosiva (Tipo cóndor o similar)	gl	0.0360	16.40		0.59
Subtotal de Materiales:						2.41

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
400001	técnico electro mecánico		2	3.45	0.0200	0.14
401001	E2 Peón		2	3.41	0.0200	0.14
Subtotal de Mano de Obra:						0.27

Costo Directo Total: 2.76

COSTOS INDIRECTOS

20% 0.55

Precio Unitario Total.....	3.31
-----------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 4,004
Código: 500007
Descrip.: TUBO CIRCULAR PARA BARANDAS
Unidad: kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	0.0800	0.02
101012	Soldadora	hora	1	1.80	0.0800	0.14
101019	Amoladora	hora	1	1.60	0.0800	0.13
Subtotal de Equipo:						0.29

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
200020	Tubo poste	kg	1	1.20		1.20
201028	Suelda E7018	kg	0.1310	4.82		0.63
201029	Pintura anticorrosiva (Tipo cóndor o similar)	gl	0.0360	16.40		0.59
Subtotal de Materiales:						2.42

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
400001	técnico electro mecánico		2	3.45	0.0200	0.14
401001	E2 Peón		2	3.41	0.0200	0.14
Subtotal de Mano de Obra:						0.27

Costo Directo Total: 2.99

COSTOS INDIRECTOS

20 0.60

Precio Unitario Total.....	3.58
-----------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 6,001
Código: 580035
Descrip.: SEÑALIZACION (Preventivas)
Unidad: U

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	1.0000	0.20
Subtotal de Equipo:						0.20

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201010	Ripio	m3	0.0800	20.00		1.60
201012	Cemento Portland	kg	20.0000	0.14		2.80
201013	Arena	m3	0.0800	20.00		1.60
201014	Agua	m3	0.0100	0.41		0.00
201632	Señal preventiva	u	1.0000	110.00		110.00
Subtotal de Materiales:						116.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
404001	C2 Maestro de obra		1	3.64	0.5000	1.82
401003	E2 Ayudante de albañil		1	3.41	1.0000	3.41
Subtotal de Mano de Obra:						5.23

Costo Directo Total: 121.43

COSTOS INDIRECTOS

15 % 18.21

Precio Unitario Total.....	139.64
-----------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 6,002
Código: 586015
Descrip.: SUMINISTRO E INSTALACION DE CINTA
Unidad: m

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	1.0000	0.20
Subtotal de Equipo:						0.20

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
201A0T	Cinta de Precaución	rollo, 200 m	1.0000	4.55		4.55
Subtotal de Materiales:						4.55

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
401001	E2 Peón		1	3.41	1.0000	3.41
403001	D2 Albañil		1	3.45	1.0000	3.45
Subtotal de Mano de Obra:						6.86

Costo Directo Total: 11.61

COSTOS INDIRECTOS

20% 2.32

Precio Unitario Total.....	13.93
-----------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

20-jul-17

Item: 6,003
Código: 587015
Descripción: SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE BOTIQUÍN
Unidad: U

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1	0.20	0.0200	0.00
Subtotal de Equipo:						0.00

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
	Botiquín de primeros auxilios	U	1	101.90		101.90
Subtotal de Materiales:						101.90

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Subtotal de Mano de Obra:						0.00

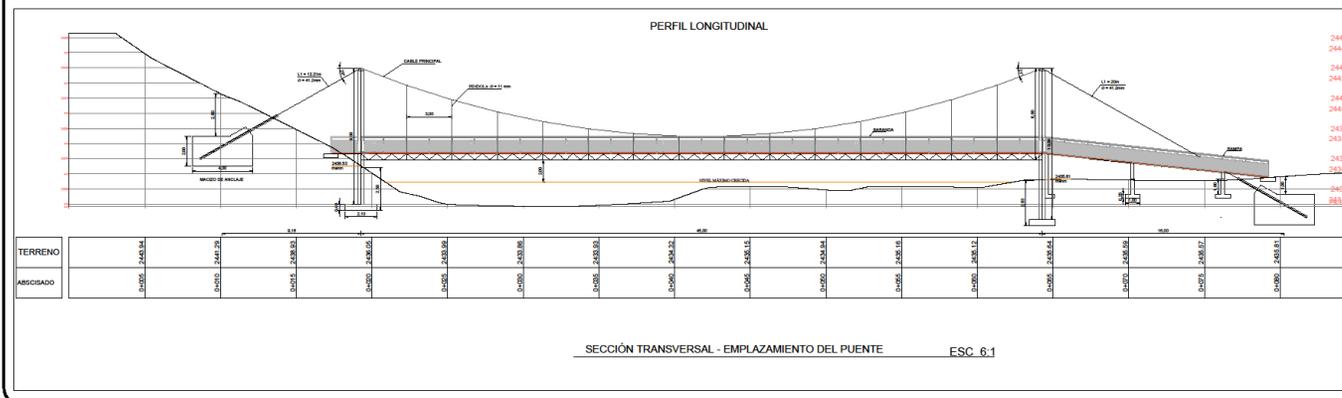
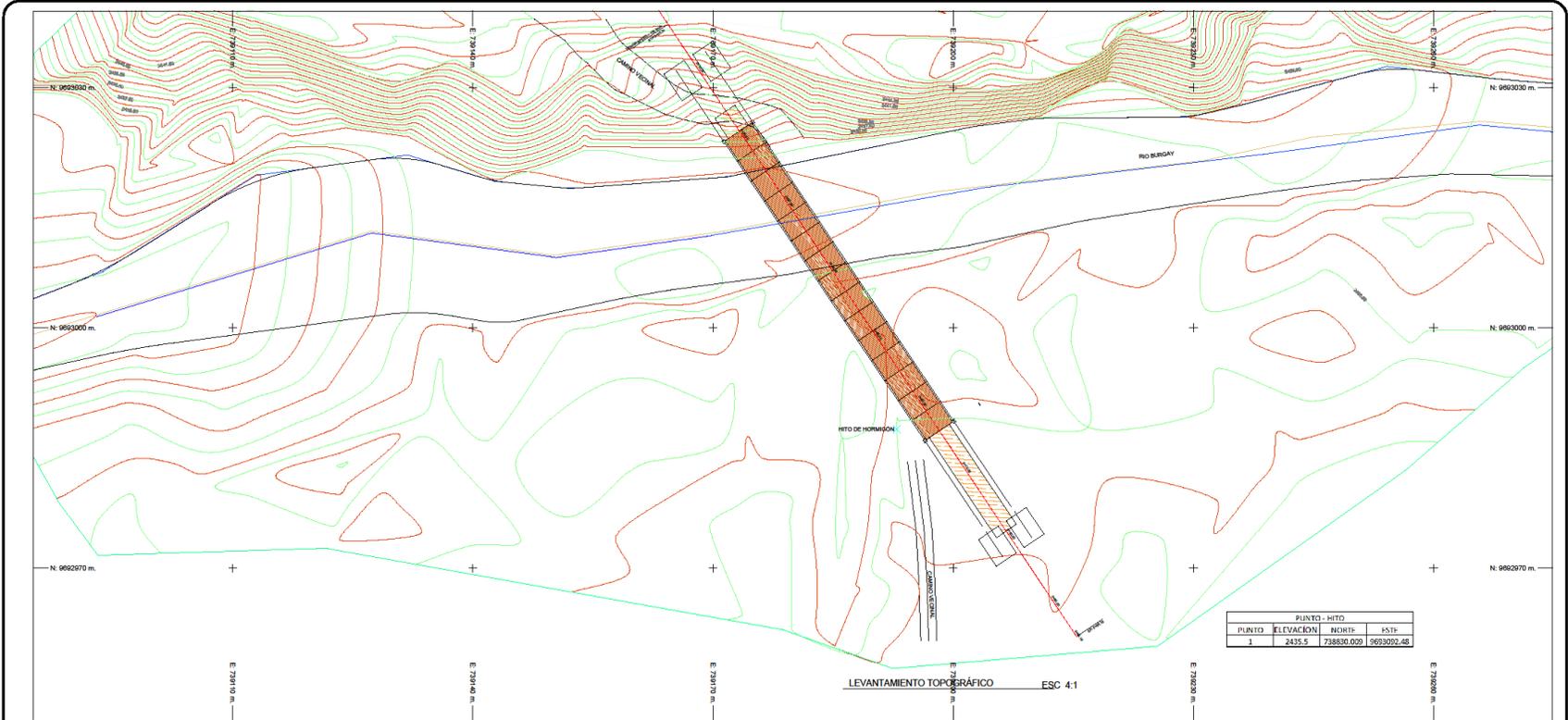
Costo Directo Total: 101.90

COSTOS INDIRECTOS

20% 20.38

Precio Unitario Total.....	122.28
-----------------------------------	---------------

ANEXO F
PLANOS CONSTRUCTIVOS



UBICACION

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE COLGANTE PEATONAL SOBRE EL RÍO BURGAY.

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

DIS: Darwin Pangel Cajllima
 DIB: Darwin Pangel Cajllima
 REV: Ing. Juan Medardo Sosa G.

Ing. Msc. Juan Medardo Sosa G.
 Director de Tesis

Darwin Vinicio Cajllima C.
 Asesor

CONTENIDO:

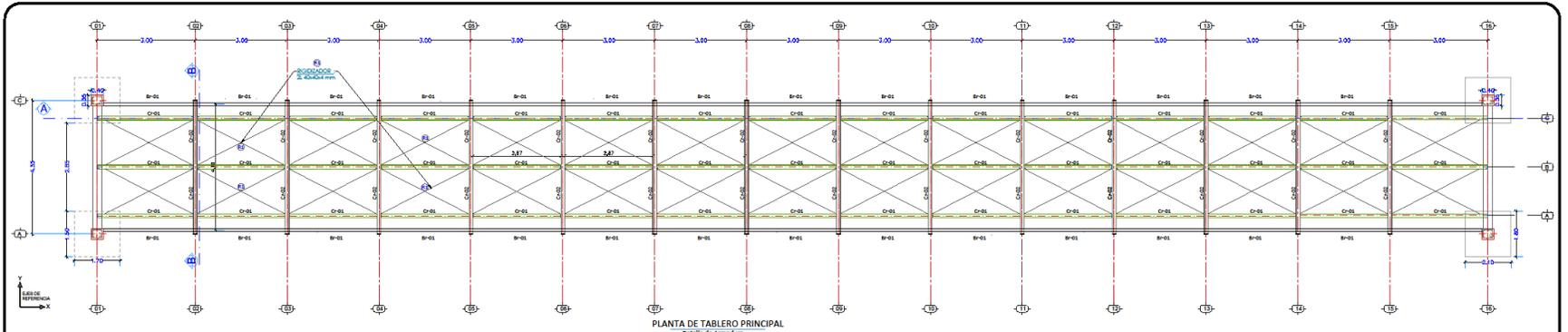
LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Sección Longitudinal

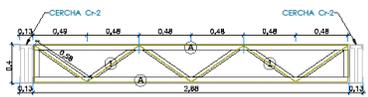
Emplazamiento del puente.

FECHA: 24/Julio/2017

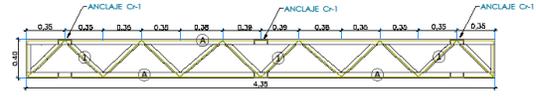
HOJA: 01 de 05



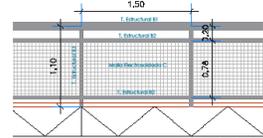
PLANTA DE TABLERO PRINCIPAL
Detalle de Armadura
Escala: 1:20



CERCHA LONGITUDINAL Cr-01
Acero Estructural
Geom. Global: 288x40x12.50 cm
Escala: 1:20



CERCHA TRANSVERSAL Cr-02
Acero Estructural
Geom. Global: 435x40x12.50 cm
Escala: 1:20



BARRANDA Br-01
Acero Estructural
Escala: 1:30

CUADRO DE ELEMENTOS

- (A) 1C 125x50x4 mm
- (1) 2L 40x40x4 mm
- (2) 1L 40x40x4 mm
- (3) 1 4" espesor 2mm
- (4) 1 3" espesor 3mm
- (5) 1 3" espesor 3mm
- (C) 1 R196 5mm x 10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
 ACI 318-14 (USA), National Design Specification for Wood Construction (NDS-Madera) y Código Andino. AWS D 100-2007 (LRFD) (USA), AWS/AISC 308-10 (LRFD) (USA), NEC 2015 (ECUADOR), NEC-DS-2014 (ECUADOR) Y AWS-89 (USA)

HORMIGONES:
 A) - Tamaño máximo del árido para fundiciones c= 30 mm
 B) - Hormigón después de 28 días de fabricado debe tener una resistencia a la compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

REFUERZO:
 A) - Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 B) - En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° ACI 318-14, Sección 25.4.2 (ganchos simétricos)
 C) - El primer estribo en vigas coladas a no más de 5 cm del elemento de apoyo
 D) - Los trapeos deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 25.5: "Empalmes..."
 E) - Recubrimiento del refuerzo, ACI 318-14 sección 20.6.1:
 - Losas: 2 cm; - Vigas: 3 cm; Columnas: 4 cm
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 8 cm

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERIA)
 A) - Acero estructural - perfiles metálicos que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (f_y) debe ser mayor igual a 250kg/cm².
 B) - Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36.

GEOLÓGIA Y SUELOS
 A) - Peso Específico Poro 1 = 2570kg/m³
 - Ángulo de fricción interna = 35°
 - Capacidad portante $\geq 2.39 \text{ kg/cm}^2$
 B) - Peso Específico Poro 2 = 2550kg/m³
 - Ángulo de fricción interna = 22°
 - Capacidad portante $\geq 1.5 \text{ kg/cm}^2$

OBSERVACIONES:
 Unidad de medida empleado:
 a) - Para la geometría de elementos y cotaciones se especifica en metros (m).
 b) - Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
 c) - Para algunas características de pesos se especifican en kilogramos (kg).

CUADRO DE PERFILES

Nombre	Tipo	Alto	Longitud	Peso	Módulo	Módulo
		(cm)	(m)	(kg/m)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
1	Cerch. (288x40x12.50)	435	6.00	5.64	403.7	403.7
2	Cerch. (435x40x12.50)	535	7.88	7.94	211	691.1
3	Cerch. (254x40x12.50)	435	8.87	8.60	272.2	272.2
4	Barra Armada (R196x5mm)	600	2.91	3.11	145.1	145.1

RESUMEN DE PERFILES

Tipo	Peso	Longitud	Módulo
(kg/m)	(m)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
Cerch. (288x40x12.50)	308.4	536.1	242.5
Cerch. (435x40x12.50)	627.1	627.1	542.5

CUADRO DE PERFILES FLEJO FEDONERO

Tipo	Descripción	L (m)	Area (cm ²)	Peso (kg/m)	Peso Total (kg)
1	Fl. 2x20x3	17.8	0.75	0.07	1.25
2	Fl. 2x20x3	6.00	0.75	0.07	0.42
3	Fl. 2x20x3	3.00	0.75	0.07	0.21

RESUMEN DE PERFILES

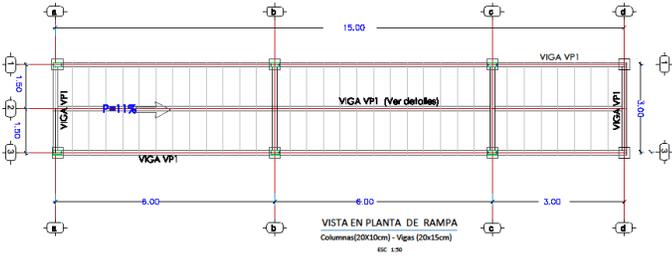
Tipo	Peso	Longitud	Módulo
(kg/m)	(m)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
Fl. 2x20x3	31.1	21.1	21.1
Fl. 2x20x3	42.0	42.0	42.0
Fl. 2x20x3	21.0	21.0	21.0

MANUAL ELECTROCODIFICADA

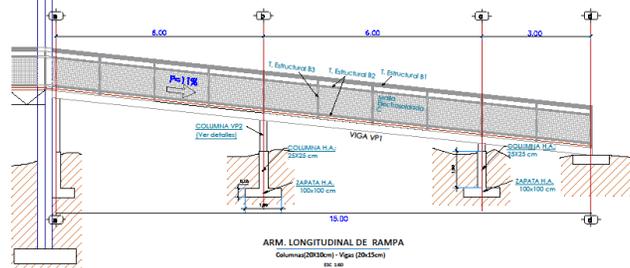
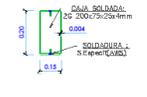
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	Peso (kg)	Peso Total (kg)
1	Fl. 2x20x3	m	17.8	1.25	1.25
2	Fl. 2x20x3	m	6.00	0.42	0.42
3	Fl. 2x20x3	m	3.00	0.21	0.21

TABLERO (MANERA) (Sección)

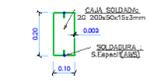
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	Peso (kg)	Peso Total (kg)
1	Fl. 2x20x3	m	17.8	1.25	1.25
2	Fl. 2x20x3	m	6.00	0.42	0.42
3	Fl. 2x20x3	m	3.00	0.21	0.21



DETALLE SECCIÓN VIGA VP1
Escala: 1:10



DETALLE SECCIÓN COLUMNA VP2
Escala: 1:10



CUADRO DE PERFILES

Nombre	Tipo	Alto	Longitud	Peso	Módulo	Módulo
		(cm)	(m)	(kg/m)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
1	Cerch. (20x15)	20	6.00	0.21	0.07	0.07
2	Cerch. (20x15)	20	2.91	0.21	0.07	0.07

RESUMEN DE PERFILES

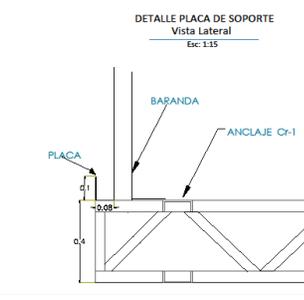
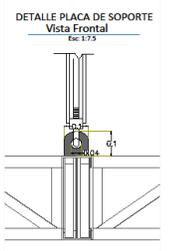
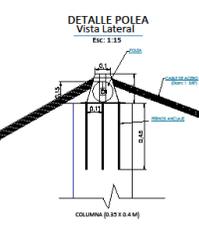
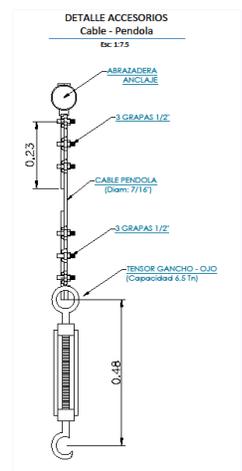
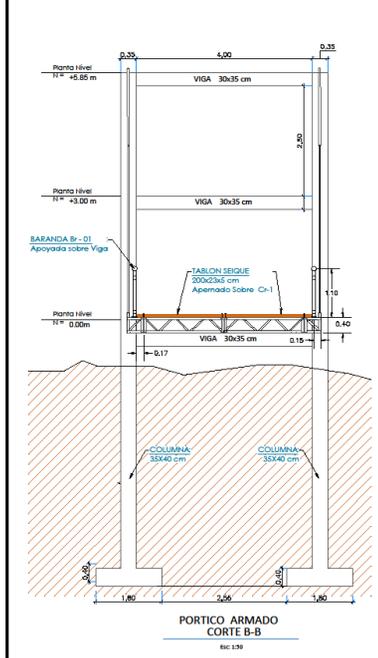
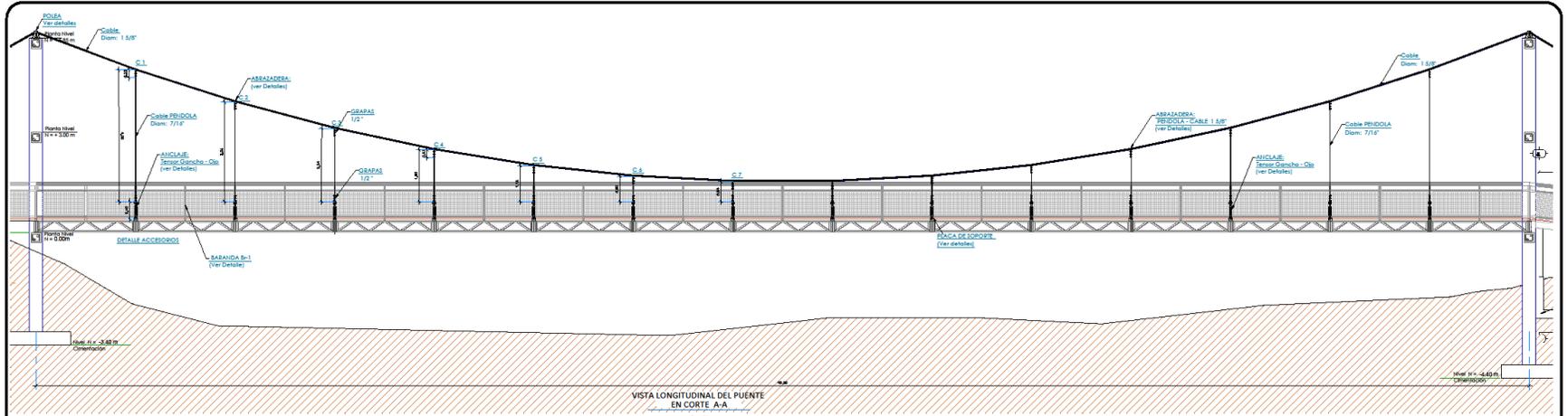
Tipo	Peso	Longitud	Módulo
(kg/m)	(m)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
Cerch. (20x15)	1.26	1.26	0.14
Cerch. (20x15)	0.61	0.61	0.07

RAMPA (MANERA) (Sección)

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	Peso (kg)	Peso Total (kg)
1	Fl. 2x20x3	m	17.8	1.25	1.25
2	Fl. 2x20x3	m	6.00	0.42	0.42
3	Fl. 2x20x3	m	3.00	0.21	0.21

PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE COLGANTE PEATONAL SOBRE EL RÍO BURGAY."

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
 ESCALA: Las indicadas
 OBSERVACIONES:
 DIS: Darwin Pangoi Cajima
 DR: Darwin Pangoi Cajima
 REV: Ing. Juan Mezaoro Soto G.
 Ing. Moa Juan Mezaoro Soto G.
 Director de tesis.
 Darwin Vinicio Pangoi C.
 Tesis
 CONTENIDO: PLANTA DEL TABLERO PRINCIPAL, RAMPA DE INGRESO Y/O SALIDA A PORTICO DERECHA, Detalles de Armadura y otros
 FECHA: 24/Julio/2017
 HOJA: 03 de 05



Detalle	Diámetro	Longitud	Material	Cantidad	Unid.	Peso (kg)	Peso total (kg)
C1	7/8"	0.46	A4-70	4	17.32	0.88	6.93
C2	1/2"	0.46	A4-70	4	10.59	0.46	3.64
C3	7/8"	0.46	A4-70	4	10.80	0.88	5.18
C4	1/2"	0.46	A4-70	4	10.20	0.46	3.68
C5	7/8"	0.46	A4-70	4	10.20	0.88	4.03
C6	7/8"	0.46	A4-70	4	5.31	0.88	2.72
C7	1/2"	0.46	A4-70	4	4.80	0.46	1.81

Detalle	Material	Longitud	Cantidad	Total (kg)	Peso (kg)	Peso total (kg)
Detalle Cable	1 1/2"	75.92	7	101.36	6.13	107.49

Detalle	Material	Cantidad
Tornillos	20	
Placas	100	
Anchetas	20	
Papas	4	

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
 ACI 318-14 (USA), National Design Specification for Wood Construction (NDS-Edición) y Código Andino, AISI S 100-2007 (LRFD) (USA), AWS/AISC 360-10 (LRFD) (USA), NEC 2015 (ECUADOR), NEC-15-2014 (ECUADOR) y AWS-98 (USA)

HORMIGONES
 A) - Tamaño máximo del árido para fundiciones $c = 30$ mm
 B) - Hormigón clasificado de 28 días de fabricación debe tener una resistencia a la compresión $f_{ck} = 210$ kg/cm²

REFUERZO
 A) - Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia $f_y = 4200$ kg/cm²
 B) - En refuerzo transversal andar con ganchos de 135° ACI 318-14, Sección 25.3.2 (ganchos máxicos)
 C) - El primer estribo en vigas colocar a no más de 2 cm del estribo de apoyo
 D) - Los traspases deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 25.5: "Empalmes."
 E) - Recubrimiento del refuerzo, ACI 318-14 sección 20.6.1:
 - Losas: 2 cm, - Vigas: 3 cm, Columnas: 4 cm
 - Concreto colocado directamente sobre el suelo: 8 cm

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERA)
 A) - Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la norma para acero ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (f_y) debe ser mayor igual a 250kg/cm²
 B) - Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para acero tipo ASTM A-36.

OBSERVACIONES
 Unidad de medida empleado:
 a) - Para la geometría de elementos y anotaciones se especifica en metros (m).
 b) - Detalle de barras de acero y otras se especifican en centímetros (cm).
 c) - Para algunos característicos de pesos se especifican en kilogramos (kg).

PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE COLGANTE FEATONAL SOBRE EL RÍO BURGAY."

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
 CENTRO FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCALA: Las indicadas

OBSERVACIONES:

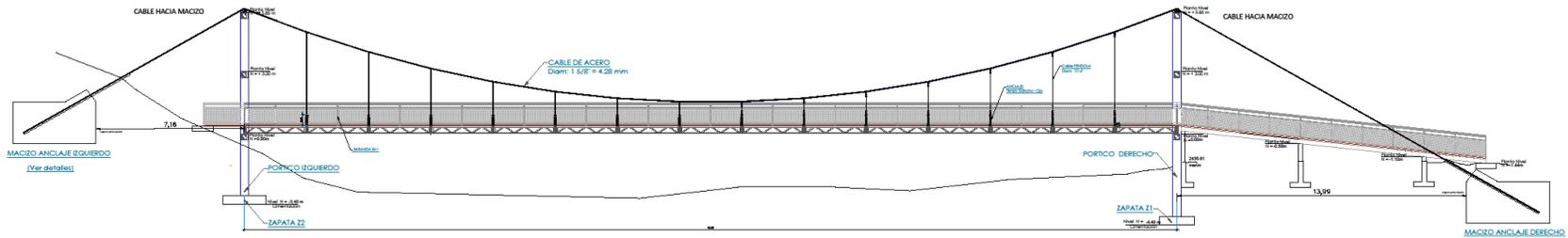
DES: Darwin Pangoi Cajilla
 DB: Darwin Pangoi Cajilla
 REV: Ing. Juan Medarzo Soto G.

Ing. Msc. Juan Medarzo Soto G.
 Director de tesis

Darwin Vinicio Pangoi C.
 Tesis

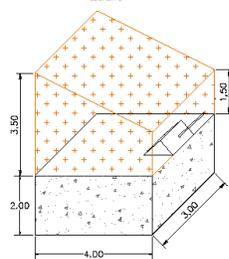
CONTENIDO: VISTA DE ARMADURA CORTE A - A
 CORTE B - B
 Detalles Cercha - Pendola

FECHA: 24 Julio/2017
 HOJA: 04 de 05

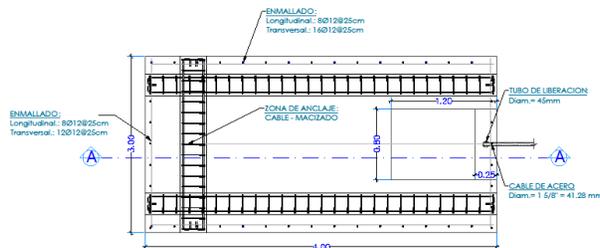
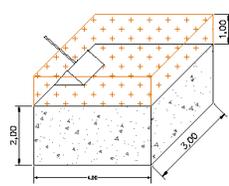


VISTA LONGITUDINAL TOTAL
Armadura General
Esc: 1:100

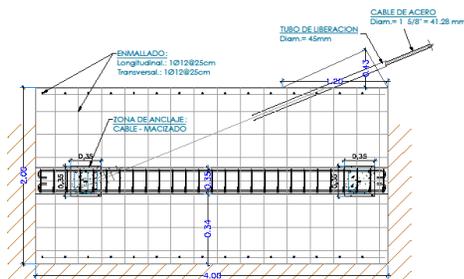
DETALLE MACIZO ANCLAJE IZQUIERDO
Esc: 1:75



DETALLE MACIZO ANCLAJE DERECHO
Esc: 1:75

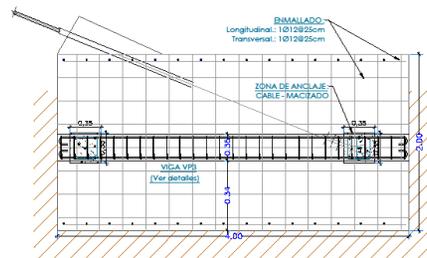


VISTA PLANTA MACIZO DE ANCLAJE
Armadura de refuerzo
Esc: 1:25



MACIZADO DE ANCLAJE IZQUIERDO
Corte A - A
Esc: 1:25

DETALLE VIGA VP3
Esc: 1:15



MACIZADO DE ANCLAJE DERECHO
Corte A - A
Esc: 1:25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), National Design Specification for Wood Construction (2005-Edici6n) y C6gido Andino, AISI S 100-2007 (LRFD) (USA), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) (USA), NEC 3015 (ECUADOR), NEC-15-2014 (ECUADOR) y AWS-98 (USA)

HORMIGONES
A) - Tama1o m1ximo del 6rido para fundaciones $= 30\text{ mm}$
B) - Hormig6n clasificado de 28 d1as de fabricaci6n debe tener una resistencia a la compresi6n $f_{c'} = 210\text{ kg/cm}^2$

REFUERZO

- A) - Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$
- B) - En refuerzo transversal andar con ganchos de 135' ACI 318 -14, Secci6n 25.3.2 (ganchos 6m1xicos)
- C) - El primer estribo en vigas colocar a no m1s de 0 cm del elemento de apoyo
- D) - Los traspases deben cumplir con el c6digo ACI 318-14 (USA), secci6n 25.5: "Empalmes..."
- E) - Recubrimiento del refuerzo, ACI 318-14 secci6n 20.6.1:
 - Losas: 2 cm; - Vigas: 3 cm; Columnas: 4 cm
 - Concreto colocado directamente sobre el suelo: 8 cm

ESTRUCTURA MET1LICA (PERFILERA)

- A) - Acero estructural - perfiles met1licos, que cumplan la norma para acero ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (f_y) debe ser mayor igual a 250kg/cm².
- B) - Juntas soldadas deber1n cumplir con las especificaciones del c6digo AWS. Para acero tipo ASTM A-36.

OBSERVACIONES

- Unidad de medida empleado:
- a) - Para la geometr1a de elementos y anotaciones se especifica en metros (m).
- b) - Detalle de barras de acero y otros se especifican en cent1metros (cm).
- c) - Para algunos caracter1sticos de pesos se especifican en kilogramos (kg).

PLANILLA DE BARRA MACIZO									
Ident	Dim	Tip	Cl	Di	Al	Al	Al	Al	Observaci6n
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	17	C	185	15	100	100	100	100	476.8
2	17	C	185	15	100	100	100	100	476.8
3	17	C	185	15	100	100	100	100	476.8
4	17	C	185	15	100	100	100	100	476.8
5	17	C	185	15	100	100	100	100	476.8
6	17	C	185	15	100	100	100	100	476.8
7	17	C	185	15	100	100	100	100	476.8
8	17	C	185	15	100	100	100	100	476.8
9	17	C	185	15	100	100	100	100	476.8
10	17	C	185	15	100	100	100	100	476.8

ARMADURA DE BARRA MACIZO				
Ident	Dim	Tip	Cl	Al
1	2	3	4	5
1	17	C	185	15
2	17	C	185	15
3	17	C	185	15
4	17	C	185	15
5	17	C	185	15
6	17	C	185	15
7	17	C	185	15
8	17	C	185	15
9	17	C	185	15
10	17	C	185	15

PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUNTE COLGANTE PEATONAL SOBRE EL RÍO BURGAY"

UNIVERSIDAD CATHOLICA DE CUENCA
COMITÉ FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

DES: Darwin Pangoj Cajilla
DB: Darwin Pangoj Cajilla
REV: Ing. Juan Medardo Soto G.

Ing. Msc. Juan Medardo Soto G.
Director de tesis

Darwin Vinicio Pangoj C.
Tesis

CONTENIDO:

PLANTA DE MACIZADO
CORTE A-A
Detalles de Armadura

FECHA:
24 Julio/2017

HOJA:
05 de 05

