



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“DISEÑOS DE FACTIBILIDAD DE UN PUENTE PEATONAL DE 160 M DE
LUZ EN EL MALECÓN 26 DE NOVIEMBRE DE LA CIUDAD DE DAULE”**

PROYECTO DE GRADO

Previo la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

Carlos Fernando Mendoza Cedeño

Christopher Marcelo Torres Solórzano

GUAYAQUIL - ECUADOR
2017

DEDICATORA

Dedico este proyecto a Dios por ser mi fortaleza espiritual, a mis padres por su apoyo en todo momento de mi carrera, a mi abuela que desde el cielo me protege y mientras estuvo conmigo siempre me brindó sus consejos durante toda mi vida, a mi familia porque son mi motivación para triunfar y a mis amigos por su ayuda brindada en estos años de estudio juntos.

Carlos Fernando Mendoza Cedeño

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mi madre por darme la motivación a lo largo de este proceso. A mi novia por su apoyo incondicional durante cada situación que tuve al frente de mi camino a cumplir mis metas. A mis amigos por su ayuda brindada.

Christopher Marcelo Torres Solórzano

AGRADECIMIENTO

A Dios que ha llenado de sabiduría nuestro camino. Al Ing. Miguel Ángel Chávez, PhD., por sus conocimientos y motivación compartida en todo el desarrollo del proyecto. A nuestros padres por todo el esfuerzo. A nuestros compañeros y profesores por su apoyo y colaboración en todos estos años de estudio.

Carlos Fernando Mendoza Cedeño

Christopher Marcelo Torres Solórzano

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

**PhD. Hugo Ernesto Egües Álava
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL**

**PhD. Miguel Ángel Chávez Moncayo
DIRECTOR DE MATERIA INTEGRADORA**

**MSc. Luis Enrique De Grau Vidal
MIEMBRO EVALUADOR**

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, nos corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma, a la Escuela Superior Politécnica Del Litoral”.

(Reglamento de Exámenes y Títulos Profesionales de la ESPOL)

Carlos Fernando Mendoza Cedeño

Christopher Marcelo Torres Solórzano

RESUMEN

El presente proyecto, detalla los diseños definitivos de un puente peatonal colgante sobre el río Daule, ubicado en la ciudad de Daule, provincia del Guayas. Debido a la carencia de una rápida comunicación entre la ciudad de Daule y el recinto Arenal, se justifica el planteamiento del proyecto. Se realizó un reconocimiento del lugar para determinar el sitio ideal para la ubicación del puente. Se propusieron tres alternativas de tipos de puente que consisten en; puente colgante, puente en arco y puente con vigas y losa. Se establecieron ocho factores de selección para diferentes tipos de puentes, se analizó cada factor en cada una de las alternativas en base a investigaciones realizadas. Se eligió la alternativa de puente colgante para la realización del proyecto. Una vez elegido el tipo de puente más viable, se procedió a diseñar todos los elementos que componen la estructura, basándonos en las normas y códigos establecidos en los diseños de puentes. Se determinó el análisis de impacto ambiental que el proyecto generaría, así mismo como sus actividades para la mitigación de estos impactos. Por último, se estimó el presupuesto final de la obra.

Palabras clave: Puente peatonal, río Daule, colgante, factores de selección.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORA	I
AGRADECIMIENTO	III
TRIBUNAL DE GRADUACIÓN	IV
DECLARACIÓN EXPRESA	V
RESUMEN	VI
ÍNDICE GENERAL.....	VII
ABREVIATURAS	XV
SIMBOLOGÍA	XVII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XXXII
ÍNDICE DE TABLAS	XXXV
CAPÍTULO 1	40
INTRODUCCIÓN	40
1.1 Descripción del problema	43
1.2 Objetivos.....	44
1.2.1 Objetivo General.....	44
1.2.2 Objetivos Específicos	44
1.3 Justificación del problema.....	45

CAPÍTULO 2.....	48
DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	48
2.1 Ubicación	49
2.2 Topografía	51
2.3 Geología	52
2.3.1 Llanura aluvial antigua.....	53
2.3.2 Llanura aluvial reciente.....	53
2.3.3 Geomorfología.....	54
CAPÍTULO 3.....	55
PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE PEATONAL.....	55
3.1 Alternativa 1: Puente Colgante	56
3.2 Alternativa 2: Puente en Arco	57
3.3 Alternativa 3: Puente con Vigas y Losa	59
3.4 Factores para la selección de un tipo de puente	61
3.4.1 Costo	61
3.4.2 Seguridad	63
3.4.3 Impacto Ambiental.....	63
3.4.4 Estética.....	65

3.4.5 Consideraciones constructivas y de montaje.....	65
3.4.6 Riesgo Sísmico.....	67
3.4.7 Condiciones Geotécnicas	68
3.4.8 Mantenimiento	69
3.5 Ponderaciones de los factores para la selección de un tipo de puente 70	
3.6 Análisis de factores para cada alternativa de tipos de puentes	71
3.6.1 Desarrollo de Alternativa 1: Puente Colgante	71
3.6.2 Desarrollo de Alternativa 2: Puente en Arco	84
3.6.3 Desarrollo de Alternativa 3: Puente con Vigas y Losa	94
3.7 Criterios para la selección de alternativa	103
3.8 Restricciones	105
3.9 Selección de la alternativa	106
3.10 Conclusiones del análisis de alternativas	108
CAPÍTULO 4.....	110
ESTUDIOS PARA EL DISEÑO	110
4.1 Estudios topográficos.....	111
4.2 Estudios Geotécnicos	113
4.2.1 Ensayos de suelo	117

4.2.2	Caracterización del material del lecho del río	119
4.3	Estudios hidrológicos	122
4.3.1	Método para calcular la crecida de diseño	123
4.3.2	Seguridad y Confiabilidad del Diseño	127
4.3.3	Riesgo del diseño	127
4.3.4	Periodo de retorno de diseño	128
4.3.5	Estudios de frecuencia	128
4.3.6	Resultados del estudio hidrológico	130
4.4	Estudios hidráulicos	136
4.4.1	Cota de máxima creciente	136
4.4.2	Estudios de socavación	137
4.5	Estudios de impacto ambiental	142
4.6	Aspectos geométricos.....	142
4.6.1	Sección transversal	142
4.6.2	Gálibo horizontal y vertical.....	143
4.6.3	Barandas	143
4.7	Estudios diseño sísmico	143
4.8	Cargas de viento.....	144
CAPÍTULO 5	149

PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.....	149
5.1 Tablero del puente.....	150
5.2 Largueros del puente.....	152
5.3 Viga transversal.....	155
5.4 Péndolas.....	156
5.5 Cable principal.....	158
5.5.1 Carga distribuida sobre el cable principal.....	158
5.5.2 Trayectoria del cable principal.....	158
5.6 Torres de sustentación.....	161
5.6.1 Diseño sísmico.....	161
5.6.2 Predimensionamiento de columnas.....	167
5.6.3 Predimensionamiento de Vigas.....	170
CAPÍTULO 6.....	177
MODELO ESTRUCTURAL EN EL SOFTWARE SAP2000 Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA.....	177
6.1 Modelo estructural en el software Sap2000.....	178
6.1.1 Definición de elementos.....	180
6.1.2 Estados de carga.....	181
6.1.3 Combinaciones de carga.....	181

6.1.4	Espectro de respuesta elástica.....	182
6.1.5	Control de vibraciones	183
6.1.6	Deflexiones máximas.....	184
6.2	Diseño de largueros y viga transversal	187
6.2.1	Diseño por flexión	187
6.2.2	Diseño por cortante	188
6.3	Diseño de péndolas	191
6.4	Diseño del cable principal.....	193
6.5	Diseño de vigas de las torres.....	194
6.5.1	Revisar dimensiones de sección	194
6.5.2	Refuerzo a flexión.....	201
6.5.3	Longitud de Anclaje del refuerzo a flexión	205
6.5.4	Diseño a cortante.....	206
6.5.5	Refuerzo a cortante	210
6.6	Diseño de columnas de las torres.....	212
6.6.1	Revisión de dimensiones de sección.....	213
6.6.2	Refuerzo Longitudinal Requerido	214
6.6.3	Criterio columna fuerte viga débil	215
6.6.4	Refuerzo transversal.....	217

6.6.5 Longitud de traslapes de refuerzo longitudinal	223
6.7 Diseño de la cimentación.....	225
6.7.1 Capacidad de carga.....	228
6.7.2 Diseño estructural losa de cimentación	229
6.7.3 Asentamientos.....	240
6.8 Diseño de anclajes	243
CAPÍTULO 7.....	251
ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	251
7.1 Descripción del aspecto físico del área de estudio.....	253
7.2 Descripción de la línea base.....	253
7.2.1 Componente Físico.....	253
7.2.2 Componente socioeconómico.....	256
7.2.3 Medio Biótico	258
7.3 Descripción de las actividades a evaluar.....	259
7.4 Metodología de evaluación de impacto ambiental	259
7.5 Plan de Manejo Ambiental.....	268
7.5.1 Plan de monitoreo ambiental	268
7.5.2 Plan de manejo de desechos sólidos y líquidos	270
7.5.3 Plan de educación ambiental y seguridad	274

7.5.4 Plan de contingencias.....	277
7.5.5 Plan de prevención y mitigación de impactos	278
CAPÍTULO 8.....	281
PRESUPUESTO.....	281
8.1 Factor de sobrecostos	282
8.2 Análisis de precios unitarios	282
8.3 Duración y cronograma del proyecto	285
CAPÍTULO 9.....	286
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	286
CONCLUSIONES	287
RECOMENDACIONES.....	291

ANEXOS

BIBLIOGRAFÍA

ABREVIATURAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
D	Duración
E	Extensión
EIA	Estudio de Impacto Ambiental
ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
I	Intensidad
LRFD	Load and Resistance Factor Design
M	Magnitud
NAME	Nivel de Agua Máximo Extraordinario
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción

NEC:SE:HM	Norma Ecuatoriana de la Construcción para Estructuras de Hormigón Armado
PGA	Peak Ground Acceleration
Rg	Riesgo
Rv	Reversibilidad
SC	Sobre Consolidado
SPT	Standard Penetration Test (Prueba de Penetración Estándar)
SUCS	Sistema unificado de Clasificación de Suelos
VIA	Valoración de Impacto Ambiental

SIMBOLOGÍA

$\sum M_R$	Sumatoria de momentos de las fuerzas que resisten el volcamiento
$\sum M_v$	Sumatoria de momentos de las fuerzas de volcamiento
A	Área de la sección en la ecuación de Manning
A_c	Área de la sección transversal de la columna
A_{ch}	Área de la sección transversal, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal
A_g	Área gruesa de la sección de una columna de hormigón
A_s	Acero de refuerzo a flexión. Área total de acero de refuerzo longitudinal requerido en una columna de hormigón
$A_{s_{\min}}$	Acero de refuerzo a flexión mínimo
$A_{s_{\text{disp}}}$	Área total de acero de refuerzo longitudinal colocado en una columna de hormigón

A_{tr}	Área transversal de estribos
A_v	Área de la varilla de refuerzo transversal
b	Dimensión de una columna cuadrada. Ancho transversal de la cimentación. Ancho de perfiles tubulares de acero
b_w	Ancho del alma de la sección. Ancho de vigas
C	Cohesión del suelo en la ecuación de Brich - Jansen
C_e	Coeficiente de entorno-altura
C_f	Coeficiente de forma
cm	Centímetros
cm^2	Centímetros cuadrados
cm^3	Centímetro cúbico
C_t	Coeficiente que depende del sistema estructural
C_v	Coeficiente de variación
d	Peralte de vigas. Profundidad efectiva de losa de cimentación

d_b	Diámetro de varillas de refuerzo longitudinales
DE	Diámetro exterior
Df	Nivel de desplante de la cimentación
DI	Diámetro interior
d_i	Diámetro de la abertura de un tamiz
d_m	Diámetro medio de partículas de suelo
E_b	Factor de inclinación de la carga actuante en la ecuación de Brich - Jansen
E_p	Empuje pasivo en KN/m
E_s	Módulo elástico del acero
f	Factor que considera el peso propio de un elemento que trabaja a flexión. Frecuencia fundamental de la estructura. Flecha del cable del puente
f'_c	Resistencia a la compresión del hormigón
F_D	Factor de duración
F_E	Factor de extensión

F_I	Factor de intensidad
F_M	Factor de magnitud
F_{RG}	Factor de riesgo
F_{RV}	Factor de reversibilidad
$F_{S_{\text{volteo}}}$	Factor de seguridad por volteo
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
g	Coeficiente de asimetría
g_b	Factor de inclinación del terreno en la ecuación de Brich - Jansen
g_d	Factor de inclinación del terreno en la ecuación de Brich - Jansen
g_e	Factor de inclinación del terreno en la ecuación de Brich - Jansen
g_r	Gramos
h	Altura de elementos estructurales
H	Tensión mínima en el cable principal

H_0	Tirante no socavado
H_a	Hectáreas
h_c	Dimensión del núcleo de la columna, medido desde el centro de refuerzo de confinamiento
H_s	Tirante socavado
H_z	Hertzios
I	Inercia
i_d	Factor de inclinación de la carga actuante en la ecuación de Brich - Jansen
i_e	Factor de inclinación de la carga actuante en la ecuación de Brich - Jansen
IL	Índice de liquidez
IP	Índice plástico
j_d	Distancia entre las fuerzas de tensión y compresión que se originan
Kg	Kilogramos

Kg/cm^2	Kilogramos por centímetro cuadrado
Kg/m^2	Kilogramo por metro cuadrado
Kg/m^3	Kilogramo por metro cúbico
Kg-cm	Kilogramos centímetro
Kg-m	Kilogramos metro
Kips	Kilopondios
Km	Kilómetro
Km^2	Kilómetro cuadrado
Ksi	Kilo libras por pulgada cuadrada
L	Separación entre las torres del puente
l_d	Longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas
l_{dh}	Longitud de desarrollo de varillas
LL	Límite líquido
l_n	Luz libre medida entre caras de apoyo

m	Metros
m.s.n.m.	Metros sobre el nivel del mar
m ²	Metros cuadrados
mm	Milímetros
M _{máx}	Momento máximo de un elemento a flexión
M _n	Resistencia nominal a la flexión en la sección
MN	Mega Newtons
MN/m ²	Mega Newtons por metro cuadrado
M _{nb}	Momento resistente nominal a flexión en las vigas que llegan al nudo
M _{nc}	Momento nominal a flexión en columnas que llegan al nudo
M _p	Momento plástico
M _u	Momento mayorado en la sección
M _u	Momento último
M _u ⁻	Momento último negativo en el apoyo

M_u^+	Momento último positivo en el apoyo
N	Coeficiente de fricción de Manning
n	Número de años en la ecuación para el cálculo del riesgo de falla
n	Número de estribos
N_b	Coeficiente dependiente del ángulo de rozamiento interno en la ecuación de Brich - Jansen
N_d	Coeficiente dependiente del ángulo de rozamiento interno en la ecuación de Brich - Jansen
N_e	Coeficiente dependiente del ángulo de rozamiento interno en la ecuación de Brich - Jansen
N_u	Carga axial mínima en la columna, obtenida del análisis estructural.
\emptyset	Factor de reducción de resistencia para secciones controladas por tracción
\emptyset	Factor de reducción
$\emptyset M_n$	Momento resistente de diseño

p	Probabilidad de exceder cierto umbral de una distribución
P	Perímetro mojado de la sección en la ecuación de Manning
P	Presión del viento
ϕ_b	Coeficiente de reducción de la resistencia a flexión
P_i	Porcentaje retenido en un tamiz determinado
P_i	Carga axial de servicio en columna en nivel i
ϕ_v	Coeficiente de reducción de la resistencia al corte
Q	Caudal de la ecuación de Manning
q	Probabilidad de no exceder cierto umbral de una distribución
q_{adm}	Capacidad de carga admisible de la cimentación
$Q_{m\acute{a}x}$	Caudal máximo histórico
q_{pp}	Peso propio de un elemento
q_T	Carga lineal distribuida

q_{ult}	Capacidad de carga última de la cimentación
R	Riesgo de falla
R_{Ea}	Resultante del empuje activo en KN
R_{Ep}	Resultante del empuje pasivo en KN
s	Separación de estribos
s	Desviación estándar
S	Pendiente del cauce en la ecuación de Manning
s	Ancho de influencia de la carga sobre un elemento que trabaja a flexión
S	Módulo resistente de la sección transversal que resiste la flexión
s	Espaciamiento del refuerzo transversal en columnas de hormigón
Sa	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad
S _b	Factor de forma en la ecuación de Brich - Jansen

S_d	Factor de forma en la ecuación de Brich - Jansen
S_e	Factor de forma en la ecuación de Brich - Jansen
S_{eff}	Módulo de sección efectiva de elementos que trabajan a flexión
T	Periodo de retorno
T	Tensión máxima en el cable principal
t	Espesor de perfiles tubulares de acero
T	Periodo fundamental de la estructura
T	Tensión máxima en el cable en KN
Ton	Toneladas
U	Cargas factorizadas en columnas
V	Velocidad del cauce
V	Velocidad instantánea máxima del viento
V_b	Velocidad corregida del viento
V_c	Resistencia al corte del hormigón

V_e	Fuerza cortante de diseño
V_{EQ}	Fuerza cortante por sismo
V_g	Fuerza cortante por cargas gravitacionales
V_n	Resistencia al cortante de elementos que trabajan a flexión
V_s	Velocidad crítica de socavación
V_s	Resistencia al cortante del acero
$V_{x,y}$	Cortante basal de diseño en las direcciones x e y
W	Carga distribuida en el cable principal
W	Peso de la estructura de apoyo
w	Índice del refuerzo a tracción
w	Humedad
W	Peso del bloque de anclaje en KN
W_D	Carga muerta
$W_{efectivo}$	Peso sísmico efectivo

w_L	Carga viva peatonal
w_T	Carga de trabajo
x	Exponente que depende de d_m en la ecuación de Lischtvan Lebediev
X	Abscisa del cable principal
\bar{x}	Media
Y	Ordenada del cable principal
z	Variable estandarizada de la distribución normal
α	Coficiente de aproximación de momentos para distribuciones probabilísticas
α	Factor de crecientes
α	Factor que considera la posición de la columna
α	Factor de ubicación de reforzamientos
β	Coficiente de aproximación de momentos para distribuciones probabilísticas
β	Factor de recubrimiento

γ	Factor de tamaño de reforzamiento
γ	Peso específico del suelo
γ_{mezcla}	Peso específico de la mezcla agua-sedimento en Ton/m ³
δ	Factor de concreto con agregado liviano
Δ_a	Deflexión permisible
$\Delta_{m\acute{a}x}$	Deflexión máxima
θ	Ángulo que forma el cable con la horizontal en grados
λ	Coficiente que depende del periodo de retorno en la ecuación de Lischtvan Lebediev
μ_x	Coficiente dependiente del número de datos para distribución Gumbel Tipo I
ρ	Cuantía de acero de refuerzo en una sección
ρ	Densidad del aire
σ	Coficiente de corrección para la velocidad del viento
σ_t	Resistencia a la tensión del acero

σ_x	Coeficiente dependiente del número de datos para distribución Gumbel Tipo I
σ_y	Esfuerzo admisible a flexión del acero
ϕ	Coeficiente que depende de γ_{mezcla}

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Forma de cruzar el río en la actualidad.....	43
Figura 1.2	Vista aérea de la franja del malecón.....	47
Figura 2.1	Ubicación geográfica del cantón Daule.....	50
Figura 2.2	Ubicación del puente colgante propuesto.	51
Figura 2.3	Geomorfología del cantón Daule.	54
Figura 3.1	Colapso del puente Narrows en Tacoma.....	57
Figura 3.2	Puente peatonal en la ciudad de Vines.	59
Figura 3.3	Puente peatonal con vigas y losa en la Vía Perimetral.	61
Figura 3.4	Comparación de costos de los puentes en función de las luces.	73
Figura 4.1	Levantamiento topográfico del malecón de Daule.	112
Figura 4.2	Batimetría realizada con cinta y canoa.	112
Figura 4.3	Perfil del río en la sección de estudio.....	113
Figura 4.4	Ubicación de las perforaciones en el malecón de Daule.....	114
Figura 4.5	Ejecución del ensayo SPT-P2.....	116
Figura 4.6	Caracterización estratigráfica de sondeo geotécnico SPT-P2. .	117
Figura 4.7	Resultados de los ensayos SPT en la zona del malecón.....	118
Figura 4.8	Propiedades del suelo obtenidas del ensayo SPT.....	119
Figura 4.9	Muestras del suelo de las orillas del río.	120
Figura 4.10	Curva granulométrica del material del río.	121
Figura 4.11	Datos crudos de Caudal estación H365.....	125

Figura 4.12 Caudales máximos anuales de la serie de datos entre 1982 a 2015.....	127
Figura 4.13 Perfil del río antes y después del fenómeno de socavación. ..	141
Figura 5.1 Modelamiento de la viga transversal en el Software Sap2000..	155
Figura 5.2 Diagrama de momento flector de la viga transversal.	156
Figura 5.3 Fuerza de tensión generada en las péndolas.	157
Figura 5.4 Espectros de respuesta de diseño.	163
Figura 5.5 Comportamiento de un pórtico ante cargas laterales.....	171
Figura 6.1 Vista de la estructura en 3D en el software Sap2000.	178
Figura 6.2 Acercamiento de la vista en 3D.	179
Figura 6.3 Vista de los pórticos de las torres y de la sección del puente. ..	179
Figura 6.4 Vista típica en planta de los elementos del tablero del puente. 180	
Figura 6.5 Sección típica del puente.	180
Figura 6.6 Estados de carga definidos en Sap2000.....	181
Figura 6.7 Combinaciones de carga ingresadas al software.....	182
Figura 6.8 Espectro de respuesta elástico creado en el software Sap2000.	183
Figura 6.9 Periodo y frecuencia fundamental del puente colgante.....	184
Figura 6.10 Deflexión máxima debido a carga viva peatonal en los largueros.	185
Figura 6.11 Deflexión máxima debido a carga viva peatonal en la viga transversal.	186

Figura 6.12 Perfil para los largueros.	190
Figura 6.13 Perfil para la viga transversal.	191
Figura 6.14 Fuerza de tensión generada en las péndolas.	192
Figura 6.15 Fuerza de tensión generada en el cable principal.	193
Figura 6.16 Momentos actuantes en las vigas del pórtico.	201
Figura 6.17 Diagramas de interacción de columnas del pórtico.	216
Figura 6.18 Modelo 3D con la estratigrafía.	228
Figura 6.19 Implantación losa de cimentación.	230
Figura 6.20 Modelo estructural de la losa de cimentación.	235
Figura 6.21 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa de cimentación.	235
Figura 6.22 Diagrama de momentos flectores de la losa de cimentación. .	235
Figura 6.23 Determinación de b_0 para columnas centrales.	237
Figura 6.24 Ángulo formado por el cable y la torre.	243
Figura 6.25 Disposición de los anclajes.	244
Figura 6.26 Fuerzas que actúan en el dado de anclaje.	245
Figura 6.27 Macizo de anclaje con diente o talón.	246

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Formaciones geológicas presentes en la ciudad.....	53
Tabla II. Escala de valoración de factores de selección de puente.	70
Tabla III. Valoración puente colgante	83
Tabla IV. Valoración puente en arco.	94
Tabla V. Valoración puente con vigas y losa.....	102
Tabla VI. Comparación de valoración de las alternativas.....	104
Tabla VII. Valoración total de las alternativas.....	104
Tabla VIII. Resultados del ensayo de granulometría del material del río....	120
Tabla IX. Parámetros del suelo obtenidos.....	122
Tabla X. Caudales anuales máximos de la estación H365.....	126
Tabla XI. Periodo de retorno para distintas vida útil y riesgo de falla.	128
Tabla XII. Funciones de densidad y probabilidad acumulada.	129
Tabla XIII. Estimación de parámetros por método de los momentos.	129
Tabla XIV. Parámetros α y β de los modelos probabilísticos.....	130
Tabla XV. Parámetros de la distribución Gumbel.....	131
Tabla XVI. Probabilidades de la distribución Normal.....	133
Tabla XVII. Caudales máximos estimados con diferentes funciones de distribución.....	135
Tabla XVIII. Caudal estimado para la cota del fenómeno "El Niño".....	137

Tabla XIX. Datos para calcular la socavación general de la sección de estudio.	138
Tabla XX. Cálculo de profundidad de socavación en la sección de estudio.	140
Tabla XXI. Coeficiente de corrección σ	145
Tabla XXII. Determinación del factor de forma.	146
Tabla XXIII. Determinación simplificada del factor de forma.	147
Tabla XXIV. Espesores comerciales de planchas antideslizantes IPAC. ...	150
Tabla XXV. Estimación de carga muerta.	152
Tabla XXVI. Valores para el espectro de respuesta elástico e inelástico. ..	163
Tabla XXVII. Periodo fundamental en X e Y.	165
Tabla XXVIII. Aceleración espectral.	165
Tabla XXIX. Valores de k para la distribución vertical de fuerzas sísmicas.	167
Tabla XXX. Distribución de fuerzas sísmicas.	167
Tabla XXXI. Cargas axiales actuantes en columnas.	168
Tabla XXXII. Secciones de columnas.	170
Tabla XXXIII. Fuerzas Laterales en pórtico de torres de sustentación.	172
Tabla XXXIV. Fuerzas cortantes en Vigas de cada entrepiso.	172
Tabla XXXV. Momentos por fuerzas laterales.	173
Tabla XXXVI. Momentos en cara de columnas por fuerzas laterales.	174
Tabla XXXVII. Secciones de vigas de torres de sustentación.	176

Tabla XXXVIII. Revisión de deflexiones máximas en largueros y viga transversal.	186
Tabla XXXIX. Elementos seleccionados en el pre diseño.	189
Tabla XL. Relaciones ancho-espesor de largueros y viga transversal.	189
Tabla XLI. Revisión de la resistencia a flexión de los elementos.	190
Tabla XLII. Revisión de la resistencia al corte de los elementos.	190
Tabla XLIII. Momentos últimos en vigas obtenidos de SAP2000.	201
Tabla XLIV. Acero de refuerzo a flexión mínimo para vigas.	202
Tabla XLV. Acero de refuerzo a flexión de vigas.	203
Tabla XLVI. Revisión de $\phi M_n > M_u$	204
Tabla XLVII. Momentos correspondientes a resistencia probable M_{pr}	207
Tabla XLVIII. Fuerza cortante última en vigas.	208
Tabla XLIX. Fuerzas cortantes proporcionadas por el acero en vigas.	210
Tabla L. Separación de estribos en vigas.	211
Tabla LI. Separación máxima de estribos.	211
Tabla LII. Revisión de $P_u > A_g f'_c 10$ en columnas.	213
Tabla LIII. Revisión de $b > 30$ cm en columnas.	213
Tabla LIV. Revisión de $b_1/b_2 > 0.4$ en columnas.	214
Tabla LV. Acero de refuerzo longitudinal en columnas.	215
Tabla LVI. Criterio columna fuerte viga débil.	217
Tabla LVII. Longitud del refuerzo de confinamiento en columnas.	218
Tabla LVIII. Separación del refuerzo de confinamiento en columnas.	219

Tabla LIX. Área de sección transversal de estribos en columnas.	220
Tabla LX. Cortante en columnas según Diagrama de Interacción.	221
Tabla LXI. Momentos en columnas según el diseño de vigas.....	221
Tabla LXII. Fuerza cortante última de diseño.	222
Tabla LXIII. Resistencia al cortante del concreto en columnas.	222
Tabla LXIV. Comprobación de solicitaciones de fuerzas cortantes.....	223
Tabla LXV. Longitud de traslapes de refuerzo longitudinal.	225
Tabla LXVI. Presión del suelo debajo de la losa de cimentación.	232
Tabla LXVII. Factor de modificación de cargas de columnas.....	234
Tabla LXVIII. Resultados de dimensiones del macizo.....	247
Tabla LXIX. Momentos por fuerzas de volcamiento.	249
Tabla LXX. Momentos por fuerzas que resisten el volcamiento.....	249
Tabla LXXI. Escala de valoración de la intensidad de los impactos ambientales.....	260
Tabla LXXII. Escala de valoración de la extensión de los impactos ambientales.....	261
Tabla LXXIII. Escala de valoración de la duración de los impactos ambientales.	261
Tabla LXXIV. Escala de valoración de la reversibilidad de los impactos ambientales.....	263
Tabla LXXV. Escala de valoración del riesgo de los impactos ambientales.	263

Tabla LXXVI. Escala de valoración del rango de los impactos ambientales.	264
Tabla LXXVII. Matriz magnitud.....	265
Tabla LXXVIII. Matriz de valoración de impacto ambiental (VIA).	266
Tabla LXXIX. Matriz rango de la matriz VIA.	267
Tabla LXXX. Presupuesto general del proyecto.....	283
Tabla LXXXI. Porcentaje de participación de cada fase del proyecto.	285

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Muchos de los pueblos del Ecuador, realizan su desarrollo económico en base a la producción de distintos productos que se cosechan en cada sitio de nuestro país. Las actividades de agricultura, ganadería, pesca, entre otras; son muy importantes para el desarrollo del país. Debido a que proporcionan el total abastecimiento que la población necesita para su alimentación, de igual manera gran parte de la producción es destinada a exportaciones hacia diferentes países del mundo, convirtiendo al Ecuador en uno de los principales exportadores de productos a nivel mundial.

Sin embargo, toda la comercialización que se genera en los distintos sitios del país debe estar asociada mediante vías de comunicación que conecten a los pueblos entre sí. En muchas ocasiones existen obstáculos naturales (ríos o quebradas) o artificiales, que no permiten el continuo comercio entre dos sitios cercanos.

Por ello los puentes se han vuelto fundamentales si se trata de conectar dos sitios, éstas, son estructuras que permiten cruzar los obstáculos antes mencionados, su finalidad es permitir la circulación del comercio, transporte de mercancías, traslado de un sitio a otro. Dependiendo del obstáculo que cruzan, reciben nombres particulares como viaductos, acueductos, pasos elevados, pasos peatonales, etc.

Daule, un cantón del Guayas, localizado en la parte sur de la cuenca del río Guayas; posee una de las producciones agrícolas más importantes del país, caracterizado especialmente por su gran potencial en la producción de arroz, lo convierten en un sitio con un alto grado de comercio con ciudades muy importantes del país como Guayaquil y Quito.

Es importante que todos los sitios del cantón tengan fácil acceso a las actividades que se realizan en la ciudad de Daule; situación que no ocurre con el recinto Arenal, localizado en la ribera opuesta del Río Daule, frente a la cabecera cantonal con una población aproximada de 326 habitantes. No es sencillo el acceso hacia el recinto, debido a que no existe ningún puente que permita el traslado rápido; por esa situación los pobladores de este recinto se ven obligados a utilizar canoas para el transporte de un lado a otro.

Este proyecto comprende el diseño estructural de un puente peatonal, que permita la comunicación rápida entre los dos sitios antes mencionados. Se plantearán distintas alternativas de construcción del puente peatonal, para de esta manera elegir la alternativa más viable en cuanto a su construcción, economía, impacto ambiental, entre otros aspectos que se toman en cuenta al momento de realizar una obra de este tipo.

1.1 Descripción del problema

El cantón Daule está experimentando un desarrollo económico, urbanístico y social a una tasa muy alta. Gran parte de la población del recinto Arenal ubicado frente a las orillas del Malecón de Daule, realiza sus actividades en la cabecera cantonal a diario. Estudiantes, amas de casa, padres de familia y comerciantes en general cruzan el río Daule para dirigirse a la ciudad en canoa debido a la ausencia de una estructura que permita el traslado a ambos lugares.

El embarque en las canoas es complicado ya que en varios puntos de traslado no hay escalinatas y el descenso en las orillas es muy inclinado generando inconvenientes sobre todo a las mujeres con niños en brazos o adultos de avanzada edad, sin ser menos importantes, los riesgos de navegar en una embarcación llena con riesgos de colapsar.



Figura 1.1 Forma de cruzar el río en la actualidad.

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

- Diseñar estructuralmente un puente peatonal metálico sobre el río Daule en el malecón de la Cabecera Cantonal de Daule, Guayas, Ecuador.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Recolectar información de estudios geotécnicos realizados en el área de influencia de nuestro proyecto.
- Seleccionar los lugares más adecuados para la implantación de los estribos del puente.
- Proponer tres alternativas respecto al tipo de puente que se pueda emplear en el proyecto.
- Determinar los factores a considerar para la selección de un tipo de puente ideal.
- Distinguir la alternativa que presente los mayores beneficios respecto a costos, diseño estructural, impacto ambiental, que sustenten la selección del lugar de implantación y dimensiones del puente.
- Diseñar el puente fundamentándose en las normas NEC 2015, NEVI 2012 y ASSHTO.
- Modelar la estructura del puente en el software SAP 2000 para el respectivo análisis estructural.

- Diseñar y modelar la cimentación con la ayuda del software SAFE V14.
- Reproducir en planos estructurales los diseños finales del proyecto mediante el software AutoCAD.
- Elaborar el Análisis de Precios Unitarios del proyecto para la determinación del presupuesto.
- Realizar un plan de manejo ambiental y mitigación de impactos de la alternativa seleccionada.

1.3 Justificación del problema

Un puente es un elemento fundamental en el sistema de transportación debido a tres razones: controla la capacidad del sistema; tiene el costo más alto por Km del sistema y si el puente falla, el sistema falla. Los puentes tienen el propósito principal de comunicar, así mismo permiten el flujo de mercancías, transporte de personas; nos ayudan a crecer económica y culturalmente y permiten siempre una retroalimentación.

En conocimiento de estas razones; se vuelve indispensable la construcción de puentes, especialmente en poblaciones de escasos recursos como en el recinto Arenal, ya que la construcción de una obra así ayudará al desarrollo de la civilización.

Los beneficios de la ejecución de este proyecto son los siguientes: (1) mejora la movilidad inter-cantonal, (2) seguridad de transporte continuo a los pobladores al no tener que cruzar en canoas el río, (3) comunicación continua y rápida entre los habitantes del recinto Arenal y la cabecera cantonal de Daule, así de esta manera se genera el desarrollo económico de ambos sitios a partir de distintos efectos colaterales que se originan con el proyecto.

El progreso del recinto se ha visto condicionado en gran mayoría por la carencia de servicios básicos en el lugar, la falta de planificación de las autoridades, poca visión técnica para la ejecución de proyectos que generen el desarrollo social; son limitantes que se han presentado en el transcurso de los años. La construcción de un puente peatonal que comunique al recinto con la ciudad debe ser una de las prioridades que se manejen dentro de la administración de las autoridades competentes del cantón Daule.

El diseño que se propondrá involucra una serie de estudios que deben realizarse en el sitio, con el fin de poder obtener la solución más viable al problema propuesto. Se establecerán requerimientos sísmicos, hidrológicos, hidráulicos, viales, entre otros, que el proyecto deberá cumplir a cabalidad, para obtener un puente peatonal con las suficientes garantías

que las normas lo establecen. Desarrollando de esta manera una estructura completamente funcional, segura y económica.



Figura 1.2 Vista aérea de la franja del malecón.
Fuente: C.P.R. Asociados, 2016.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

En esta sección se describirán aspectos físicos tales como ubicación, topografía, geología, hidrología y geotécnica del lugar donde se propondrá el diseño del puente peatonal.

2.1 Ubicación

El área donde se desarrollará el proyecto es en el cantón Daule, específicamente en su cabecera cantonal Daule; a las orillas del río del mismo nombre, en el lado opuesto se localiza el recinto Arenal, éstos dos sitios son los que se beneficiarían con el proyecto presentado.

El Cantón Daule está ubicado en la parte central de la provincia del Guayas, y rodeado por el río Daule, limita al:

- Norte: Cantón Santa Lucía
- Sur: Samborondón y Guayaquil
- Este: Samborondón y Salitre
- Oeste: Lomas de Sargentillo y Nobol.

Daule tiene una extensión de alrededor de 500 km², dividido en cuatro parroquias rurales y una urbana, totalizando 180 recintos. El sitio donde se pretende ubicar el proyecto es en el Malecón de la cabecera cantonal de la ciudad que está limitada por el río Daule.

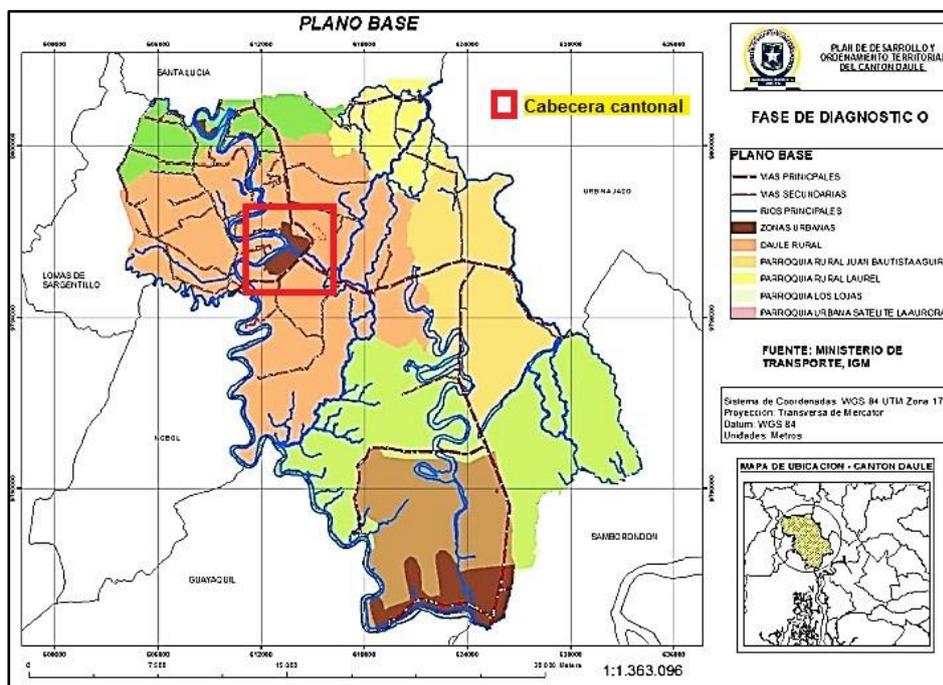


Figura 2.1 Ubicación geográfica del cantón Daule.
Fuente: GAD Ilustre Municipalidad del cantón Daule, 2014.

El malecón 26 de Noviembre es un espacio público, de gran relevancia en el área urbana de la ciudad; con una longitud aproximada de 1230 metros, es el sitio ideal para la colocación del nuevo puente peatonal que conectará a la ciudad con el recinto.

Es necesario destacar que, a la fecha, el Gobierno Autónomo Descentralizado del cantón Daule, ha realizado la contratación de estudios de consultoría para la realización de los diseños urbanos, arquitectónicos, paisajistas y de ingeniería, que involucran la rehabilitación completa del malecón 26 de Noviembre, convirtiéndolo en el principal sitio de atracción del cantón.



Figura 2.2 Ubicación del puente colgante propuesto.
Fuente: Google Earth, 2017.

2.2 Topografía

El cantón Daule localizado en la parte sur de la cuenca del río Guayas; ocupando una amplia extensión del Valle del Daule, posee una topografía casi plana. Se muestran dos sectores bien definidos, uno que en su mayoría es plano, con ligeras pendientes que fluctúan entre 0 a 3%, que generalmente están asociados a valles indiferenciados, que son aprovechados para los cultivos de arroz debido a que están inundados la

mayor parte del año; éstos representan aproximadamente el 80% de la extensión del cantón.

El otro sector al cual nos referimos se ubica hacia el suroeste del territorio, en la parroquia rural Los Lojas, donde se presentan un grupo de elevaciones (derivación de la cordillera Chongón-Colonche), la cual poseen una altitud máxima de 300 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.). Este sector ocupa una extensión aproximada del 10% del cantón, actualmente forma parte de la parroquia satélite urbana La Aurora en donde se encuentran sectores colinados.

2.3 Geología

La zona de estudio se encuentra emplazada sobre formaciones geológicas diferentes de origen tipo diposicional y tectónico erosivo, siendo éstas: (1) la llanura aluvial reciente ocupando el 64,5% del territorio del cantón, (2) la llanura aluvial antigua con el 21,33%. En estos sectores se desarrolla una llanura aluvial donde predominan sedimentos del cuaternario y terrenos superficiales. Por las características litológicas los materiales son de fácil erosión especialmente con la presencia de fuertes precipitaciones como las del fenómeno “El Niño”.

2.3.1 Llanura aluvial antigua

Se ubica en los cantones Daule y Salitre, se caracteriza por tener diques, complejos de orillares, terrazas, etc. Corresponde a una llanura aluvial que ha sufrido procesos de degradación.

2.3.2 Llanura aluvial reciente

Corresponde a una extensa área geográfica plana o ligeramente ondulada. Esta llanura tiene una altitud, en su mayor parte menor a 5 m. presentando terrenos planos y ondulados, bancos, meandros y cauces abandonados.

Tabla I. Formaciones geológicas presentes en la ciudad de Daule y parroquias aledañas.

Formaciones geológicas	Descripción	Sectores
Llanura aluvial reciente	Depósitos aluviales de textura variable (arcillas, limos y arenas no consolidados), carecen de modificaciones de los agentes externos (agua, clima, etc.).	Sector de El Laurel, Juan Bautista Aguirre, Limonal, Rinconada, Naupe, La Clarisa, La Estancia, Desvío de las Cañas, Palo Colorado.
Llanura aluvial antigua. Formación Pichilingue.	Formación sedimentaria de origen fluvial.	Laurel, Limonal, El Cerrito, Las Caritas, Santa Rosa, Colorado de abajo. La Soraya, Brisas de Daule

Fuente: GAD Ilustre Municipalidad del cantón Daule, 2014.

2.3.3 Geomorfología

La geomorfología predominante de la zona de estudio consiste en depósitos aluviales que van desde lo plano hasta lo ligeramente ondulado, diques, cauces secos con una pendiente dominante del 0-2 % y un desnivel relativo de 0-5 m, ocupando estas características una extensión aproximada de 35.600 Ha. que representan el 65% del área del cantón.

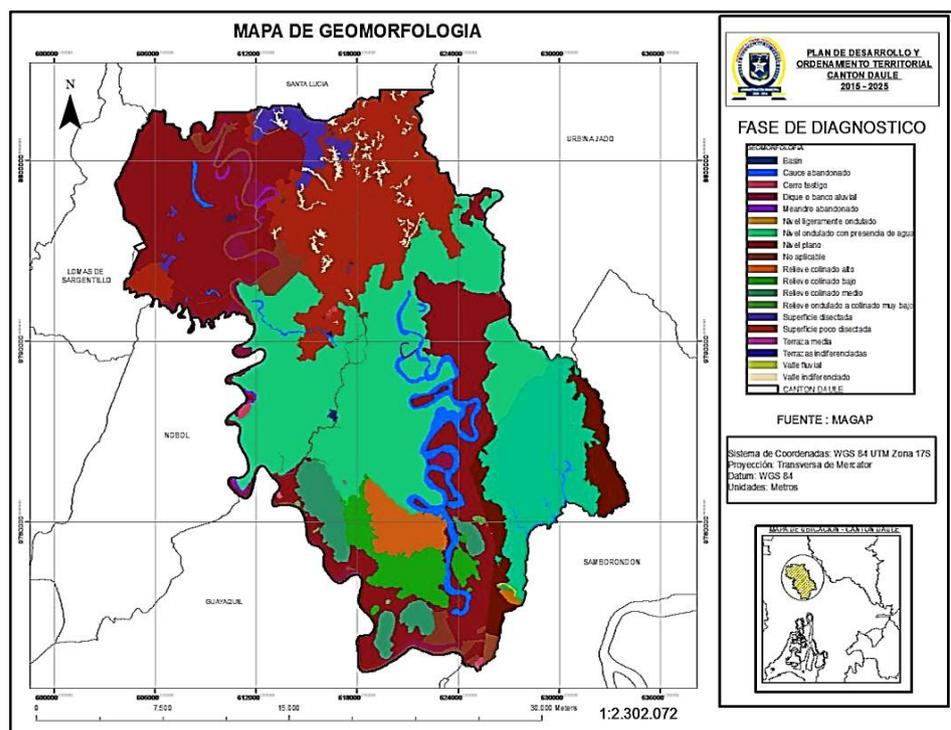


Figura 2.3 Geomorfología del cantón Daule.
Fuente: MAGAP, 2015.

CAPÍTULO 3
PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS PARA EL
DISEÑO DEL PUENTE PEATONAL

En este capítulo se plantearán las alternativas para la selección del tipo de estructura del puente peatonal, considerando ocho criterios de selección para puentes.

3.1 Alternativa 1: Puente Colgante

Compuestos por grandes torres, esbeltos cables, y extensas luces. Por lo general son de geometría larga y grácil, y otras veces cortos y robustos. Constructivamente es muy compleja la colocación de los tendones que sostienen la losa del puente. James Finley es considerado como el creador de los puentes colgantes modernos por el diseño de un puente suspendido con cadenas de hierro forjado y una extensión de 21 m sobre un arroyo en Pensilvania, y por su patente en acerca de losas a nivel rígidas en 1808.

Antes de la propuesta de Finley las losas de los puentes colgantes eran flexibles y mantenían el desnivel generado por las cadenas. El incremento en la rigidez de las losas y su nivelación permitió que estos puentes se puedan levantar en carreteras y que permitan circular vagones pesados.

Este tipo de puente resiste efectivamente cargas gravitacionales, pero son aerodinámicamente inestables si en su diseño se proyectan superficies donde las fuerzas de viento pudieran actuar. Por otro lado, las estructuras ligeras también son susceptibles a daños ocasionados por las fuerzas del

viento; un claro ejemplo de esto fue el puente colgante Narrows en Tacoma, que, debido a su estructura demasiado ligera y el uso de una placa para reforzar la losa, proporcionó una superficie para que el viento actué generando una serie de oscilaciones durante una tormenta de viento.

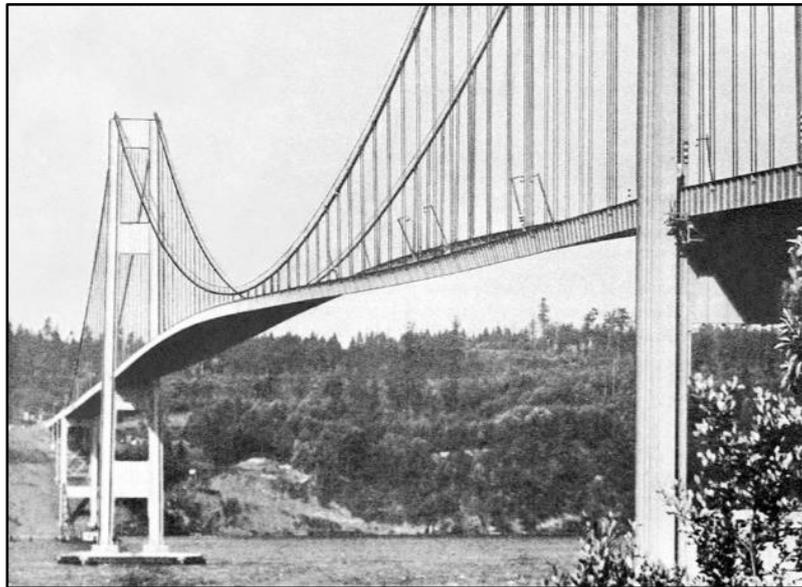


Figura 3.1 Colapso del puente Narrows en Tacoma.
Fuente: Texas State University, 2003.

3.2 Alternativa 2: Puente en Arco

El arco es una estructura que, gracias a su forma, resiste las cargas que actúan sobre él mediante un mecanismo resistente donde predominan las compresiones. Ha sido, durante la historia, una estructura resistente por excelencia. Su resistencia se debe a su forma, o lo que es lo mismo, es geometría hecha estructura resistente.

Los puentes de arco son estéticamente agradables y en ocasiones pueden llegar a ser muy competitivos económicamente con otros tipos de puentes. El arco puede estar situado por encima del tablero o por debajo dependiendo de cómo sea el material de fundación.

El sistema estructural está conformado básicamente por un arco; los elementos restantes se convierten en secundarios al ser transmisores de carga al arco. Estos puentes generalmente se clasifican dependiendo del número de articulaciones, siendo los más comunes, puente con arco de dos articulaciones, dos articulaciones y tirante y doblemente empotrado.

Cuando se tiene como alternativa a utilización de un puente en arco, es necesario contar con óptimas condiciones del suelo de fundación, pues éste debe resistir el empuje horizontal y vertical proveniente de las reacciones del arco. Estos puentes por lo general necesitan de un estudio minucioso de estabilidad. Cuando las distancias que se necesitan salvar son grandes pueden estar constituidos con una serie de arcos, aunque este sistema aumentaría el valor económico del puente, generando que se utilicen otras alternativas de puentes.

Un aspecto importante que tomar en cuenta es el proceso de construcción, en este tipo de puente adquiere mayor importancia debido a que al ser una

estructura que resiste por forma, no puede funcionar como tal hasta que esté completamente cerrado. Es por esto que se debe utilizar distintos mecanismos para resistir las cargas hasta el final, ya sea con el uso de una estructura auxiliar, la cimbra, entre otras alternativas.



Figura 3.2 Puente peatonal en la ciudad de Vinces.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

3.3 Alternativa 3: Puente con Vigas y Losa

Los puentes con vigas son sin duda los más numerosos puentes de carreteras que se utilizan en todo el mundo, sin embargo, no son muy

recordados en comparación con otros tipos de puentes. Por lo general los puentes que se construyen de este tipo poseen tramos menores a 50 metros; las vigas no son tan eficientes como las cerchas para resistir las cargas en tramos extensos, por tal razón, para cortos y medianos tramos las diferencias de peso, economía, entre otros factores vuelven a los puentes con vigas competitivos. Una ventaja de estos puentes es que tiene mayor rigidez lo que genera que no estén tan expuestos a las vibraciones.

Estos puentes cuentan con un sistema resistente formado por vigas. La viga se puede encontrar continua de uno o varios tramos, o se puede dar el caso de puentes con vigas continuas simplemente apoyadas. En aquellos casos donde se utilicen vigas continuas de varios tramos, o vigas continuas, es necesaria la colocación de pilas como elementos de soporte.

Los puentes de vigas de hormigón armado o de acero, pueden salvar tramos de 20 a 25 metros; para distancias mayores es necesario utilizar el hormigón pretensado; mientras cuando las longitudes son muy extensas las vigas que se utilizan son compuestas.

Los puentes continuos utilizan vigas ya sea de celosía, de acero de alma llena, vigas o viguetas de hormigón armado o pretensado. Los puentes continuos de viga de celosía por lo general se diseñan para dos o tres

tramos, mientras que los de hormigón armado se construyen para tantos tramos sean necesarios.



Figura 3.3 Puente peatonal con vigas y losa en la Vía Perimetral.
Fuente: Google Earth, 2017.

3.4 Factores para la selección de un tipo de puente

3.4.1 Costo

Como criterio empírico se tiene que, a menor número de tramos, menor número de juntas en la cubierta del puente. Dada la reducción de juntas, los costos en la construcción del puente se reducen ya que se tienen menos apoyos, sin considerar el ahorro en los costos de mantenimiento periódico en las juntas de la cubierta a lo largo de la vida útil del puente.

Por otro lado, la reducción de juntas en un puente implica que se deberán diseñar tramos más largos. Trabajar con tramos largos conlleva a emplear menos vigas con secciones más peraltadas

(puentes con vigas o secciones compuestas), o cables de mayor diámetro (puentes colgantes y atirantados) lo cual es más costoso. Lo anterior demuestra que puentes con menor número de tramos tendrán costos más elevados en su construcción, pero mínimos en su mantenimiento.

El tipo de material que se utilice para la estructura también influye directamente en el costo total del puente. De los diseñadores dependerá que material será factible económicamente para el proyecto, ya que es de su conocimiento si en las cercanías a la ubicación del puente se encuentran plantas de materiales prefabricados o plantas de acero.

La utilización de elementos prefabricados y los que son elaborados in-situ influirán en la duración del proyecto. Elementos prefabricados pequeños son de fácil y rápida instalación, mientras que los fabricados in-situ como la puesta de hormigón tardarán en fraguar y se deberán tomar controles de calidad del mismo incrementando la duración del proyecto y de los costos.

3.4.2 Seguridad

La ubicación que se seleccione para el puente deberá considerar los meandros del cauce y los posibles ensanchamientos de la sección del cuerpo de agua. Tomar en consideración también los problemas de erosión que se presentarían en las estructuras de apoyo del puente si es que no se consideran obras de protección como muros.

Conocer si el área de estudio se encuentra en una zona inundable conlleva al uso de terraplenes que permitan el paso de avenidas extraordinarias y así evitar la pérdida de estructuras.

En puentes colgantes o atirantados, la fuerza que genera el viento es un factor primordial en el diseño. Los desplazamientos que genera esta fuerza ponen en riesgo la serviciabilidad del puente, y de su magnitud depende del tipo de tablero que se emplee con sus respectivos elementos para rigidizarla.

3.4.3 Impacto Ambiental

Es esencial que la construcción de un puente genere la mínima afectación ambiental posible, sea esta, del cauce, del terreno, del aire durante la construcción, afectaciones de los cuerpos de agua y de la biota.

Conocer la magnitud del impacto ambiental que generan las actividades es básico para la toma de decisiones al momento de otorgar las licencias ambientales. Para conocer el impacto ambiental generado por la construcción de un puente es importante conocer todas y cada una de las actividades que se realizarán para la disposición final de la obra. Se debe identificar y delimitar el área de influencia directa o indirecta del proyecto.

Por ejemplo, construir un puente en medio de una ciudad tendrá menor impacto que construir un puente sobre un río que no tiene civilización varios kilómetros a la redonda. En el primer caso el área de influencia del proyecto ya ha sido afectada por vías y edificaciones, mientras que en el otro caso el suelo, el cuerpo de agua, la biota, nunca han sido afectados.

Se debe identificar el tipo de suelo del área de estudio, los recursos naturales renovables que se pretenden usar y aprovechar o afectar durante el desarrollo del proyecto. Es importante saber el área donde se va a emplazar el proyecto, ya que puede interferir en un área protegida y en dicho caso se debe conseguir certificados de intercepción, caso contrario el proyecto no se podrá ejecutar.

La consideración de los costos del plan de manejo ambiental, planes de contingencia y de mitigación son importantes a la hora de presupuestar el proyecto.

3.4.4 Estética

Se debe considerar el impacto visual que un puente proyecta al finalizar su construcción. Para este factor de selección, los diseñadores deben considerar que sus propuestas tengan una estética agradable a la vista. Puentes en arco y colgantes son las estructuras que más impresionan cuando son vistas, y que llevan a la mente el recuerdo de la impresión cuando fueron observadas por primera vez.

3.4.5 Consideraciones constructivas y de montaje

En ciertas ocasiones la selección de un tipo de puente es gobernada por las consideraciones de construcción, el tiempo en que se tarde la construcción del puente es un factor que se toma mucho en cuenta al momento de la selección. Debido que dependiendo del tipo de puente que se elija, el tiempo va a variar.

Dependiendo del uso de elementos prefabricados, y sus dimensiones, el tiempo de construcción puede disminuir si estos son

de gran tamaño. Sin embargo, mientras estos miembros sean más grandes, entonces la transportación y el izado de los mismos se dificultarán un poco.

Los puentes de hormigón que se funden in situ, son generalmente económicos, especialmente si el transporte de grandes elementos prefabricados se convierte en un problema. Cuando se pretende construir un puente en zonas alejadas de las ciudades, se recomienda que la fundición sea in situ.

La disponibilidad de mano de obra calificada y los materiales que se requieran para la construcción también ocupa un lugar importante en la elección del puente. En ocasiones se debe utilizar lo que genere que la obra se desarrolle en menor tiempo, si se pretende utilizar elementos prefabricados y no existe una planta cercana a la construcción, pues bien, se debe buscar otras opciones, ya sea utilizar acero si las posibilidades lo permiten.

La principal manera de determinar qué tipo de puente es más económico es ofrecer diseños alternativos. Los diseñadores generalmente se familiarizan con la industria de la construcción local

antes de realizar el diseño, para tener un mejor conocimiento de qué tipo de elementos podrá contar para la construcción.

3.4.6 Riesgo Sísmico

La vulnerabilidad se define como la susceptibilidad o propensión de los sistemas expuestos a ser afectados por el efecto de un fenómeno perturbador. Cuando se habla de vulnerabilidad sísmica en puentes se hace alusión a la probabilidad de un daño que pueda tener la estructura ante el desarrollo de un evento sísmico.

La función de un puente en términos generales se destina a salvar obstáculos artificiales o naturales, controlan la capacidad de un sistema; por lo que debe estar preparado para soportar eventos sísmicos de gran magnitud, por eso que este es un factor de mucha importancia al momento de elegir un tipo específico de puente.

Se toma muy en cuenta la sismicidad de la zona, algunos puentes se comportan de mejor manera ante esos fenómenos naturales, por eso la preferencia de algunos sobre otros cuando se trata de soportar estos eventos sísmicos.

Un fenómeno que es muy común en suelos, cuando se da un sismo, es el fenómeno de la licuefacción, esto en ocasiones genera muchos daños a estructuras que se encuentran asentadas sobre suelos que pueden sufrir de lo antes mencionado. Por dichos motivos al momento de elegir un puente también se toma en cuenta que clase de cimentación que debería necesitar para poder soportar todos estos problemas que se pudieran generar.

Puentes de geometría no convencionales no son frecuentes en zonas de alta sismicidad, se prioriza la seguridad ante la estética.

3.4.7 Condiciones Geotécnicas

La calidad del suelo de fundación va a determinar el tipo de cimentación que se va a utilizar, ya sea superficial o profunda; pilotes hincados o prebarrenados. El estudio geotécnico nos indicará los asentamientos que se producirán con el transcurso de los años, este factor toma importancia al momento de elegir un puente que se adapte a los asentamientos diferenciales en el tiempo.

Las condiciones de drenaje en la superficie y debajo del suelo deben ser analizadas porque influyen en la magnitud de las presiones de la tierra, el movimiento de los terraplenes y la estabilidad de los cortes

o rellenos. Todas estas condiciones influyen en la elección de los componentes de la subestructura que, a su vez, influyen en la elección de la superestructura.

3.4.8 Mantenimiento

El costo de mantenimiento en muchas ocasiones es un factor que se deja de lado, sin embargo, toma su importancia posterior a la construcción, cuando con el transcurso de los años, los elementos del puente empiezan a desgastarse y requieren de un mantenimiento adecuado.

En general los puentes que poseen menor número de juntas de tablero generan menos costos de mantenimiento, ya que estas poseen un costo bastante alto.

El mantenimiento también se lo da a las vigas; si tenemos puentes con menor número de luces y mayor separación de vigas, el costo para mantenimiento de estos elementos no será mayor inconveniente.

Estructuras de concreto necesitan menor mantenimiento que las de acero, especialmente si son estructuras de acero pintadas, en dicho

caso el costo de mantenimiento si debe ser un factor importante que considerar.

3.5 Ponderaciones de los factores para la selección de un tipo de puente

Para poder elegir un tipo de puente se ha establecido ponderaciones a los distintos factores de selección antes mencionados. Se analizará cada uno de los factores en las distintas alternativas de puentes establecidos y se le otorgará una puntuación que estará sujeta a la Tabla II:

Tabla II. Escala de valoración de factores de selección de puente.

Factor	Categoría	Valor
Costo	Altos Costos	1
	Bajos costos	5
Impacto Ambiental	Alto impactos ambientales	1
	Bajos impactos ambientales	5
Seguridad	Completamente seguros	1
	Propensos a problemas de seguridad	5
Estética	Aspecto estéticamente desagradable	1
	Aspecto estéticamente agradable	5
Consideraciones Constructivas y de Montaje	Métodos de construcción complejos	1
	Métodos de construcción sencillos	5
Riesgo Sísmico	Vulnerable a eventos sísmicos	1
	Resistente a eventos sísmicos	5
Condiciones Geotécnicas	Inestable en malas condiciones de suelo	1

	Estable en malas condiciones de suelo	5
Mantenimiento	Altos costos de mantenimiento	1
	Bajos costos de mantenimiento	5

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Se establece que se puede calificar con cualquier valor entero entre 1-5, de acuerdo con las condiciones que resulten del análisis realizado, rigiéndose a las categorías de la Tabla II.

3.6 Análisis de factores para cada alternativa de tipos de puentes

3.6.1 Desarrollo de Alternativa 1: Puente Colgante

- Costo

El costo de una estructura es el principal parámetro que se considera al momento de elegir una alternativa, los puentes colgantes por lo general tienen un valor económico alto.

Un motivo fundamental de esto es que por la configuración que tienen, pueden diseñarse para tramos más extensos con relación a otros tipos de puentes. Analizando esto, se estima que el tramo que se desea salvar sobre el río Daule es de 160 m, siendo esta, una luz que un solo tramo del puente colgante podría soportar sin inconvenientes, ya que debido a la forma que trabajan sus elementos, se lo permiten.

La consecuencia de lo mencionado es que no se preverá la construcción de juntas, originando el ahorro en un valor que por lo general es bastante alto, especialmente cuando se les debe dar un mantenimiento continuo para evitar su deterioro. Así mismo se evitaría la construcción de pilas sobre el río, generando que el valor del puente disminuya considerablemente si tenemos en cuenta que la construcción sobre agua es una de las actividades más complicadas de realizar en obras civiles y por ende que mayor valor económico tendrán.

Los cables que se requieran también son un factor que se considera en el presupuesto final, si los cables son de diámetro elevados, esto genera que los costos aumenten notablemente, sin embargo, al ser un puente peatonal el que está en análisis, pues bien, las cargas que van a soportar los cables serán mucho menores ya que se excluyen las cargas de automóviles que son las que por lo general aumentan las secciones de los elementos que se diseñan. Por lo que los cables que se necesitarán serán de diámetros bajos, disminuyendo el costo final de la obra.

Desde que se patentó este tipo de puente, el material que se utilizó para sus elementos principales fue el acero estructural (para el

tablero) y los cables (para el soporte principal). El uso de acero en estos puentes permite que se construyan con gran rapidez y a costos más bajos debido al ahorro en el plazo de finalización del puente. Al utilizar un tablero metálico, vigas y losa aumentarán el costo de la obra, sin embargo, el peso de la estructura se reduciría considerablemente, ocasionando que demás elementos estructurales puedan tener secciones más ligeras.

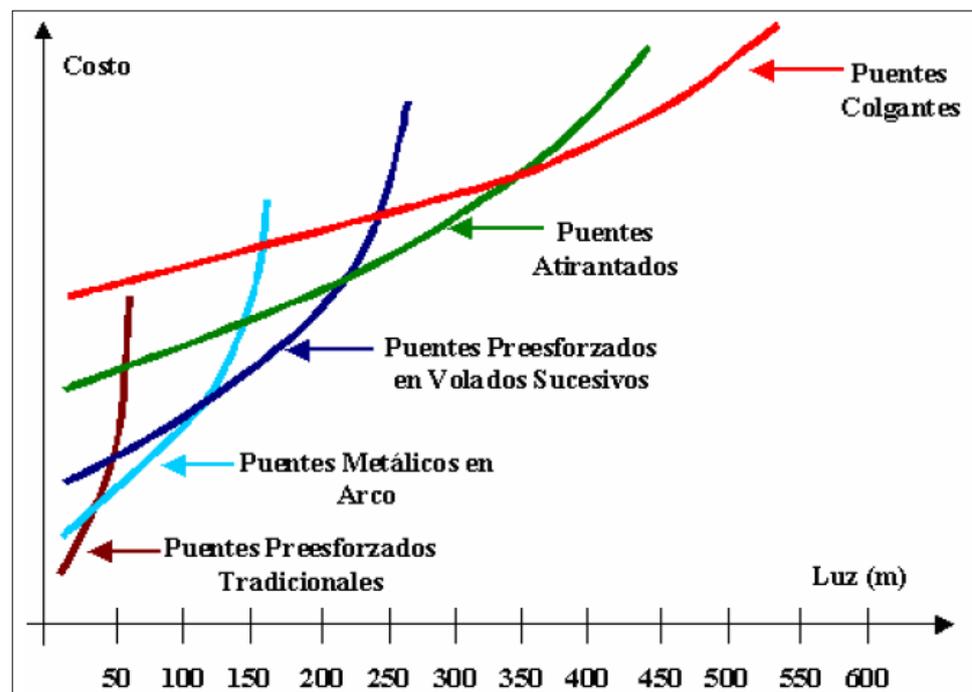


Figura 3.4 Comparación de costos de los puentes en función de las luces.

Fuente: Romo Proaño, 2009.

Si las torres se diseñan de hormigón y no de acero, generaría un ahorro económico. Las torres no necesitarán secciones de columnas

elevadas, debido a que como se mencionó anteriormente, el tablero metálico vuelve al puente en una estructura ligera.

Económicamente los puentes colgantes son los más costosos en función de las mayores luces (ver Figura), sin embargo, son más económicos que los puentes de arco de acero y los presforzados en voladizos sucesivos con luces de hasta 150 y 250m. respectivamente.

- **Impacto ambiental**

El impacto ambiental que se genere en la construcción de un puente debe ser en lo posible lo más mínimo, un puente colgante al no necesitar la construcción de pilas sobre el cauce del río, se eliminaría la afectación que pudiera tener sobre este recurso.

Por otro lado, al considerar que la mayor parte de la estructura será metálica, esto evitaría mucho la afectación al aire, ya que la construcción con acero no genera emisiones de polvo o cualquier otro compuesto volátil que afecte al aire.

Si bien las torres del puente serían de hormigón, esto si generaría una afectación, inclusive al terreno, ya que estas torres necesitarán

una cimentación que generará que el suelo sea removido, rellenado, compactado o para cualquier motivo que indique el diseño. Pero la afectación que se ocasionaría sería mínima, ya que esto solo se realiza en los extremos del puente, a las orillas del río, la extensión sería muy poca.

El impacto ambiental también involucra el paisajismo, esto quiere decir la afectación que la obra pueda tener al paisaje que ya se tiene, pues bien para el caso de un puente colgante, esta afectación no se tomaría en cuenta, debido que al ser una estructura estéticamente agradable a la vista, no habría afectación alguna que considerar, por lo contrario el paisaje del lugar se vería embellecido con la construcción de una obra de tales características, ya que la ciudad no cuenta con muchos atractivos turísticos.

La generación de empleo es un parámetro muy importante en un plan de manejo ambiental, este factor se lo considera como positivo cuando se utiliza mano de obra local para la construcción de una obra, y en el caso del proyecto planteado, la mano de obra se la podría obtener de Daule mismo, al no necesitarse mano de obra calificada para este proyecto, este parámetro influirá positivamente en el impacto económico de la población que participase del mismo.

- **Seguridad**

Toda estructura es diseñada para que sea completamente segura, sin embargo, existen algunos factores del sitio mismo o de las características de la estructura que pueden originar que se considere algunos factores de riesgo.

Los puentes colgantes debido a su configuración, un factor que se debe tomar muy en cuenta son las fuerzas que generan los vientos, puedan afectar a la estructura, ya que las torres al ser elementos estructurales de grandes alturas son las que recibirán las afectaciones del viento. Sin embargo, el sitio donde se analiza la construcción del puente, normalmente los vientos en esta zona no alcanzan altas velocidades, generando que no se convierta en un grave peligro para la estructura del puente.

Se toma en consideración los problemas de erosión que pueda originarse en las estructuras de apoyo, esto sí es necesario considerarlo en el diseño, ya que las estructuras de apoyo del puente se localizarían en las riberas del río, generándose erosión en las mismas, la cual no podría evitarse ya que no se diseñaría ninguna estructura de protección que evite esto, por lo que podría ser un factor grave si no es tomado en cuenta en el diseño preliminar.

Es necesario conocer si el área de estudio es propensa a inundaciones, debido a que si existe un riesgo de inundación se deben tomar medidas preventivas para evitar la pérdida de cualquier estructura, igual este factor debe ser considerado para cualquier tipo de puente que se desee construir.

- **Estética**

La estética que tienen los puentes colgantes es sin duda una de las mayores ventajas sobre los otros tipos de puentes, junto con los puentes atirantados, son sin duda los puentes más agradables a la vista que se pudieran diseñar.

Se supondría que este factor no sería muy importante, no obstante, es de mucha importancia, ya que al tener una buena estética la construcción, eso ayudará que se convierta en un gran atractivo turístico para el lugar, generando que el desarrollo económico de la ciudad progrese.

Es muy importante que las obras sean estéticamente agradables, ya que así las imágenes de estas serán recordadas por cada una de las personas que las vean, convirtiéndose en una obra de gran interés para todos.

La elección de un puente colgante es, por lo general, la opción más sencilla, elegante y económica, por el uso de materiales ligeros. Su geometría sencilla e imponente hace que dominen el paisaje donde se encuentran, pero sin opacar el entorno natural.

- **Consideraciones constructivas y de montaje**

El factor tiempo es uno de los principales motivos por lo que algunos ingenieros eligen estructuras de fácil construcción, debido a que en la mayoría de las ocasiones las obras se las necesita en el menor tiempo posible.

La construcción de un puente colgante involucra una serie de actividades que deben programarse con mucho detenimiento. Como se estableció anteriormente, el puente colgante tendría un tablero metálico, lo cual agiliza la construcción de los elementos que sean diseñados con este material.

Al tener que construir las torres de hormigón, éstas serán fundidas in situ, lo que retrasaría un poco la construcción de la obra. Pero comparando con el ahorro de tiempo que se tendrá en la construcción de los otros elementos, en general la construcción de este tipo de puente demandará de un corto tiempo.

El método de montaje que se utilice también determina el tiempo de culminación de la obra. Para puentes colgantes es común utilizar el método de voladizos sucesivos, lo cual hace referencia al proceso de construir la superestructura a partir de los apoyos laterales, agregando tramos parciales que se sostienen del tramo anterior. Al tener un solo tramo la alternativa que se propone, en consecuencia, será aún más rápida la construcción de la misma.

Algo que favorece la construcción de este tipo de puente es que no se necesita de mano de obra calificada para su construcción, ya que no se establecen actividades que necesiten de un personal especial para su ejecución.

La disponibilidad de materiales no sería un problema para el desarrollo de la obra, debido a que Daule si bien no cuenta con plantas de hormigonado o acererías, está situada bastante cerca de los sitios donde se establece la industria de la construcción local.

Al no necesitar pilas centrales durante su construcción, se pueden levantar sobre valles de gran profundidad o en cuerpos de agua muy frecuentados por tránsito marítimo o secciones con cauces turbulentos.

- **Riesgo sísmico**

Un puente debe sufrir el menor daño posible ante el desarrollo de un evento sísmico, ya que es considerada como una obra esencial para los sistemas de comunicación continua.

Los puentes colgantes tienen la ventaja de ser relativamente flexibles por lo que ante eventos sísmicos pueden flexionar con gran facilidad.

La estructura de un puente colgante se conforma de pilotes de cemento o acero que se encuentran anclados al suelo. Al originarse un sismo la tierra tiembla por lo que los pilotes tendrán el mismo movimiento de la tierra, desplazando de un lado a otro, provocando que los cables de soporte tiemblen de igual manera y se aflojen continuamente hasta quedar completamente cortados, causando la inestabilidad del puente. Este podría convertirse en un problema grave si se diera en muchos cables, por lo que se recomienda que posterior a un evento sísmico se cierre el puente para una revisión detallada de todos los elementos estructurales.

Conociendo que el soporte principal del puente son los torones longitudinales, la cubierta presenta problemas de rigidez cuando se somete a fuerzas de viento y sismos. Es por esto por lo que se

recomienda el uso de diagonales y contra-diagonales para aportar resistencia a la flexión en el plano horizontal del tablero.

- **Consideraciones geotécnicas**

La calidad del suelo es por lo general la que determina el tipo de cimentación que se utiliza para cada estructura, es de mucha importancia conocer el estudio geotécnico que se realiza con anticipación, ya que podremos conocer los niveles de asentamientos que tendremos con el transcurso del tiempo. Conocidos estos factores se puede elegir un tipo de cimentación específica, por supuesto teniendo en cuenta demás factores, como el peso de la estructura, impacto ambiental, entre otros.

Para puentes colgantes lo común es la utilización de cimentaciones profundas, debido a que como todo el peso de la estructura es acumulada en las torres de sustentación, y sobre estas es donde se diseña la cimentación, pues serán en estos dos únicos puntos donde descarguen todas las cargas de la estructura. Originando que los esfuerzos en esos puntos sean altos, por lo que probablemente se necesite de una cimentación profunda.

Al tener una gran capacidad de flexibilidad los puentes colgantes, tienen una gran capacidad de soportar los asentamientos diferenciales que se puedan presentar. Estos deben ser tomados muy en cuenta debido a que son motivos principales de que la estructura falle.

La cimentación de las torres de sustentación generalmente es construida de hormigón armado por el permanente contacto con el agua y la tierra. Pero generalmente presentan como característica típica de una rigidez importante en la dirección transversal del puente y muy poca rigidez en la dirección longitudinal. Este se constituirá en un factor importante para la estructuración de todo el puente colgante.

- **Mantenimiento**

Los puentes de acero están sometidos a la acción corrosiva de agentes atmosféricos (lluvia, temperatura) y otros como gases de combustión de fábricas y de vehículos. Requieren mantenimiento periódico y costoso, a diferencia de los puentes de hormigón y de piedra que rara vez necesitan mantenimiento. Su durabilidad dependerá de los buenos acabados constructivos y del ambiente donde se levantaron.

- **Ponderación final**

Después de analizar cada uno de los factores que se toman en cuenta al momento de elegir la alternativa correcta para el diseño de un puente peatonal. La alternativa de puente colgante tiene sus ventajas en algunos factores y desventajas en otros.

Las ventajas que posee son en factores como impacto ambiental, estética, procesos de construcción, seguridad. Mientras que, en factores como mantenimiento, riesgo sísmico sí presenta algunas desventajas.

Sin embargo, la alternativa de puente colgante para pasos peatonales es una de las más utilizadas en la actualidad, especialmente cuando se quiere salvar cuerpos de agua, ya que se evita la construcción de pilas sobre el cauce.

En la Tabla III se presentan los puntajes otorgados a la alternativa de puente colgante y la ponderación total lograda:

Tabla III. Valoración puente colgante

Factor	Puntaje
Costo	3
Impacto Ambiental	4
Seguridad	4

Estética	5
Consideraciones constructivas y de montaje	4
Riesgo sísmico	2
Consideraciones geotécnicas	3
Mantenimiento	2
Total	27

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

3.6.2 Desarrollo de Alternativa 2: Puente en Arco

- Costo

Las estructuras de puentes en arco normalmente poseen un costo elevado. De todas maneras, dependiendo de los materiales que se utilicen que por lo general son hechas de acero, también variarían un poco esos valores.

Por el mecanismo que utilicen para transmitir las cargas a través del arco, estos puentes pueden diseñarse para longitudes de tramos de máximo 150 m, siendo lo indicado para este tipo de puente luces alrededor de los 120 m. En consecuencia, de esto, y conociendo que la distancia que se desea salvar del cuerpo de agua es aproximadamente 160 m, en conclusión, se necesitaría dos tramos de puente con arco para poder brindar la seguridad necesaria a la obra.

Se realizaría la construcción de una junta que una los dos tramos, esto incrementaría el valor de la obra, por que como se lo ha

mencionado anteriormente, entre mayor cantidad de juntas tenga un puente, el costo de mantenimiento de estas elevará el costo final del puente. De igual manera se construiría una pila sobre el cauce del río, considerando que la construcción sobre cuerpos de agua son actividades costosas de realizar en obras civiles.

El tipo de material a utilizar para el arco será acero, como es de conocimiento el acero tiene un costo mayor que el hormigón, pero lo que se busca es realizar una estructura que sea funcional, por lo que es necesario utilizar el acero para la construcción de todo el puente.

Existen puentes en arco que son construidos de concreto reforzado, pero lo común es utilizar el acero como alternativa más eficaz. Por lo que la superestructura y la estructura de arco serán diseñadas completamente de acero, esto favorece en la transmisión de cargas al suelo, ya que el peso de la estructura disminuiría considerablemente. Se obtiene una cimentación menos profunda, si bien para puentes en arco se utiliza pilotes para que las pilas descansen sobre estos, si la estructura se aligera entonces no va a ser necesario pilotes demasiados profundos ya que las cargas que lleguen al suelo serán más bajas.

- **Impacto Ambiental**

Un impacto ambiental que sin duda alguna va a generar la construcción de esta alternativa es la que se produzca en el cauce del río. Al tener que obligatoriamente construir una pila de apoyo sobre el río, eso sin lugar a duda afectará a este recurso, ya que se modificará la sección de río ya existente. Sin dejar de lado que, al momento de la construcción de esta pila, se generaran desechos que por más cuidado que se tengan, cierta parte se quedará en el lecho del río, afectando a las especies de plantas y animales que han hecho del río Daule su hábitat natural.

Por otra parte, una ventaja que se tiene de la construcción de este tipo de puente es que las estructuras metálicas no generan afectación alguna al recurso aire durante su construcción o montaje, se evita las emisiones constantes de material particulado a la atmósfera, ya que solo se construirá de concreto la pila y la cimentación, algo mucho menos perjudicial para el ambiente.

El paisajismo también es un aspecto que se toma en cuenta, en el caso del puente en arco, al ser considerada una de las estructuras más atractiva de los puentes, no existiría afectación al paisaje de la zona. Se puede utilizar el desarrollo de esta alternativa para la

fomentación del turismo del cantón, ya que sin duda si se ejecutara, sería uno de los puentes más llamativos del Ecuador.

La mano de obra que se utilice generará un aspecto positivo dentro del plan de manejo ambiental. La obra al ser un poco compleja por las características mismas de utilizar en mayoría acero, se necesitaría mano de obra calificada para el desempeño de actividades específicas, como por ejemplo la soldadura de los elementos que conformen el arco, o el montaje del mismo. Por tal motivo se deberá buscar en principio dentro de la zona local, la mano de obra especializada, y si no se llegase a encontrar pues sería necesario buscar en sitios aledaños al cantón.

- **Seguridad**

La seguridad de la estructura debe analizarse en todos los elementos que la conforman, empezando con el arco que es sin duda la principal, el mayor riesgo que se puede tener en este elemento, es que cuente con una cimentación adecuada en los apoyos, ya que por lo general estas estructuras requieren de óptimas condiciones del terreno de fundación, porque debe resistir el empuje horizontal y vertical proveniente de las reacciones del arco, por lo que necesitan de un estudio minucioso de estabilidad.

Otro aspecto que se debe mencionar es la socavación que podría originarse en la pila que estará asentada sobre el cauce del río. Se debe realizar el estudio necesario para prevenir este fenómeno que irremediablemente va a ocurrir. Por lo que se debe tomar las medidas necesarias para mantenerlo controlado cuando se realicen los diseños correspondientes.

En general no son muy graves los problemas de seguridad que enfrentan normalmente este tipo de estructuras. Debido a sus características son muy funcionales para los objetivos por los cuales se construyen.

- **Estética**

Un aspecto que este tipo de puentes toma ventaja sobre otros, es sin duda lo estéticamente agradable que es a vista de cualquiera. Considerado como una de las obras más atractivas que puedan construirse, siempre permanecerá en la memoria de cada una de las personas que alguna vez lo observaron.

Sus características un poco complejas, pero a la vez muy funcionales, hacen que se convierta en un atractivo turístico muy importante para cualquier sitio en que sea localizado. Generando que

el desarrollo económico del lugar sea beneficiado con el incremento de la actividad turística.

- **Consideraciones constructivas y de montaje**

La forma en que se realiza la construcción de un puente en arco es bastante similar en la mayoría de las ocasiones. Cuando los arcos se apoyan sobre cuerpos de agua, es necesario desviar el agua y excavar la arena para llegar a suelo firme. Por lo general la cimentación es realizada con pilotes.

Se debe fabricar cimbras, las cuales son estructuras auxiliares normalmente de madera y tablas, que sirven para sostener provisionalmente el peso del arco. O alguna otra estructura adicional que realice la misma función, hasta que el arco esté completamente montado.

Como se debe utilizar dos arcos por las condiciones del lugar, es necesario que se construyan al mismo tiempo, para que las fuerzas que se produzcan se compensen entre arcos consecutivos.

La mano de obra que se requiere para la construcción de este tipo de puente debe ser una realmente calificada, ya que el montaje y la

construcción del arco son actividades muy complejas que debe ser realizada por personal capacitado. Por lo que si fuera necesario se debería buscar personal especial en lugares aledaños al sitio de la obra, si no se pudiera contar con mano de obra local que cumpla con las exigencias requeridas.

- **Riesgo Sísmico**

Los puentes son obras civiles de las que se requiere su integridad estructural y accesibilidad después de la ocurrencia de un sismo. Sin embargo, algunos eventos fuertes de este tipo han demostrado que en ocasiones pueden ser sísmicamente vulnerables. Aunque a lo largo de los años los puentes en arco no han sufrido daños severos cuando ocurren fuertes sismos.

Los puentes en arco son estructuras que exhiben un comportamiento complejo durante el desarrollo de fuertes movimientos sísmicos, por lo que para evaluar una respuesta de manera objetiva se debe realizar análisis dinámicos inelásticos que consideren la naturaleza espacial del movimiento.

Las acciones sísmicas, en los estados, elástico e inelástico generan condiciones que varían los elementos mecánicos, desplazamientos,

fluencia de los apoyos y efectos adicionales de pandeo dentro o fuera del plano.

Además, es necesario tomar en cuenta el movimiento no sincrónico del suelo en los desplantes de la cimentación, fenómeno conocido como variabilidad espacial, y que es causado por la diferencia en tiempos de llegada de las ondas sísmicas a los diferentes apoyos, la pérdida de coherencia del movimiento y la influencia de las condiciones locales del suelo.

Algunas fuentes señalan que, para puentes especiales, como los arcos, es preferible seleccionar un comportamiento sísmico elástico. Si se quiere mantener los elementos estructurales de los puentes arco con una respuesta elástica y a la vez contar con una estructura capaz de disipar energía durante la ocurrencia de movimientos sísmicos, se puede recurrir al uso de dispositivos disipadores.

- **Condiciones Geotécnicas**

Los puentes en arco son soluciones económicas y posibles cuando se requiere atravesar un valle profundo con laderas empinadas. Debido a que la condición de laderas empinadas nos da a entender

que las condiciones para la cimentación son óptimas para la construcción de estribos pequeños y económicos.

Por lo que se debe considerar que los márgenes del río Daule deban estar constituidos de un suelo firme y óptimo para la construcción de los apoyos del puente, si no se tiene las condiciones adecuadas se deberán buscar otras alternativas de mejoramiento del suelo existente en el lugar.

Bajo las condiciones del sitio planteadas, se plantea la necesidad de ubicar los apoyos del arco seguramente por encima del nivel de aguas máximas que el río va a tener. Esto puede indicar la conveniencia de una estructura de paso intermedio para obtener una relación apropiada flecha-luz.

También, con condiciones variables de cimentación en las riberas del río pueden asegurar una elevación particular como más conveniente que otras para la construcción de los estribos. Se necesita un equilibrio en todos los factores para poder desarrollar la mejor alternativa de cimentación para la estructura.

- **Mantenimiento**

Al ser una estructura principalmente hecha de acero, la corrosión que sufra este material ante condiciones ambientales adversas, deberá ser un problema que constantemente se deberá intervenir.

Se le tendrá que dar un continuo mantenimiento a la estructura para evitar que se deteriore. Se podrán utilizar distintas alternativas dependiendo del daño que se presente, con tal de mantenerla completamente servicial.

El costo de mantenimiento de juntas también deberá de realizarse, ya que, al planificarse dos tramos de puente, en un sitio se deberá colocar una junta, las cuales poseen altos costos de mantenimiento.

- **Ponderación final**

Finalmente se presenta Tabla IV donde se encuentra el resumen de los puntajes obtenidos en esta alternativa en base al análisis de cada uno de los factores propuestos. Se observa que los puentes en arco son muy competitivos en aspectos como seguridad y estética, mientras que posee ciertas desventajas cuando se trata de costos, mantenimiento y aspectos de construcción y montaje.

Tabla IV. Valoración puente en arco.

Factor	Puntaje
Costo	2
Impacto Ambiental	3
Seguridad	5
Estética	5
Consideraciones constructivas y de montaje	2
Riesgo sísmico	3
Consideraciones geotécnicas	3
Mantenimiento	2
Total	25

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

3.6.3 Desarrollo de Alternativa 3: Puente con Vigas y Losa

- Costo

Para establecer el costo de estos tipos de puentes, es primordial determinar qué materiales se van a utilizar. Por lo general cuando se construyen estos puentes, se utilizan vigas de hormigón presforzado ya que tienen la capacidad de salvar tramos cercanos a los 50 m. En consecuencia, se plantea la construcción de un puente de vigas y losa completamente de concreto para todos sus elementos estructurales.

Este tipo de puentes son los más construidos en pasos elevados de automóviles, debido a los bajos costos que requiere su construcción. Sin embargo, para atravesar cuerpos de agua no son muy comunes, se prefieren otras alternativas ante esta. Una razón de esto es que

por lo general para salvar un cuerpo de agua se necesitan algunos tramos, lo que causaría que se necesiten pilas de apoyo para las vigas presforzadas. Esto incrementaría el costo final de la obra. De igual forma se requieren de juntas que unan los tramos previstos, y el mantenimiento de estas tienen un valor alto.

Por otro lado, una de las grandes ventajas de utilizar este tipo de estructura, es que, sin lugar a duda, las ventajas económicas del hormigón sobre el acero son notables, los costos se reducirían notablemente con la elección de este material de construcción.

Debido a que es una construcción muy común en la industria local, no sería necesario de mano de obra especializada para la edificación del mismo. Esto causaría otro ahorro importante para el costo final de la obra.

Conociendo que se utilizaría vigas presforzadas, estas deberán ser transportadas desde las plantas donde sean fundidas, si bien Daule está cerca de la industria de la construcción de estos elementos, también supone un gasto adicional que debe de presupuestarse.

- **Impacto Ambiental**

El impacto ambiental que las estructuras de concreto causan al ambiente es bastante significativo. Construir con cemento sobre cauces de río genera que las medidas de prevención que se deban tomar sean exigentes, no se puede permitir que el hábitat de la biota sea contaminado por descargas de desechos no deseados. Si por alguna razón se produjese la contaminación del lecho del río, inmediatamente se deben tomar las medidas para mitigar el ambiente. Por esto el plan de manejo ambiental que este tipo de estructuras requiere es con normas muy exigentes.

El recurso aire por supuesto será también afectado de manera considerable, ya que las emisiones de material particulado serán inminentes, si bien en el plan de manejo ambiental se detallan medidas de mitigación, siempre existirá un porcentaje de contaminación de cada actividad. Sería de mucho beneficio que las vigas presforzadas sean elaboradas en una planta especial, para evitar de esta manera la fundición en sitio, y compensar en algo la contaminación que se va a realizar.

En el aspecto de paisajismo si bien lo que se pretende es que no perjudique el paisaje que tiene la zona, pues sería una gran ventaja

si lo mejora. Pero por lo general estos puentes no son tan llamativos como otros. Por lo que en este aspecto se considera que cumple con las condiciones de no afectar al paisaje del lugar.

- **Seguridad**

La seguridad de la estructura se analiza en principio por los elementos estructurales que más propensos a deterioros puedan estar. La construcción de pilas sobre un río nos origina el problema de la socavación que va a ocurrir en estas. Sin lugar a duda este inconveniente debe tenerse en cuenta cuando se realicen los diseños de la estructura.

Así mismo es necesario prevenir la erosión que pueda darse en las riberas del río ya que en esta zona es donde se localizaran los estribos del puente, estructura esencial para garantizar la absoluta funcionalidad de la estructura. Por tal motivo los estudios hidráulicos e hidrológicos son de mucha importancia ya que ayudan a prevenir que el puente falle por estos eventos.

Un aspecto que vuelve muy segura a la estructura de puentes con vigas es la configuración que tienen, son estructuras muy convencionales que no tienen problemas de seguridad graves. Al ser

una estructura rígida los niveles de deflexión que van a tener deben preverse en su diseño, siempre teniendo en cuenta que la estructura sea completamente servicial.

En general los puentes con vigas y losa tienen niveles altos de seguridad, aunque no son muy utilizados para atravesar ríos, si se realiza un correcto diseño, se puede tener una estructura muy viable en el aspecto técnico.

- **Estética**

La estética no es una ventaja para este tipo de puentes, al ser muy comunes no son agradables a la vista. Por lo que en este aspecto si tienen una desventaja considerable con respecto a las dos alternativas antes planteadas.

Es bueno rescatar que, si se realiza un diseño llamativo, los niveles de estética del puente pueden aumentar y así convertirse en un atractivo turístico para la zona, promoviendo el desarrollo de la misma. Estos son requisitos adicionales que una obra pueda cumplir, y que si lo hacen serían más competitivas en el campo de las obras civiles.

- **Consideraciones constructivas y de montaje**

La construcción de este tipo de puentes es por lo general muy rápido, al utilizar vigas presforzadas éstas se funden en planta y son transportadas hasta el lugar de la obra para su montaje. Esto origina un ahorro de tiempo en la duración total del proyecto.

Una ventaja de este método es que los elementos prefabricados tienen un mejor control de calidad cuando son fundidos en una planta que está protegida de las inclemencias del clima.

Por otro lado, un problema puede ser el montaje, ya que debe realizárselo con mucha precisión, las tolerancias que se manejan son estrictas. No se requiere de mano de obra especializada para el desarrollo de estas actividades, con gente capacitada se puede elaborar el trabajo sin problema alguno.

- **Riesgo Sísmico**

En el transcurso de los años, cuando se han suscitado eventos sísmicos de gran magnitud, los puentes que normalmente sufren graves consecuencias son los de este tipo, debido a su configuración de ser una estructura rígida, no tiene mucha capacidad de deflexión. Por lo que sus elementos estructurales ya sean columnas, vigas,

apoyos, si no están diseñados para soportar grandes desplazamientos, indudablemente éstos pueden llegar a tener graves fallas.

Uno de los problemas más comunes que se dan en estos puentes, son las fallas a cortante que sufren las columnas, al no tener un refuerzo transversal adecuado. Así mismo, el desplazamiento de vigas es una de las fallas que son muy encontradas en la historia de los grandes terremotos que han afectado puentes.

Si bien las probabilidades que ocurran sismos de grandes magnitudes en el mundo son muy remotas, en los últimos años se han suscitado esta clase de eventos en todas partes del mundo, inclusive en el Ecuador. Por lo mencionado siempre se debe estar preparado para cualquier evento que ocurra. En consecuencia, los diseños de estos puentes deben ser realizados teniendo en cuenta la ocurrencia de un gran evento sísmico.

- **Condiciones Geotécnicas**

El tipo de cimentación que por lo general se usa para estos puentes es una cimentación superficial, si la calidad del suelo es óptima se opta por esta alternativa ya que es la más económica. Pero si se

encuentra que el suelo no es de una buena condición, entonces si sería necesario que se realice el hincado de pilotes hasta llegar a suelo firme.

Las normas indican que para el diseño de la cimentación se realiza un análisis geotécnico del suelo. En los sitios donde se ubicarán las pilas se necesita una perforación como mínimo. Esta práctica no es cumplida en las obras que se construyen en el Ecuador, por lo que asumen que los tipos de suelo son similares con respecto a donde se realiza el estudio.

Los asentamientos diferenciales que pueden presentarse en suelos a orillas de ríos son muy comunes, por lo que es necesario que se tome las medidas necesarias para que la estructura no sufra graves consecuencias a causa de estos asentamientos.

- **Mantenimiento**

El concreto es un material que no requiere de muchas medidas para su mantenimiento, por lo que en este aspecto este tipo de puentes no tiene muchos costos económicos, ya que la mayor parte de la estructura es de concreto reforzado.

Un aspecto que si debe tenerse en cuenta es el mantenimiento de las juntas de expansión, éstas si poseen altos costos de mantenimiento, y al tener que colocar algunas en el puente debido a que se constituirá de algunos tramos, entonces esto si representa un costo adicional que debe presupuestarse en el proyecto.

- **Ponderación final**

Los puentes con vigas y losa al ser una estructura muy común se tienen muchos conocimientos para su correcto diseño, esto se transforma en una ventaja ante las otras alternativas que no son muy desarrolladas dentro de la industria de la construcción local. Adicionalmente, también tiene la desventaja que por lo general no se utilizan para atravesar ríos, ya que para estos se necesitan tramos con grandes luces, requisito que no cumple este tipo de puentes. Las luces que manejan no son muy grandes, debido a las deflexiones que se pueden presentar. Analizando todos los factores mencionados anteriormente se muestra la Tabla V que nos da el puntaje final de la alternativa descrita.

Tabla V. Valoración puente con vigas y losa.

Factor	Puntaje
Costo	4
Impacto Ambiental	2
Seguridad	5

Estética	2
Consideraciones constructivas y de montaje	4
Riesgo sísmico	2
Consideraciones geotécnicas	3
Mantenimiento	4
Total	25

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

3.7 Criterios para la selección de alternativa

La alternativa que sea seleccionada debe cumplir con los aspectos positivos de los factores antes planteados. Un aspecto esencial es que a pesar de las características físicas que posea el puente, éste debe sufrir los menores daños posibles en presencia de un evento sísmico, de la misma manera, la propuesta debe cumplir con el propósito por el cual se va a diseñar, para que la seguridad en la obra esté garantizada a los usuarios, pero que económicamente sea rentable y beneficiosa al inversionista del proyecto.

Al ser un río el obstáculo que desea salvar el puente peatonal, las consideraciones que se tomen en el diseño van a ser diferentes a las que se toman cuando se diseña un paso elevado o un viaducto (puente sobre terreno seco o un valle).

Se realiza la comparación de las alternativas en las siguientes tablas que muestran el resumen de los puntajes obtenidos en cada uno de los

aspectos que se decidieron tomar en cuenta para la selección de un tipo de puente.

Tabla VI. Comparación de valoración de las alternativas.

Alternativa	Colgante	Arco	Vigas y Losa
Costo	3	2	4
Impacto Ambiental	4	3	2
Seguridad	4	5	5
Estética	5	5	2
Consideraciones constructivas y de montaje	4	2	4
Riesgo Sísmico	2	3	2
Consideraciones Geotécnicas	3	3	3
Mantenimiento	2	2	3

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Tabla VII. Valoración total de las alternativas.

Alternativa	Puntaje Total
Puente colgante	27
Puente en Arco	25
Puente con Vigas y Losa	25

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Como se observa en las tablas anteriores se presentan los distintos factores con las ponderaciones para cada alternativa planteada, así mismo la puntuación total obtenida de cada tipo de puente en base al análisis completo de cada criterio.

Se puede notar las ventajas y desventajas de cada alternativa, como era de suponerse en estética el puente con vigas y losa no es muy competitivo, sin embargo, en economía si posee una ventaja contra sus competidores.

Los resultados entre los tres puentes son bastantes parejos, cada uno tiene sus puntos altos, pero la ventaja sin dudas la tiene el puente colgante, un factor esencial es que no requerirá la construcción de pilas sobre el cauce del río, aspecto que si se tenía en cuenta en las otras dos alternativas.

3.8 Restricciones

- Necesidad de promover el turismo en el lugar con una obra estéticamente agradable, que incentive las visitas de turistas nacionales y extranjeros al cantón (puente colgante y en arco).
- Al ser el río Daule uno de los principales cuerpos de agua del Ecuador, la obligación de no afectar su cauce se vuelve un factor primordial (puente colgante).
- Necesidad de mano de obra especializada (puente en arco).
- Transporte de elementos prefabricados desde sitios lejanos aumentan los costos del proyecto (puente con vigas y losa).

- Construcción de manera rápida y eficiente, sin causar molestias a los habitantes aledaños al sitio (puente colgante y de vigas y losa).
- Se requiere que las cargas que se le añadan sean bajas, ya que al estar ubicados los apoyos a orillas del río, los suelos en estos lugares no son óptimos.
- Evitar la necesidad de construir cimentaciones profundas, ya que aumentaría en gran porcentaje el costo de la obra.
- Proteger los materiales que se empleen, ante ambientes agresivos que puedan generar corrosión (puente colgante y en arco).
- Los perfiles metálicos muchas veces tienen que ser importados (puente colgante y en arco).

3.9 Selección de la alternativa

En base a lo presentado, el puente colgante tiene una ligera ventaja frente a las otras dos alternativas, por ende, se presentan las distintas ventajas que este tipo de puente posee:

Ventajas Constructivas

- Los tiempos de construcción se reducen notablemente al utilizar elementos metálicos y el uso de cables.
- No tener que construir sobre cuerpos de agua.

- No necesita de mano de obra especializada para el montaje de sus partes.
- Las áreas de implantación de las torres no son muy grandes.
- No necesita de apoyos centrales durante su construcción.

Ventajas Estructurales

- Siendo relativamente flexibles, pueden flexionarse bajo vientos violentos y terremotos.
- Al utilizar elementos metálicos las cargas que soportarán las torres no serán grandes.
- Como el diseño será de un solo tramo, no se requiere de la utilización de juntas de expansión.
- El vano central puede ser muy largo en relación con la cantidad de material empleado.
- Pueden tener la plataforma a gran altura permitiendo el paso de barcos muy altos.

Ventajas Ambientales

- Construcción seca.
- No existirá afectación al cauce del río.
- Bajo nivel de escombros y desechos.
- El paisajismo del lugar se verá mejorado por una obra de esta calidad

Ventajas en costos

- El ahorro de tiempo involucra ahorro de dinero. Las rapidezces durante el montaje de la estructura hacen que la obra sea realizada en un corto periodo de tiempo, generando el ahorro de gastos económicos.
- Su poco peso repercute a que la cimentación sea superficial y de dimensiones normales.
- La utilización de mano de obra local genera un ahorro económico. No se necesita mano de obra especializada para el montaje de los elementos.

3.10 Conclusiones del análisis de alternativas

En base a los análisis planteados, se procede a la selección de la alternativa uno, que comprende la construcción de un puente peatonal colgante hecho en mayor parte por estructura metálica. Cumpliendo con los requisitos que el lugar de implantación de la obra lo requiere: aspectos ambientales, estéticos, estructurales, económicos, que favorecen a la elección del mismo.

Es necesario destacar que la alternativa elegida es en base al análisis de distintos factores, que fueron realizados mediante investigaciones, experiencias, normativas; que a lo largo de los años se han desarrollado, gracias a que la construcción de estos puentes ha ido

ganando más espacio en la sociedad, debido a las necesidades que los pueblos requieren.

CAPÍTULO 4

ESTUDIOS PARA EL DISEÑO

4.1 Estudios topográficos

En esta sección se deberán obtener mapas topográficos y detallar la sección transversal del cauce en la ubicación seleccionada, también se deberá contar con fotografías aéreas, y si es posible revisar información del comportamiento de otros puentes cercanos a la zona de estudio.

Las cotas del terreno donde se implantarán las torres del puente colgante oscilan entre 6.5 y 7 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.). En la Figura se muestra el levantamiento topográfico del Malecón 26 de Noviembre de la ciudad de Daule realizado por la compañía CPR Asociados para la construcción de un nuevo malecón. También se muestra la orientación tentativa (Noroeste) del puente colgante a diseñar.

Como se pudo notar en la Figura , el levantamiento topográfico solo está disponible en una de las márgenes del río y para poder obtener un perfil del río representativo de la sección donde se implantará el puente se tuvo que realizar una batimetría con ayuda de una cinta y una canoa. El procedimiento consistió en tomar una cinta y amarrar un objeto pesado al extremo para que se desplace al fondo del río, y registrar la distancia desde el fondo del río hasta la superficie de agua (ver Figura). Este proceso se realizó cada 5 metros a lo largo de la orientación elegida para el puente.

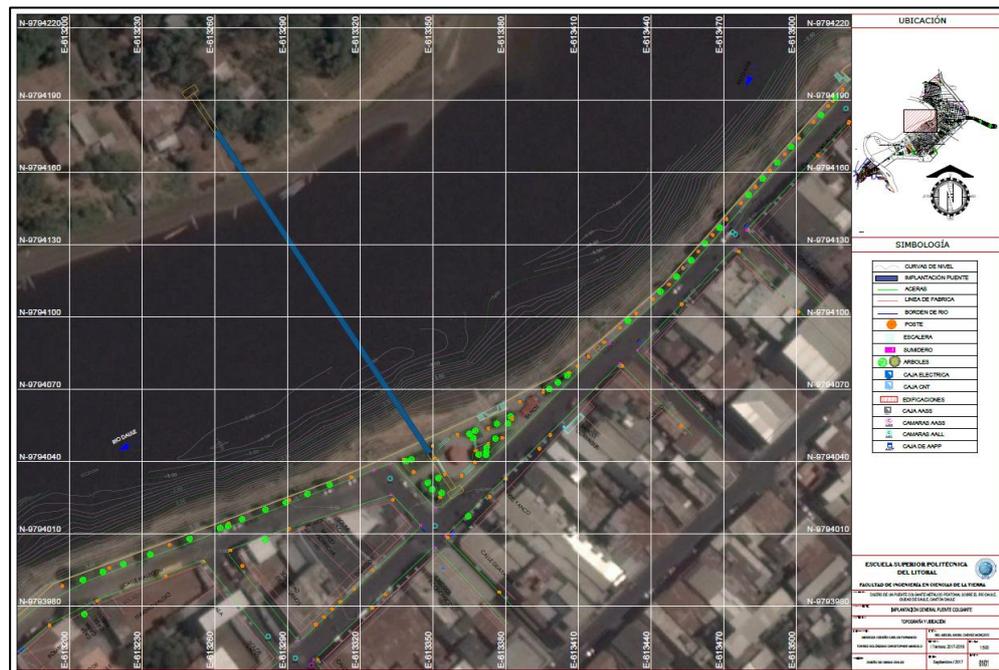


Figura 4.1 Levantamiento topográfico del malecón de Daule.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.



Figura 4.2 Batimetría realizada con cinta y canoa.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Con el levantamiento topográfico disponible y la batimetría realizada se obtuvo un perfil representativo del río indispensable para los estudios hidrológicos e hidráulicos que se realizarán más adelante.

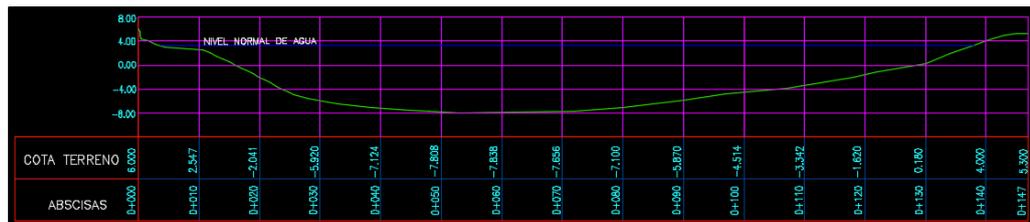


Figura 4.3 Perfil del río en la sección de estudio.

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

4.2 Estudios Geotécnicos

Se deben revisar estudios geotécnicos provenientes de ensayos de laboratorio y de campo, por ejemplo, perforaciones realizadas en el cauce. De esta manera se podrá estimar la forma de la estratigrafía del suelo en la sección de cauce donde se implantará el proyecto.

Gracias a los estudios realizados por la compañía CPR Asociados, se pudo recopilar información acerca de sondeos geotécnicos mecánicos realizados a pocos metros de la implantación de uno de los estribos del puente, mediante los cuales se determinó la estratigrafía existente en el área de estudio. La campaña de exploración consistió en la ejecución de sondeos mecánicos y prospección geofísica basada en la propagación de

ondas sísmicas. A continuación, se muestra la ubicación de los sondeos en la Figura .

Las perforaciones se realizaron desde el nivel del terreno natural, encamisando con tubería de revestimiento de 4 pulgadas los primeros 2 metros para evitar el cierre de la perforación por derrumbes de los estratos superficiales, las muestras fueron obtenidas usando muestreador “Cuchara partida”.

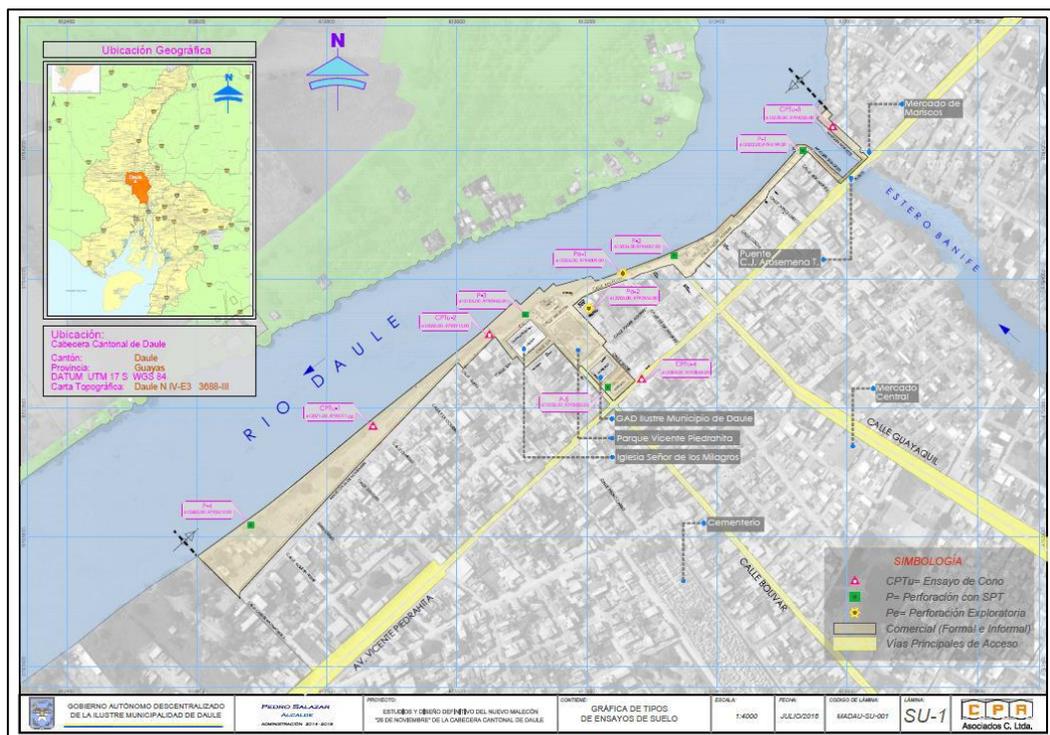


Figura 4.4 Ubicación de las perforaciones en el malecón de Daule.

Fuente: CPR Asociados, 2016.

Para el ensayo de penetración estándar (SPT), de 2 pulgadas de diámetro exterior DE, y 1.375 pulgadas de diámetro interior DI, se utilizó el martillo tipo Safety (63.5 kg, 0.76 m altura de caída y varillas AW).

Las muestras obtenidas del ensayo SPT, fueron tomadas a diferentes profundidades para cada sondeo. Durante la ejecución de los sondeos y operaciones de muestreo, el personal de campo mantenía un registro de las actividades realizadas in situ, anotando la descripción visual del suelo para las muestras.

Se daba por finalizada la perforación cuando se presentaban uno de los siguientes tres casos: (a) cuando se alcanzaba la profundidad proyectada para el sondeo, (b) en el caso de obtener 50 golpes en los primeros 15 cm de penetración de la cuchara, o (c) cuando se presentaban 100 golpes en los últimos 30 cm de penetración de la cuchara, entendiéndose esto como rechazo.

El número de golpes fue registrado en cada tramo de los sondeos ejecutados. En el presente estudio de suelos no se presentó rechazo en ninguna de las pruebas SPT realizadas.

Se realizaron un total de 5 sondeos mecánicos con SPT denominados P-1 hasta P-5, de profundidades variables entre 9.50 metros y 15.00 metros. El método de perforación utilizado fue de percusión y lavado. Durante la ejecución del sondeo se realizaron ensayos de campo de resistencia a la penetración, tipo SPT, y se muestrearon los materiales con cuchara partida.

En la Figura se observa la caracterización geotécnica de la perforación P-2, donde se encontraron más de 9 metros de material catalogado como relleno no compactado y sin control ingenieril.



Figura 4.5 Ejecución del ensayo SPT-P2.

Fuente: CPR Asociados, 2016.

Las muestras obtenidas fueron llevadas al laboratorio de suelos para realizar los ensayos que permitieron la clasificación de los materiales en el sistema SUCS.

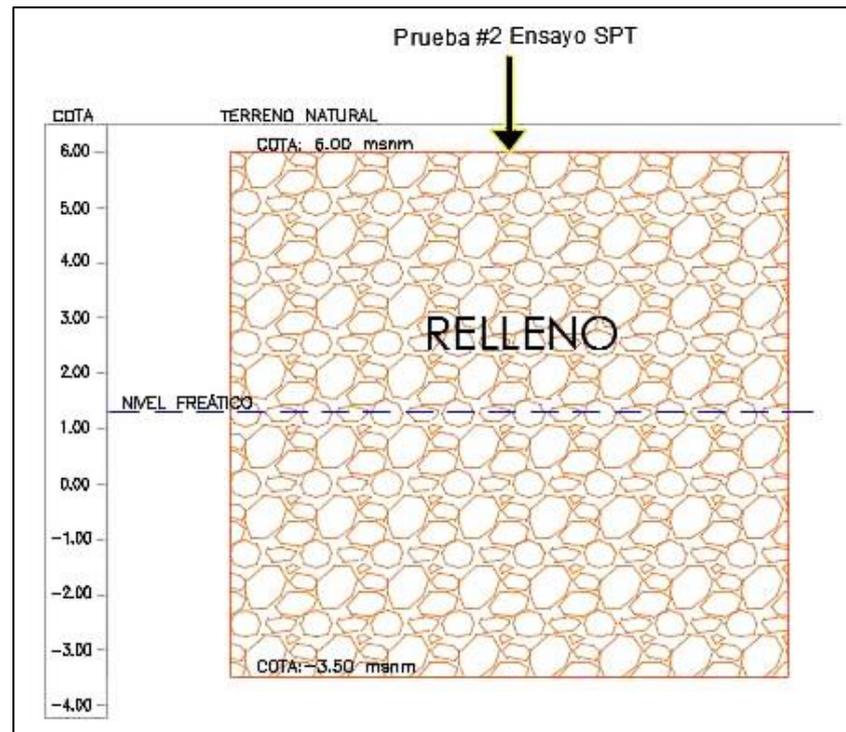


Figura 4.6 Caracterización estratigráfica de sondeo geotécnico SPT-P2.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

4.2.1 Ensayos de suelo

Además de los ensayos y la descripción visual realizada en campo, para realizar la clasificación de los suelos de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelo (SUSC), según las normas ASTM D-2487, se realizaron ensayos de laboratorio con muestras alteradas obtenidas durante los sondeos. Los ensayos realizados son:

- Contenido de humedad ASTM D-2216
- Granulometría ASTM D-422
- Límites de Atterberg ASTM D-4318
- Ensayos de Consolidación ASTM D-2435

A continuación, se muestran los resultados de los ensayos en la zona del malecón.

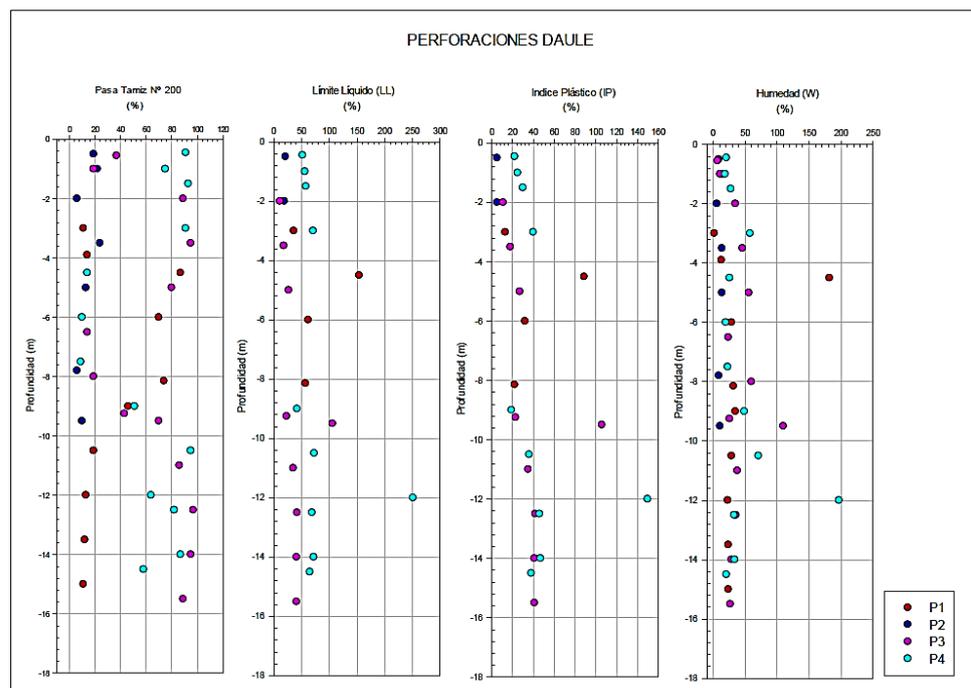


Figura 4.7 Resultados de los ensayos SPT en la zona del malecón.
Fuente: CPR Asociados, 2016.

En base a los ensayos realizados se obtienen las siguientes propiedades del suelo que serán utilizadas para estimar los

parámetros de diseño para la cimentación de las torres del puente colgante.

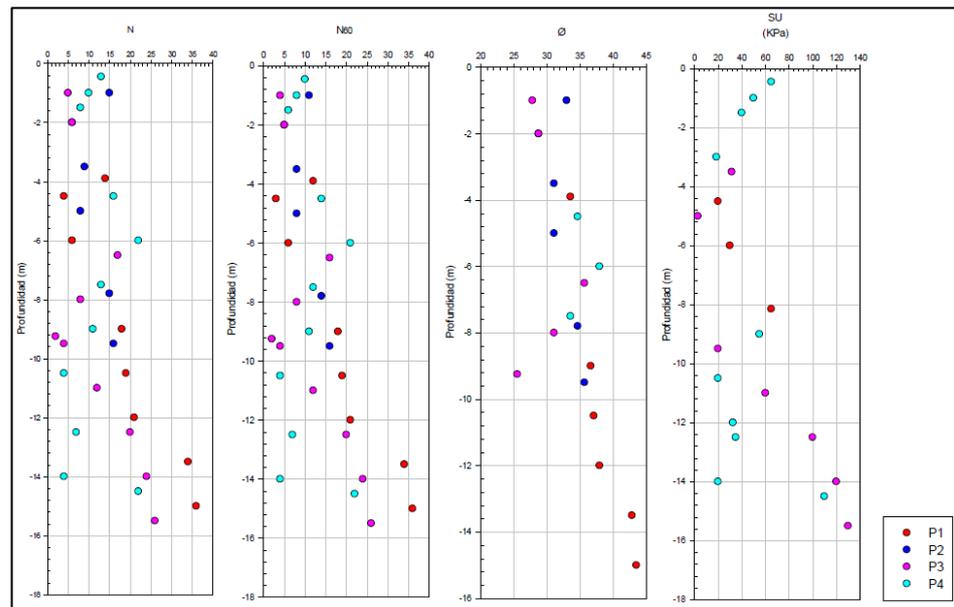


Figura 4.8 Propiedades del suelo obtenidas del ensayo SPT.

Fuente: CPR Asociados, 2016.

4.2.2 Caracterización del material del lecho del río

Fue necesaria la caracterización del material del lecho del río para la realización de los estudios hidráulicos, en los cuales se requiere como dato para las ecuaciones de Manning y de Lischvan Lebediev, la rugosidad y el diámetro medio de las partículas. Por tal razón se tomó una muestra de la orilla del río para realizar el ensayo de granulometría.



Figura 4.9 Muestras del suelo de las orillas del río.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

A continuación, se muestran los resultados del ensayo de granulometría realizado al material de la orilla del río.

Tabla VIII. Resultados del ensayo de granulometría del material del río.

Tamiz		Peso Retenido Parcial	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Pasante Acumulado
ASTM	mm				
3/4"	19.10	42.95	16.6%	16.6%	83.4%
No. 4	4.75	94.84	37.4%	53.9%	46.1%
No. 10	2.00	32.38	12.8%	66.7%	33.3%
No. 40	0.43	57.83	22.8%	89.5%	10.5%
No. 200	0.08	10.36	3.9%	93.5%	6.5%
Total		253.66 gr			

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

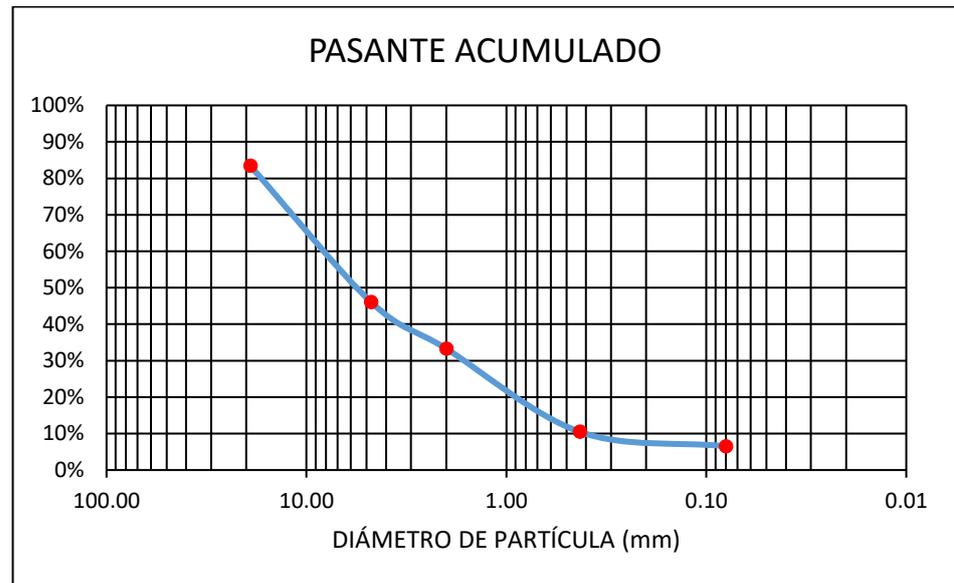


Figura 4.10 Curva granulométrica del material del río.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Para obtener el diámetro medio de las partículas se emplea la siguiente ecuación:

$$d_m = \sum d_i P_i$$

donde:

d_m = diámetro medio en mm;

d_i = diámetro de la partícula en mm;

P_i = porcentaje retenido en aquel tamiz.

Para obtener la rugosidad del material se emplea la siguiente ecuación:

$$n = \frac{d_m^{1/6}}{26}$$

Tabla IX. Parámetros del suelo obtenidos.

Clasificación	
SUCS	SM
AASHTO	A-1
d_m [mm]	5.29
n	0.0346

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

4.3 Estudios hidrológicos

En general los estudios hidrológicos e hidráulicos se refieren a la recopilación de información sobre avenidas que permitan la estimación del caudal máximo en el cruce del puente; la obtención de la curva caudal-frecuencia correspondiente al sitio; la determinación de la distribución del caudal y de las velocidades; y la estimación de profundidad de socavación general.

Por último, rescatar información respecto a niveles de agua máximos extraordinarios (NAME) con su respectiva fecha de ocurrencia; información de materiales flotantes y obras hidráulicas que afecten el nivel de las aguas.

La finalidad de un estudio hidrológico es determinar el caudal del río en la sección donde se ubicará nuestro proyecto. El caudal por determinar debe estar asociado a su probabilidad de ocurrencia, y así conocer los antecedentes probabilísticos sobre el comportamiento del río a futuro.

Conocido el caudal del río podemos calcular las crecidas para el diseño y altura de nuestro tablero del puente.

Se define como crecida al fenómeno que conlleva el aumento del caudal y altura de agua en un río, durante un tiempo relativamente corto y de forma repentina. Algunos factores que intervienen en estos fenómenos son: caudal máximo, nivel máximo de aguas en varias secciones del río, velocidad de escurrimiento, duración del fenómeno, volumen de sólidos arrastrados o depositados, y la frecuencia con la que se produce la inundación.

4.3.1 Método para calcular la crecida de diseño

Existen varios métodos dependiendo de la información hidrológica disponible y de las características de la cuenca. Cada uno de estos suponen una hipótesis diferente. Para calcular una crecida de diseño se debe partir de una probabilidad de ocurrencia de las diferentes magnitudes de la crecida. Para ello existen metodologías (1) directas, que requieren valores de caudales máximos en la zona de estudio; (2) regionales, se las emplea cuando no hay mediciones o existen pocas mediciones de caudal en la zona de estudio y se proyectan por medio de datos medidos en lugares de estudio similares; e (3)

indirectas, realizan una estimación del caudal relacionando variables como la precipitación y el escurrimiento.

La precisión de cualquiera de los métodos dependerá estrictamente de la información hidrológica empleada, por esto se debe verificar su relevancia, consistencia y exactitud.

En este proyecto se utilizó el método directo para la estimación de la crecida de diseño ya que se disponían datos de caudal de la estación hidrológica Daule en la Capilla (H365) que databan desde el año 1982 hasta abril del 2015.

Con dichos datos se elaboró un análisis de frecuencia de la variable caudal para encontrar su máximo valor y su respectiva probabilidad de ocurrencia. A continuación, se muestran los registros de manera ilustrativa de la estación H365.

Al observar la Figura 4.11 podemos notar la falta de datos en el año 1983 en su totalidad, en varios meses de 1992, y en el 2014 casi en su totalidad. El caudal máximo en los años 1983 y 2014 fue remplazado por el promedio de los otros años, mientras que para el

año 1992 se obtuvo el caudal máximo de los datos disponibles en ese año ya que correspondían a mediciones en los meses lluviosos.

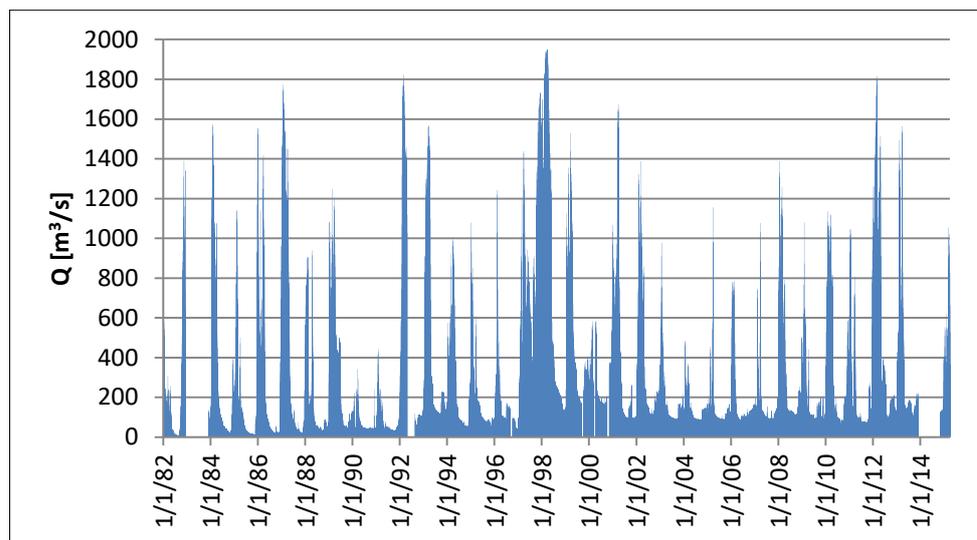


Figura 4.11 Datos crudos de Caudal estación H365.

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Los modelos que mayormente se emplean en esta metodología son la Distribución de valores extremos, el Normal, Log-Normal y Pearson Tipo III. Los parámetros de cada modelo se obtuvieron con el Método de los Momentos.

A continuación, se muestran los datos de caudal máximos anuales de la estación H365.

Tabla X. Caudales anuales máximos de la estación H365.

No. año	Año hidrológico	Caudal máximo [m³/s]
1	1982	1389,46
2	1983	1235,74
3	1984	1573,76
4	1985	1142,97
5	1986	1556,15
6	1987	1773,43
7	1988	939,78
8	1989	1247,11
9	1990	341,46
10	1991	441,14
11	1992	1822,61
12	1993	1566,98
13	1994	996,17
14	1995	1079,45
15	1996	1242,23
16	1997	1736,18
17	1998	1953,15
18	1999	1528,53
19	2000	584,30
20	2001	1675,20
21	2002	1387,52
22	2003	978,40
23	2004	485,02
24	2005	1156,61
25	2006	785,75
26	2007	1076,64
27	2008	1387,05
28	2009	1081,24
29	2010	1134,57
30	2011	1046,02
31	2012	1815,75
32	2013	1563,81
33	2014	1235,74
34	2015	1055,12

Fuente: INAMHI, 2015.

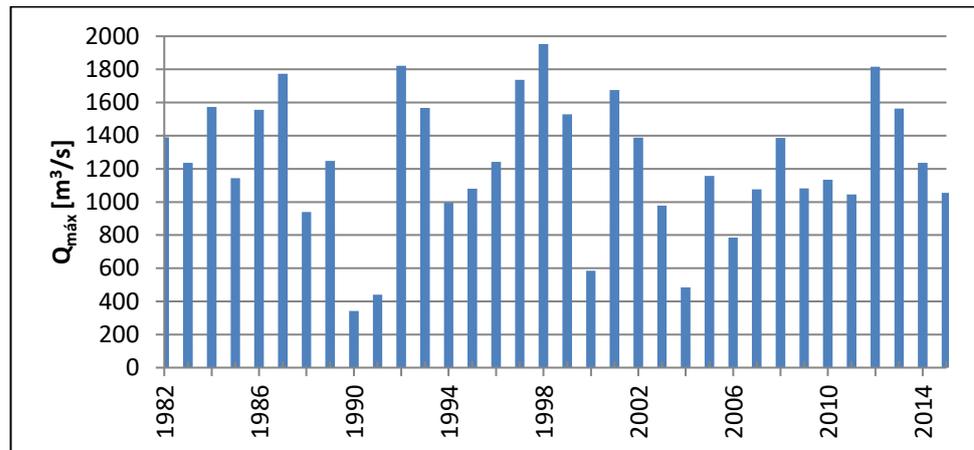


Figura 4.12 Caudales máximos anuales de la serie de datos entre 1982 a 2015.

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

4.3.2 Seguridad y Confiabilidad del Diseño

Aquí se deben definir tres hitos. El primero es el grado de riesgo que se debe considerar para el problema en estudio. Segundo, se debe calcular el periodo de retorno o probabilidad de ocurrencia de la variable en cuestión relacionada con la vida útil de la obra y el riesgo seleccionado. Por último, se debe estimar la crecida de diseño en función del periodo de retorno calculado.

4.3.3 Riesgo del diseño

El riesgo se determina considerando la garantía de seguridad de la obra y las consecuencias emergentes frente a una eventual falla. Los efectos generados por el colapso de una estructura pueden ser sociales, económicos, políticos y ambientales.

4.3.4 Periodo de retorno de diseño

Una vez seleccionada la probabilidad de falla de la obra (riesgo), y la vida útil de la misma se pueden relacionar ambos conceptos con el periodo de retorno de la crecida de diseño. Entonces el riesgo de falla de una estructura, o la probabilidad de que una variable sea mayor que cierto valor Q asociado a un periodo de retorno T en el transcurso de una vida útil de n años, se obtiene de la siguiente expresión:

$$Prob(x > Q) = R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

de forma ilustrativa la expresión anterior ha sido tabulada con los siguientes valores:

Tabla XI. Periodo de retorno para distintas vida útil y riesgo de falla.

Riesgo de falla	Vida útil de la obra, años				
	10	20	30	50	100
0,25	35	70	105	174	348
0,1	95	190	285	475	950
0,05	195	390	585	975	1950
0,01	995	1990	2985	4977	9953

Fuente: NEVI-12 - MTOP, 2013.

4.3.5 Estudios de frecuencia

Esto sirve para asociar a cada valor de la variable una probabilidad de ocurrencia. Este es alcanzado al representar a la variable por un

modelo probabilístico y estimando los parámetros de dicho modelo. A continuación, se detallarán las funciones de densidad de probabilidad o funciones de distribución acumulada para modelos de uso habitual en estudios hidrológicos.

Tabla XII. Funciones de densidad y probabilidad acumulada.

Distribución	Función de densidad probabilística $f(x)$ O Función de distribución acumulada $F(x)$	Rangos de variable aleatoria y parámetros
Valores Extremos Tipo I (Gumbel)	$P(x < X) = q = F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$ $f(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta) - e^{-\alpha(x-\beta)}]}$	$-\infty \leq x < \infty$ $\alpha > 0$
Normal	$f(x) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\bar{x}}{s}\right)^2}$	$s > 0$
Log-Normal	$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2}$	$x > 0$

Fuente: NEVI-12 - MTOP, 2013.

Tabla XIII. Estimación de parámetros por método de los momentos.

Parámetro	Ecuación
Media	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$
Desviación estándar	$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}}$
Coefficiente de variación	$C_v = \frac{s}{\bar{x}}$
Coefficiente de asimetría	$g = \left[\frac{n}{(n-1)(n-2)} \right] \sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i - \bar{x}}{s} \right)^3$

Fuente: NEVI-12 - MTOP, 2013.

Tabla XIV. Parámetros α y β de los modelos probabilísticos.

Distribución	Parámetro α	Parámetro β
Valores Extremos Tipo I	$\alpha = \frac{\sigma_x}{s}$	$\beta = \bar{x} - \frac{\mu_x}{\alpha}$
Normal	$\alpha = \bar{x}$	$\beta = s$
Log-Normal	$\alpha = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i$	$\beta = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \alpha)^2}{n}}$

Fuente: Aparicio Mijares, 1992.

4.3.6 Resultados del estudio hidrológico

Asumiendo que nuestra estructura tendrá una vida útil de 50 años, y considerando un riesgo de falla del 25%, según la Tabla XI el periodo de retorno de nuestra crecida de diseño será de 174 años. A continuación, se describirán los resultados obtenidos de las tres distribuciones probabilísticas empleadas.

- Distribución Gumbel tipo I – Valores extremos

Calculando la media y desviación estándar de los máximos anuales de la Tabla X:

$$n = 34$$

$$\bar{x} = 1235,74 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s = 408,92 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los parámetros σ_x y μ_x se obtienen por interpolación de la Tabla XV.

Tabla XV. Parámetros de la distribución Gumbel.

n	μ_x	σ_x
10	0,4952	0,9496
15	0,5128	1,0206
20	0,5236	1,0628
25	0,5309	1,0914
30	0,5362	1,124
35	0,5403	1,1285
40	0,5436	1,1413
45	0,5463	1,1518
50	0,5485	1,1607
55	0,5504	1,1682
60	0,5521	1,1747
65	0,5535	1,1803
70	0,5548	1,1854
75	0,5559	1,1898
80	0,5569	1,1938
85	0,5578	1,1974
90	0,5586	1,2007
95	0,5593	1,2037
100	0,5600	1,2065
Infinito	0,5770	1,2830

Fuente: Aparicio Mijares, 1992.

Para $n = 34$

$$\mu_x = 0,5395$$

$$\sigma_x = 1,1276$$

$$\alpha = \frac{\sigma_x}{s} = \frac{1,1276}{408,92} = 0,002758$$

$$\beta = \bar{x} - \frac{\mu_x}{\alpha} = 1235,74 - \frac{0,5395}{0,002758} = 1040,1$$

$$T = 174 \text{ años}$$

Reemplazando en la función de densidad acumulada:

$$1 - \frac{1}{T} = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

despejando x :

$$x = \beta - \frac{1}{\alpha} \ln \ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \approx 2910 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\rightarrow Q_{m\acute{a}x} = 2910 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Distribución normal

Debido a la complejidad para obtener la función de densidad acumulada de la distribución Normal, se ha estandarizado con métodos numéricos. Sin embargo, para hacer esto se requeriría una tabla para cada valor de α y β , por lo tanto, se ha definido la variable estandarizada:

$$z = \frac{x - \alpha}{\beta}$$

$$T = 174 \text{ años}$$

la probabilidad de no excedencia asociada a un determinado periodo de retorno es:

$$q = \frac{T - 1}{T} = \frac{173}{174} = 0,9943$$

De forma general los valores de z y q se muestran en la Tabla XVI:

Tabla XVI. Probabilidades de la distribución Normal.

z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993

3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

Fuente: Universidad Carlos III de Madrid, 2017.

De la tabla anterior tenemos que para:

$$q = 0,9943$$

$$\rightarrow z = 2,53$$

despejando x :

$$x = \alpha + z\beta \approx 2270 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\rightarrow \mathbf{Q_{m\acute{a}x} = 2270 \text{ m}^3/\text{s}}$$

- Distribución log-normal

Calculando los parámetros α y β de los máximos anuales de la Tabla

X tenemos:

$$\alpha = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i = 7,05$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \alpha)^2}{n}} = 0,4076$$

$$z = \frac{\ln x - \alpha}{\beta}$$

$$T = 174 \text{ años}$$

$$q = 0,9943$$

$$\rightarrow z = 2,53$$

despejando x :

$$x = e^{\alpha+z\beta} \approx 3232 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\rightarrow Q_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 3232 \text{ m}^3/\text{s}$$

En forma de resumen se presentarán los caudales máximos obtenidos por cada distribución utilizando diferentes periodos de retorno:

Tabla XVII. Caudales máximos estimados con diferentes funciones de distribución.

Riesgo de falla	T	Gumbel	Normal	Log-normal
0.25	174	2910	2270	3231
0.1	475	3275	2405	3696
0.05	975	3536	2503	4076
0.01	4977	4127	2552	4778

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Para nuestro periodo de retorno $T = 174 \text{ años}$, tenemos tres estimaciones de $Q_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}}$, todas mayores a $1953.2 \text{ m}^3/\text{s}$ que fue la descarga máxima histórica registrada por la estación H365 y corresponde al año donde se presentó el fenómeno “El Niño”.

La distribución Log-Normal arrojó un valor 20% mayor al promedio de los resultados de las distribuciones Gumbel y Normal, por tal razón se lo descartará. Las distribuciones Gumbel y Normal arrojaron estimaciones mayores a la descarga registrada en el fenómeno “El Niño” en un 33% y 14% respectivamente.

Ya que la distribución Normal subestima los máximos y que la distribución Gumbel es exclusiva para valores extremos, seleccionaremos el resultado de Gumbel por ser más conservador para nuestra crecida de diseño.

$$\rightarrow \text{Caudal de diseño} = 2910 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.4 Estudios hidráulicos

4.4.1 Cota de máxima creciente

Entrevistas a personas que viven en las márgenes del río en la sección de estudio, revelaron que durante el fenómeno “El Niño”, el nivel del río alcanzó una cota máxima de 6.2 m.s.n.m. aproximadamente.

Calculando el caudal para la cota 6.2 m.s.n.m. se tiene que:

Tabla XVIII. Caudal estimado para la cota del fenómeno "El Niño".

Variable	Magnitud
Cota	6.2 m. s. n. m.
Rugosidad	$n = 0.0346$
Pendiente del río	$S = 0.04\%$
Área de la sección	$A = 1420.51 \text{ m}^2$
Perímetro mojado	$P = 152.25 \text{ m}$
Caudal (Fórmula de Manning)	$Q = \frac{A^{5/3} S^{1/2}}{nP^{2/3}} = 3639.66 \text{ m}^3/\text{s}$

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

El caudal calculado para la cota 6.2 m. s. n. m. es mayor que es estimado para un periodo de retorno de 174 años, por lo tanto, asumiremos la cota de creciente del fenómeno "El Niño" más una tolerancia de 30 cm como la cota de máxima creciente.

→ **Cota de máxima creciente = 6.5 m. s. n. m.**

4.4.2 Estudios de socavación

Para este estudio se emplearon las ecuaciones de Lischtván Lebediev para socavación general en cauces definidos para suelos no cohesivos homogéneos.

Se requerirán los siguientes datos para el estudio de socavación:

Tabla XIX. Datos para calcular la socavación general de la sección de estudio.

Variable	Magnitud
Periodo de retorno de diseño	$T = 174 \text{ años}$
Diámetro medio de partículas	$d_m = 0.52 \text{ mm}$
Pendiente el río	$S = 0.04 \%$
Rugosidad	$n = 0.0346$
Peso específico de la mezcla agua-material suspendido	$\gamma_{mezcla} = 1.03 \text{ Ton/m}^3$

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Ecuación para velocidad crítica de socavación.

$$V_s = 0.68\lambda d_m^{0.28} \varphi H_s^x$$

donde:

d_m = diámetro medio de partículas [mm]

λ = Coeficiente que depende del periodo de retorno, $\lambda = 0.0973 \log(T) + 0.79$

φ = depende de $\gamma_{mezcla} [T/m^3]$, $\varphi = 1.51\gamma_{mezcla} - 0.54$

x = exponente variable en función de d_m , $x = -0.0089(\log d_m)^2 - 0.041 \log d_m + 0.395$

H_s = tirante socavado [m]

con la hipótesis de que la socavación empezará cuando la velocidad del agua en el fondo del río alcance la velocidad crítica de socavación, es decir, $V = V_s$, tenemos que:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.68 \lambda \varphi d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

donde:

$$\alpha = \text{factor de crecientes, } \alpha = \frac{S^{1/2}}{n} = \frac{V}{R_h^{2/3}}$$

H_0 = tirante no socavado [m]

Los resultados de la socavación se muestran a continuación en la Tabla XX y en Figura .

Tabla XX. Cálculo de profundidad de socavación en la sección de estudio.

Abscisa	H_0	H	$H_s - H_0 = y_s$
5	3.25	2.62	-
10	3.65	3.03	-
20	8.20	8.15	-
30	12.12	13.15	1.03
40	13.32	14.77	1.45
50	14.01	15.71	1.70
60	14.04	15.75	1.71
70	13.86	15.50	1.64
80	13.30	14.74	1.44
90	12.07	13.09	1.02
100	10.71	11.31	0.60
110	9.54	9.81	0.27
120	7.82	7.69	-
130	6.02	5.58	-
140	2.20	1.63	-

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

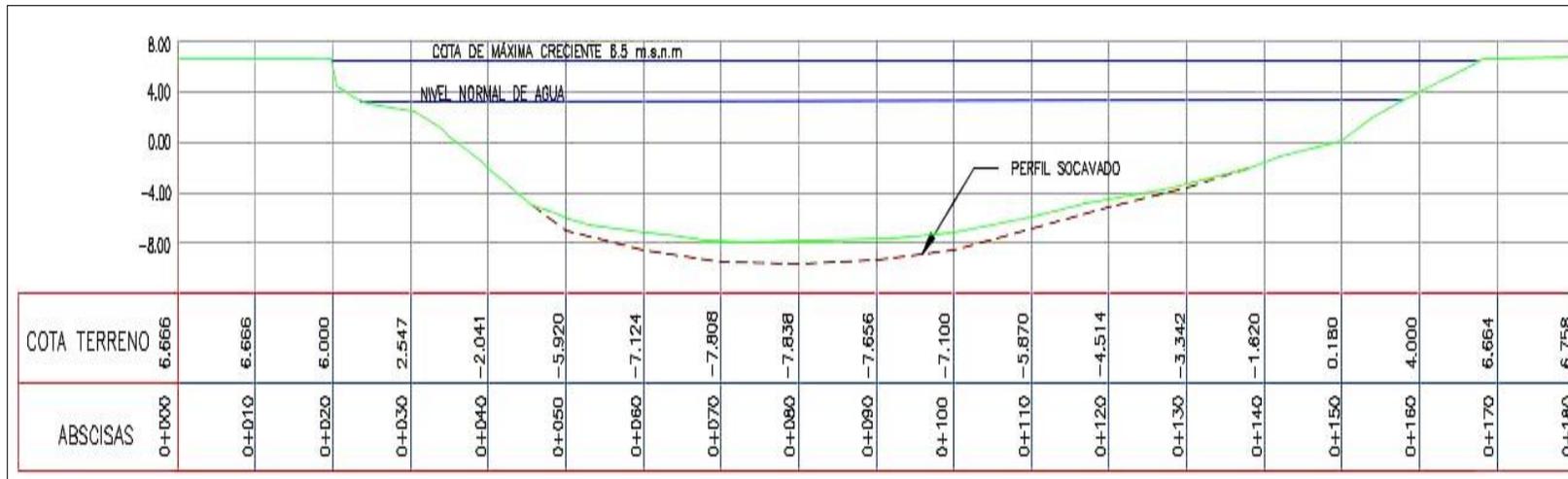


Figura 4.13 Perfil del río antes y después del fenómeno de socavación.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

4.5 Estudios de impacto ambiental

Se deben realizar recomendaciones de impacto ambiental que se refieran a aspectos descriptivos del entorno de la obra; aspectos socioeconómicos y de impactos potenciales. Estos procedimientos deben tomarse en cuenta en la fase de construcción de la obra y el aspecto estético final. En el Capítulo 7 se detallará específicamente, en que consiste el Plan de Manejo Ambiental.

4.6 Aspectos geométricos

Se deben definir correctamente los siguientes aspectos:

- Sección transversal
- Gálidos horizontales y verticales
- Barandas

4.6.1 Sección trasversal

Es la definición del ancho libre del tablero del puente. Esta dimensión garantiza la seguridad, emergencia y comodidad que ofrece el puente.

4.6.2 Gálibo horizontal y vertical

Se define como gálibo a la distancia libre mínima para garantizar una circulación vehicular y peatonal. En puentes sobre agua, el gálibo, entre la creciente máxima de diseño y el borde inferior de la superestructura, debe ser mínimo de 2 m. Aumentándose 1 m más en zonas donde haya arrastre de materiales para asegurar la estabilidad de la estructura.

La selección del gálibo dependerá también del grado de importancia de nuestra estructura y la luz del puente.

Si el cauce es navegable el gálibo debe ser mayor que la altura de la embarcación navegable de diseño más una cierta tolerancia a criterio del diseñador.

4.6.3 Barandas

Se debe considerar la instalación de barandas e ambos lados de la estructura del puente para la protección de los peatones y ciclistas.

4.7 Estudios diseño sísmico

Aquí se detallan las consideraciones de diseño y construcción para disminuir los efectos dinámicos generados por fuerzas sísmicas en el

punte. Los puentes colgantes, atirantados y tipo arco no están cubiertos por las normas NEVI-12.

4.8 Cargas de viento

Para la estimación de las cargas generadas por los vientos, el primer paso para su computo es la determinación de la velocidad del viento y la velocidad del viento corregida. La Norma NEC 2015, en el capítulo de cargas no sísmicas sección 3.2.4, establece que la velocidad máxima de viento a una altura de 10 m es la adecuada como velocidad de viento de diseño para una estructura o edificación, teniendo como mínimo 21 m/s (75 km/h).

Para obtener la velocidad de viento corregida, se multiplicará la velocidad máxima instantánea por un coeficiente de corrección σ , el cual depende de las condiciones topográficas, altura y nivel de exposición al viento de la estructura.

$$V_b = V \cdot \sigma$$

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;

σ = coeficiente de corrección de la Tabla XXI.

Las condiciones topográficas se reparten en 3 categorías:

- A. Sin obstrucción: Edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- B. Obstrucción baja: Edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10 m.
- C. Zona edificada: Zonas urbanas con edificios de gran altura.

Tabla XXI. Coeficiente de corrección σ .

Altura [m]	Categoría		
	A	B	C
5	0.91	0.86	0.8
10	1	0.9	0.8
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.

La ecuación para el cálculo de la presión ejercida por el viento es la siguiente:

$$P = \frac{1}{2} \rho V_b^2 C_e C_f$$

Donde:

P = presión del viento en Pa (N/m²);

ρ = densidad del aire en Kg/m³ (en general se puede adoptar 1.25 Kg/m³);

C_e = coeficiente de entorno-altura;

C_f = coeficiente de forma, Tabla XXII, o de la Tabla XXIII.

Tabla XXII. Determinación del factor de forma.

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

Fuente: NEC-SE-CG, 2015.

Tabla XXIII. Determinación simplificada del factor de forma.

Tipo de superficie donde actúa la presión	Coefficiente C_f
Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior por su parte inferior, así como ventanas interiores (en el caso de que se dispongan dobles ventanas)	0.3
Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana	0.8
Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura	1.3
Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros	1.5

Fuente: NEC-SE-CG, 2015.

Entonces la presión del viento sería:

$$\sigma = 1$$

$$V_b = 21 \cdot 1 = 21 \text{ m/s}$$

$$\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3$$

$$C_e = 1$$

$$C_f = 1.5$$

$$P = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 21^2 \times 1 \times 1.5 = 413.44 \text{ N/m}^2$$

$$P = 42.14 \text{ Kg/m}^2$$

La presión calculada es la que se ingresará en la modelación de la estructura en el software Sap2000 y también se empleará en el predimensionamiento de las vigas de los pórticos de las torres de sustentación.

CAPÍTULO 5

PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

El predimensionamiento de los elementos estructurales se realizará por flexión y cortante, y el diseño del tablero del puente se realizará por deflexiones máximas. El predimensionamiento de las torres del puente se realizará empleando el método del portal considerando las fuerzas sísmicas y la carga de viento.

5.1 Tablero del puente

El tablero del puente estará conformado por una plancha metálica antideslizante de acero A36 cuyo espesor se lo determinará a continuación:

Módulo elástico: $E_s = 29000 \text{ Ksi} = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia: $F_y = 36 \text{ Ksi} = 2531 \text{ Kg/cm}^2$

Tabla XXIV. Espesores comerciales de planchas antideslizantes IPAC.

Espesores comerciales [mm]	Dimensiones [m]		Peso [Kg/m ²]
	Ancho	Largo	
2	1.23	2.44	17.88
2.5	1.23	2.44	22.84
3	1.23	2.44	25.17
6	1.23	2.44	49.25

Fuente: Catálogo IPAC.

Separación entre largueros que soportan la plancha antideslizante: $l = 60 \text{ cm}$

Deflexión permisible para lámina de pisos:

$$\Delta_a = \frac{l}{300} = \frac{60}{300} = 0.2 \text{ cm}$$

Carga viva peatonal según AASHTO:

$$w_L = 420 \text{ Kg/m}^2$$

Carga que soporta un vano de plancha antideslizante de 1 m de ancho:

$$P = 420 \times 0.6 \times 1 = 252 \text{ Kg}$$

Deflexión máxima para elementos tipo lámina:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{5 PL^3}{384 8EI}$$

Para una plancha de espesor 2 mm:

La inercia para un ancho de 1 m:

$$I = \frac{100 \times 0.2^3}{12} = 0.067 \text{ cm}^4$$

Carga máxima que resiste la sección:

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{384 8 \Delta_a EI}{5 L^3} = 79.64 \text{ Kg}$$

Deflexión máxima generada:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{5}{384 8} \frac{252 \times 0.6^3}{2100000 \times 0.067} = 0.63 \text{ cm} > \Delta_a = 0.2 \text{ cm}$$

→ *Plancha e = 2 mm NO CUMPLE*

Para una plancha de espesor 3 mm:

La inercia para un ancho de 1 m:

$$I = \frac{100 \times 0.3^3}{12} = 0.225 \text{ cm}^4$$

Carga máxima que resiste la sección:

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{384}{5} \frac{\Delta_a EI}{L^3} = 268.8 \text{ Kg}$$

Deflexión máxima generada:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{5}{384} \frac{252 \times 0.6^3}{8 \times 2100000 \times 0.067} = 0.19 \text{ cm} < \Delta_a = 0.2 \text{ cm}$$

→ *Plancha e = 3 mm SI CUMPLE*

5.2 Largueros del puente

Carga viva: $w_L = 420 \text{ Kg/m}^2 = 0.42 \text{ T/m}^2$

Tabla XXV. Estimación de carga muerta.

Carga muerta	Magnitud
Plancha antideslizante	25.2 Kg/m ²
Malla para cerca peatonal	1.9 Kg/m ²
Perfiles cuadrados para cerca	10 Kg/m ²
Total	37.1 Kg/m²

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Carga muerta: $w_D = 37.1 \text{ Kg/m}^2 = 0.04 \text{ T/m}^2$

Carga de trabajo: $w_T = 457 \text{ Kg/m}^2$

Carga distribuida sobre los largueros:

$$q_t = w_T \times s \times f$$

donde:

s = ancho de influencia de loslargueros, $s = 0.6 \text{ m}$

f = factor que considera el peso propio del elemento, $f = 1.05$

$$q_t = 457 \times 0.6 \times 1.05 = 287.91 \text{ Kg/m}$$

El siguiente paso es calcular el momento máximo que genera una carga uniformemente distribuida sobre un larguero. Los largueros se dispondrán soldados sobre las vigas transversales por lo que sus apoyos serán articulaciones simples.

Asumiremos que el momento máximo será igual al generado por una carga distribuida sobre una viga simplemente apoyada, el cual es mayor al generado por la misma carga distribuida, pero sobre una viga con extremos continuos.

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{ql^2}{8} = \frac{287.91 \times 2^2}{8} = 143.96 \text{ Kg} - \text{m} = 14396 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Esfuerzo admisible a flexión del acero: $\sigma_y = 0.65 F_y = 1645 \text{ Kg/cm}^2$

El esfuerzo a flexión se lo determina con la siguiente expresión:

$$\sigma_y = \frac{M}{S}$$

donde:

M = momento flector

S = módulo resistente de la sección transversal que resiste la flexión

Para determinar el perfil del elemento hallaremos primero el módulo de sección requerido:

$$S = \frac{M_{\max}}{\sigma_y} = \frac{14396}{1645} = 8.75 \text{ cm}^3$$

se elegirán perfiles comerciales tipo tubo estructural rectangular, puesto que se dispone de un catálogo proporcionado por la empresa IPAC. El perfil seleccionado es:

$$40 \times 80 \times 2 \text{ mm}$$

$$S = 9.33 \text{ cm}^3$$

Peso propio del perfil: $q_{pp} = 3.56 \text{ Kg/m}$

5.3 Viga transversal

Las cargas soportadas por la viga transversal serán cargas puntuales generadas por los largueros:

$$P = q_t \times l = 287.91 \times 2 = 575.82 \text{ Kg}$$

La carga anterior es la generada por los largueros interiores cuyo ancho de influencia es 60 cm, de forma conservadora se asumirá la misma carga generada por los largueros exteriores cuyo ancho de influencia es menor (30 cm).

Ya que no se cuenta con un momento flector tabulado para las condiciones en la que trabaja la viga transversal, se realizará el modelo en el software Sap2000.

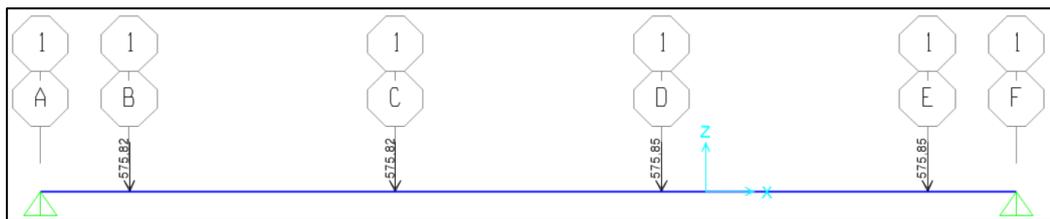


Figura 5.1 Modelamiento de la viga transversal en el Software Sap2000.

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

El momento máximo generado se lo obtiene del diagrama del momento flector arrojado por el software:

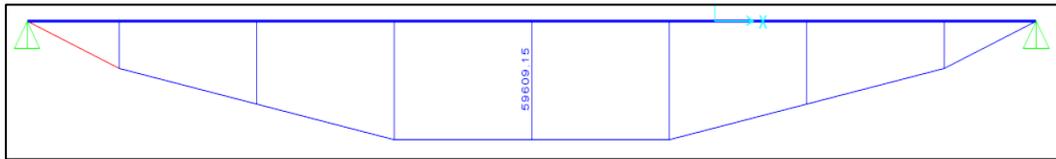


Figura 5.2 Diagrama de momento flector de la viga transversal.

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Entonces se tiene que:

$$M_{m\acute{a}x} = 59609.15 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$S = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\sigma_y} = \frac{59609.15}{1645} = 36.24 \text{ cm}^3$$

De la misma forma que los largueros, se elegirán perfiles comerciales tipo tubo estructural rectangular. El perfil seleccionado es:

$$50 \times 150 \times 3 \text{ mm}$$

$$S = 39.78 \text{ cm}^3$$

Peso propio del perfil: $q_{pp} = 8.96 \text{ Kg/m}$

5.4 Péndolas

La fuerza de tensión resistida por las péndolas será igual a las reacciones generadas en la viga transversal.

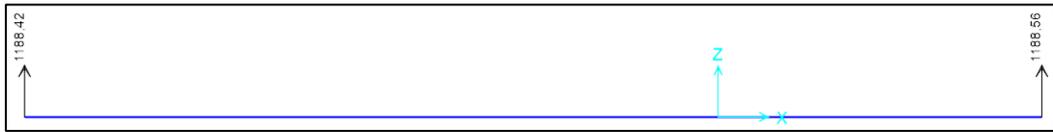


Figura 5.3 Fuerza de tensión generada en las péndolas.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

$$T_{m\acute{a}x} = 1188.42 \text{ Kg}$$

Resistencia a la tensión del acero:

$$\sigma_t = 1645 \text{ Kg/cm}^2$$

Se emplearán varillas redondas lisas para los elementos péndolas. El área de la sección requerida será:

$$A = \frac{T_{m\acute{a}x}}{\sigma_t} = \frac{1188.42}{1645} = 0.722 \text{ cm}^2$$

La VRL 10 tiene una sección de 0.79 cm^2 , la cual cumple con lo solicitado.

Por cuestiones de seguridad emplearemos la VRL 12 cuyas dimensiones son:

$$A = 1.13 \text{ cm}^2$$

Peso propio del perfil: $q_{pp} = 0.89 \text{ Kg/m}$

5.5 Cable principal

Existen varias ecuaciones propuestas para estimar la fórmula de la catenaria que forma el cable principal de este tipo de puentes, las cuales dependen de la flecha del cable, la carga distribuida sobre el cable, la separación entre las torres, y las tensiones generadas en el cable (ya que solo admite este tipo de esfuerzos).

5.5.1 Carga distribuida sobre el cable principal

$$**Carga viva = 378 Kg/m**$$

$$*Plancha antideslizante = 22.7 Kg/m*$$

$$*Malla para cerca = 1.7 Kg/m*$$

$$*Tubos cuadrados para cerca = 9 Kg/m*$$

$$*Largueros = 7.1 Kg/m*$$

$$*Viga transversal = 6.94 Kg/m*$$

$$*Péndolas y accesorios = 30 Kg/m*$$

$$**Carga muerta total = 77.44 Kg/m**$$

$$**W = 378 + 77.44 = 455.44 Kg/m**$$

5.5.2 Trayectoria del cable principal

La ecuación de la trayectoria del cable principal está dada por:

$$Y = \frac{W}{2H}X^2$$

Donde:

Y = ordenada del cable principal siendo 0 en el centro y la flecha en el extremo

W = carga distribuida en el cable

H = tensión mínima en el cable

X = abscisa del cable medida desde la mitad

La altura elegida para las torres fue de 22 m, y se la estimó en base a la flecha del puente, la altura que debe tener el pórtico de las torres donde circularán los peatones, y el gálibo del puente.

Por lo general, la flecha en este tipo de puentes se la calcula como:

$$f = \frac{L}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ m}$$

Donde:

L = es la separación entre las torres del puente

Para determinar la tensión mínima del cable principal debemos reemplazar las coordenadas conocidas en el extremo del cable, en la ecuación de la catenaria.

$$X_e = \frac{L}{2} = \frac{160}{2} = 80 \text{ m}$$

$$Y_e = f = 16 \text{ m}$$

$$16 = \frac{455.44}{2H} \times 80^2$$

$$\rightarrow H = 91088 \text{ Kg}$$

La tensión máxima en el cable será la fuerza resultante de la tensión mínima (horizontal), y la fuerza generada por la carga distribuida (vertical).

$$T = \sqrt{H^2 + (WX)^2}$$

$$T = \sqrt{91088^2 + (455.44 \times 80)^2}$$

$$T = 98104.8 \text{ Kg}$$

La ecuación de la trayectoria del cable entonces estará dada por:

$$Y = \frac{455.44}{2 \times 91088} X^2$$

$$Y = 0.0025X^2$$

El tipo de cable que se empleará es el torón tipo CASCABEL con diámetro nominal de 65 mm. Para este tipo de elementos se utiliza un factor de seguridad de 3 a 3.5, lo cual quiere decir lo siguiente:

$$\text{Carga de rotura mínima garantizada del cable} = 312900 \text{ Kg}$$

$$\text{Factor de seguridad} = FS = 3$$

$$\text{Tensión máxima en el cable} = 98104.8 \text{ Kg}$$

Aplicando el factor de seguridad se debe cumplir que:

$$312900 > 3 \times 98104.8$$

$$312900 > 294314.4$$

→ *Cable con diámetro nominal 65 mm cumple*

5.6 Torres de sustentación

5.6.1 Diseño sísmico

En esta sección se determinará el coeficiente de respuesta sísmico elástico e inelástico, siguiendo la metodología propuesta por las normas AASHTO LRFD 2012. Para esto, se construyeron los

espectros de respuesta elástica y así calcular el coeficiente de respuesta sísmica.

- **Método AASHTO LRFD 2012**

Para la construcción del espectro de respuesta elástica, se consideró que el tipo de suelo bajo la implantación de las torres es el que arrojó un número de golpes del ensayo SPT mayor a 15, por lo tanto, es clase de sitio "D" en esta norma.

- **Espectro de respuesta elástico**

Una vez obtenidos todos los parámetros necesarios, se construye el espectro de respuesta.

$$PGA = 0.45$$

$$S_s = 1.9g$$

$$S_1 = 0.84g$$

$$F_{PGA} = 1.1$$

$$F_a = 1$$

$$F_v = 1.5$$

$$S_{DS} = F_a * S_s = 1.9$$

$$S_{D1} = F_v * S_1 = 1.26$$

$$T_o = 0.2T_s$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Tabla XXVI. Valores para el espectro de respuesta elástico e inelástico.

T	C _{sm}	C _s
0.000	0.495	0.062
0.133	1.900	0.238
0.663	1.900	0.238
0.700	1.800	0.225
0.888	1.418	0.177
1.000	1.260	0.158
1.500	0.840	0.105
2.000	0.630	0.079
2.500	0.504	0.063
3.000	0.420	0.053
3.500	0.360	0.045
4.000	0.315	0.039

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.



Figura 5.4 Espectros de respuesta de diseño.

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

- **Periodo fundamental de la estructura T**

Se obtiene el valor de T, a partir del método que proporciona la NEC-2015, el cual permite el cálculo de las fuerzas sísmicas que se aplican sobre la estructura y de esta forma predimensionarla.

El periodo fundamental se determina con la siguiente expresión:

$$T = Ct * Hn^\alpha$$

Donde:

Ct = Coeficiente que depende del sistema estructural;

Hn = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros;

T = Período de vibración.

Debido a que las torres conforman un sistema de pórticos de hormigón resistentes a momento, el periodo será el mismo en ambas direcciones X e Y.

Tabla XXVII. Periodo fundamental en X e Y.

Tipo de estructura	Pórticos "X" (PCRM)	Pórticos "Y" (PCRM)
Ct=	0.055	0.055
Hn=	22 m	22 m
α =	0.90	0.90
T=	0.89	0.89

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

El valor de aceleración espectral para el periodo de vibración se lo calcula dependiendo de la región a la que corresponde el periodo en el espectro de respuesta sísmica.

Tabla XXVIII. Aceleración espectral.

T	Sa
Tx= 0.89	1.42
Ty= 0.89	1.42

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

- **Peso sísmico de la estructura**

El peso sísmico efectivo W de una estructura debe incluir la carga muerta y el peso propio de los elementos (W_d+W_{pp}). Se estimó en base a un predimensionamiento rápido de las columnas de las torres.

$$W_{efectivo} = 76.37 \text{ Ton}$$

- **Cortante basal de diseño**

El cortante basal de diseño que experimenta la estructura en las direcciones X e Y, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V_{x,y} = C_{sx,y} * W_{efectivo}$$

$$V_{x,y} = 108.33 \text{ Ton}$$

- **Distribución vertical de fuerzas sísmicas**

Se procede a especificar las fuerzas sísmicas individuales aplicadas en cada piso del edificio, la suma de estas fuerzas debe ser igual al cortante basal calculado anteriormente. Se asume una distribución lineal de aceleraciones.

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} * V$$

El valor de k se lo obtiene de la siguiente tabla:

Tabla XXIX. Valores de k para la distribución vertical de fuerzas sísmicas.

Valores de $T(s)$	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

$$k = 1.194$$

A continuación, se muestran las fuerzas sísmicas:

Tabla XXX. Distribución de fuerzas sísmicas.

Nivel	Altura	W	Wh^k	C_v	F_i	V_i
6	22	12.72	509.94	0.30	32.47	32.47
5	18.5	12.72	414.63	0.24	26.40	58.87
4	15	12.72	322.77	0.19	20.55	79.42
3	11.5	12.72	235.02	0.14	14.96	94.39
2	8	12.72	152.37	0.09	9.70	104.09
1	4	12.72	66.59	0.04	4.24	108.33
Total			1701.32			

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

5.6.2 Predimensionamiento de columnas

El pre dimensionamiento de columnas se sustenta en la norma NEC 2015, que se basa en el análisis de las cargas axiales de servicio que soportarán las columnas. Las cargas axiales de servicio que actúan sobre las columnas de nuestro pórtico son las que el cable principal les transfiere, éstas son las correspondientes a carga viva, muerta y

el peso propio del cable, que ya han sido obtenidas anteriormente y que se muestran en la Tabla XXXI.

**Tabla XXXI. Cargas axiales actuantes en columnas.
Cargas axiales en columnas [Ton]**

Viva	83.886
Muerta	17.185
Peso Propio Cable	2.589
Total	103.660

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Para realizar el cálculo de las secciones adecuadas para resistir las cargas axiales, se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_c = \frac{P_i}{\alpha f'_c}$$

A_c = Área de sección transversal de columna

P_i = Carga axial de servicio en columna en nivel i

f'_c = Resistencia del hormigón 280 kg/cm^2

α = Factor que depende de la posición de la columna:

- Columna Esquinera: 0.17
- Columna Exterior: 0.20
- Columna Interior: 0.25

Conservadoramente se toma un promedio de estos valores $\bar{\alpha} = 0.21$.

Se realizará el cálculo para las columnas del piso 6, debido a que son las que tienen contacto directo con las cargas axiales que el cable le transfiere. Para los demás pisos se adoptará una medida muy eficaz más adelante mencionada. De esta manera se calcula:

$$A_c = \frac{103.66}{0.21 \times 0.28} = 1762.92 \text{ cm}^2$$

Se adoptan columnas cuadradas por lo que $b=h$; entonces:

$$A_c = b^2$$

$$b = 41.98 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

∴ Se adoptan columnas cuadradas de 45x45 cm para el piso 6.

Para los pisos restantes el proceso que se realiza es aumentar la sección 5 cm cada dos pisos, para facilidades de diseño y construcción. De esta manera tenemos las secciones de las columnas de las torres de sustentación:

Tabla XXXII. Secciones de columnas.
Secciones columnas [cm]

Piso 1 y 2	55x55
Piso 3 y 4	50x50
Piso 5 y 6	45x45

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

5.6.3 Predimensionamiento de Vigas

El análisis de estas vigas se realizará solo para fuerzas laterales (sísmicas y de viento), debido a que las cargas gravitacionales que transmiten los elementos de la superestructura son contrarrestadas por las columnas, ya que actúan como cargas puntuales sobre éstas. Por tales razones las vigas de las torres de sustentación no trabajan a flexión, su diseño será basado en fuerzas laterales.

Para el análisis de cargas sísmicas y de viento se definirá la condición de apoyos de estas vigas como empotradas. Se aplicará el Método del Portal para el predimensionamiento de las vigas.

- **Método del Portal**

Es un método aproximado para analizar estructuras hiperestáticas ante cargas laterales (sismo, viento), permitiendo el cálculo de fuerzas internas y reacciones.

Para aplicar dicho método se necesita establecer unas hipótesis básicas las cuales debe suponerse para el sistema estructural que se analice. Estas hipótesis son:

- En un entrepiso cualquiera, el cortante en las columnas interiores es el doble del cortante en las columnas exteriores.
- Los puntos de inflexión PI, están situados en los puntos medios de los elementos.
- La fuerza horizontal total en un nivel dado es la suma de todas las fuerzas horizontales aplicadas encima de dicho nivel.

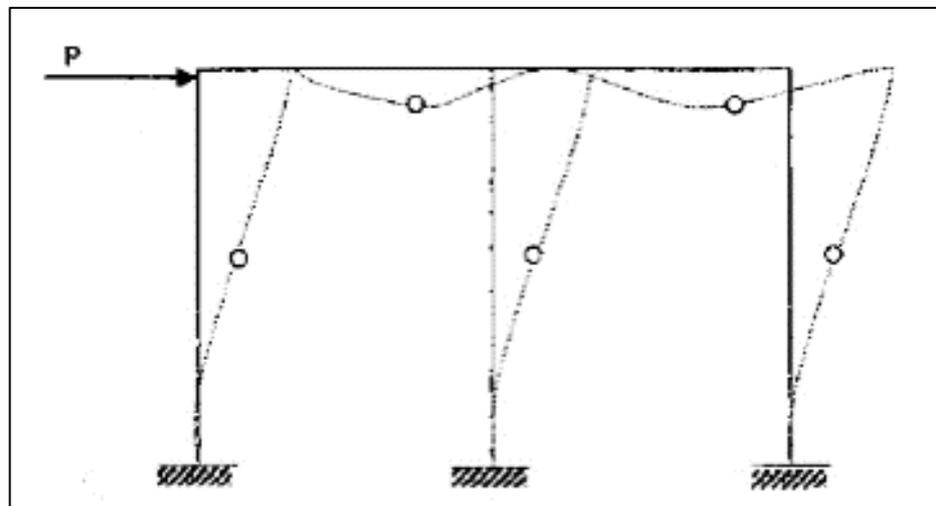


Figura 5.5 Comportamiento de un pórtico ante cargas laterales.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Se aplicarán las fuerzas sísmicas y de viento, calculadas en el Capítulo 4, la sumatoria de estas dos fuerzas en cada entrepiso serán

soportadas por el pórtico de la torre de sustentación. A continuación, se muestra la tabla con los valores de las fuerzas a las que será sometido el pórtico.

Tabla XXXIII. Fuerzas Laterales en pórtico de torres de sustentación.

Nivel	Fuerza sísmica [Ton]	Fuerza de viento [Ton]	Fuerza total [Ton]
1	4.24	0.07	4.31
2	9.70	0.093	9.79
3	14.96	0.072	15.03
4	20.55	0.072	20.62
5	26.40	0.066	26.47
6	32.47	0.066	32.53

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

- **Momentos por fuerzas laterales (sismo y viento)**

Las aplicaciones de las fuerzas laterales producen las siguientes reacciones de cortante en las vigas de cada nivel:

Tabla XXXIV. Fuerzas cortantes en Vigas de cada entrepiso.

Nivel	Fuerza Cortante [Ton]
1	193.80
2	170.23
3	138.61
4	110.26
5	72.80
6	25.88

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Para obtener el momento de estas fuerzas, se multiplican por el brazo de momento de 2.20 metros.

$$M_E = V_C * l/2$$

Tabla XXXV. Momentos por fuerzas laterales.

Nivel	Momento por fuerzas laterales M_E [Ton-m]
1	213.18
2	187.25
3	152.47
4	121.28
5	80.08
6	28.46

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Los momentos hallados toman en cuenta la longitud total de la viga, por lo que para hallar el momento en la cara de la columna se debe tomar la longitud neta, considerando las secciones de las columnas mostradas en la Tabla XXXII. Por lo que los momentos en la cara de las columnas originados por fuerzas laterales son presentados a continuación:

Tabla XXXVI. Momentos en cara de columnas por fuerzas laterales.

Nivel	Momento por fuerzas laterales M_E^* [Ton-m]
1	106.56
2	93.62
3	83.16
4	66.15
5	47.32
6	16.81

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

- **Momento último**

Para el cálculo del momento último se elige la combinación de carga que involucre las cargas por fuerzas laterales dadas en la NEC-2015.

- Momento último por cargas muertas, vivas y sismo

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E$$

- Momento último por cargas muertas, vivas y viento

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_W$$

Analizando las combinaciones de carga presentadas, se puede notar que los coeficientes de los momentos por sismo y viento son similares, por lo que se puede utilizar una combinación que involucre la suma de ambas fuerzas laterales. De esta manera y teniendo en

cuenta que no se tienen cargas gravitacionales (muerta y viva), entonces tenemos una única ecuación para momento último.

$$M_u = M_{E+W}$$

En consecuencia, debido a la ecuación anterior, los momentos últimos debido a las fuerzas laterales de sismo y viento serán los mismos que muestra la Tabla XXXVI.

- **Dimensiones preliminares de vigas**

Para el predimensionamiento de las vigas se toma de referencia las ecuaciones que el código ACI 318 hace referencia sobre diseño de elementos a flexión y que la norma NEC 2015 adopta en el capítulo de Estructuras de Hormigón Armado sección 4.2.2., con lo mencionado se presenta la siguiente ecuación:

$$b_w * d^2 = \frac{M_u}{0.145 * f'c}$$

b_w = Ancho de la viga

d = Peralte de la viga

M_u = Momento último

$f'c$ = Resistencia a la compresión del hormigón 280 kg/cm^2 .

Para este cálculo se asumen anchos de vigas para cada entrepiso, y se calcula el valor del peralte. Sin embargo, lo que se requiere es la altura h de la viga, por lo que se añade al peralte 4 cm de recubrimiento, 1 cm de diámetro de estribo a utilizar, y 0.8 cm del radio de una varilla de acero $\varnothing 16$ mm. Todos los valores mencionados son estimaciones necesarias que se realizan para obtener la sección preliminar del elemento.

Para facilitar el diseño final y la construcción de los elementos, se toma la decisión de utilizar secciones iguales para cada dos pisos del pórtico (análisis similar al predimensionamiento de columnas en la sección 5.6.1), analizando siempre el piso más crítico que se tenga, el cual será el inferior. Por lo que los resultados finales de las secciones de vigas se muestran en la Tabla XXXVII.

Tabla XXXVII. Secciones de vigas de torres de sustentación.

Pisos	b_w asumido [cm]	M_u [Ton- m]	d [cm]	h [cm]	Sección [cm]
1-2	55	106.59	69.09	74.89	55x75
3-4	50	83.16	64.00	69.80	50x70
5-6	45	47.32	49.89	55.69	45x55

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

CAPÍTULO 6
MODELO ESTRUCTURAL EN EL SOFTWARE
SAP2000 Y DISEÑO DE LA
SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA

6.1 Modelo estructural en el software Sap2000

Realizado el predimensionamiento de toda la estructura metálica y de las torres de hormigón, se procede a ingresar las secciones en el software Sap2000 y a crear el modelo estructural del puente. Las péndolas y el cable principal se modelaron en el software como “frame sections” y no como elementos tipo “cable” dada su complejidad de análisis.

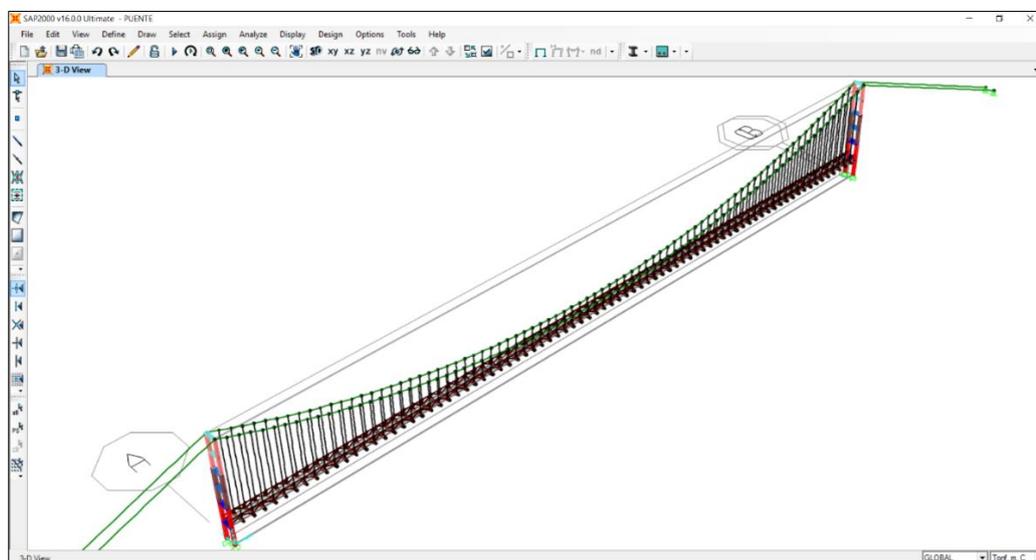


Figura 6.1 Vista de la estructura en 3D en el software Sap2000.
Fuente: Software Sap2000.

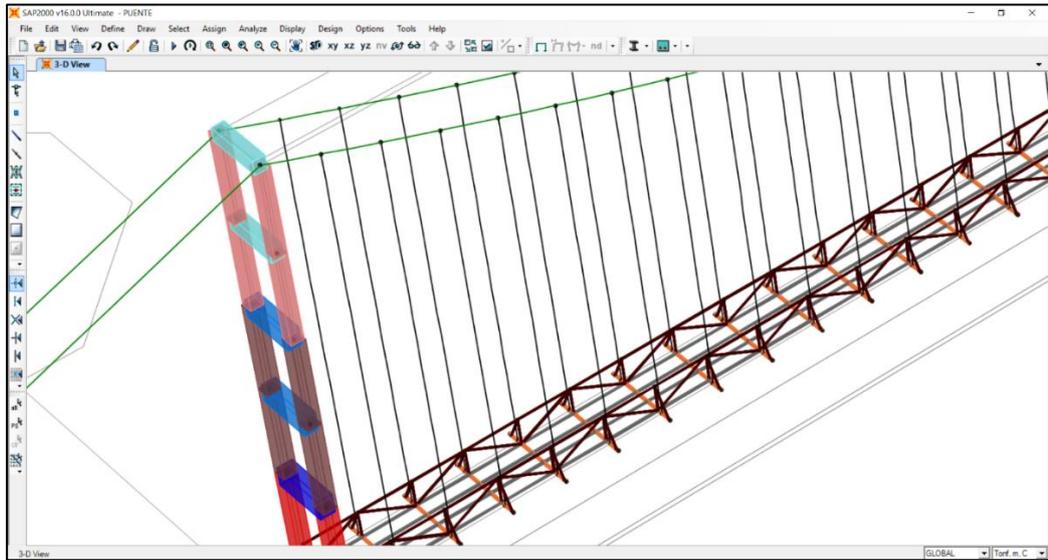


Figura 6.2 Acercamiento de la vista en 3D.
Fuente: Software Sap2000.

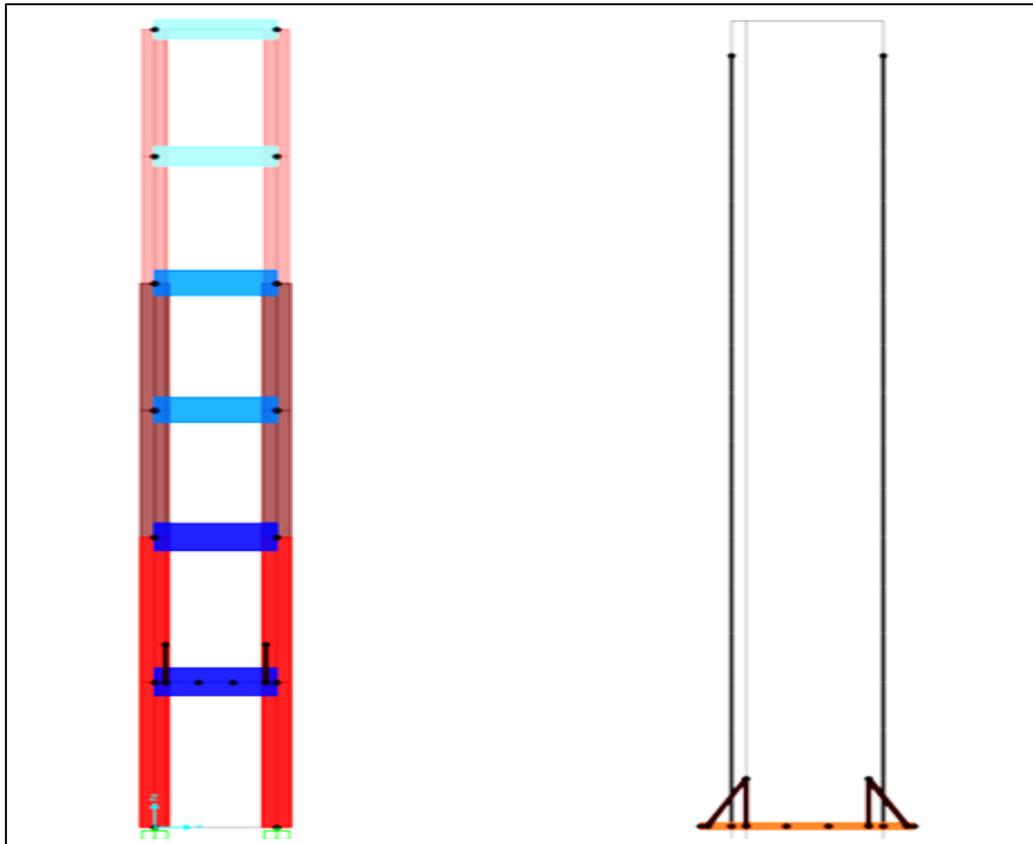


Figura 6.3 Vista de los pórticos de las torres y de la sección del puente.
Fuente: Software Sap2000.

6.1.1 Definición de elementos

Los elementos del tablero y de la sección del puente se definieron e ingresaron en el software como se muestra a continuación.

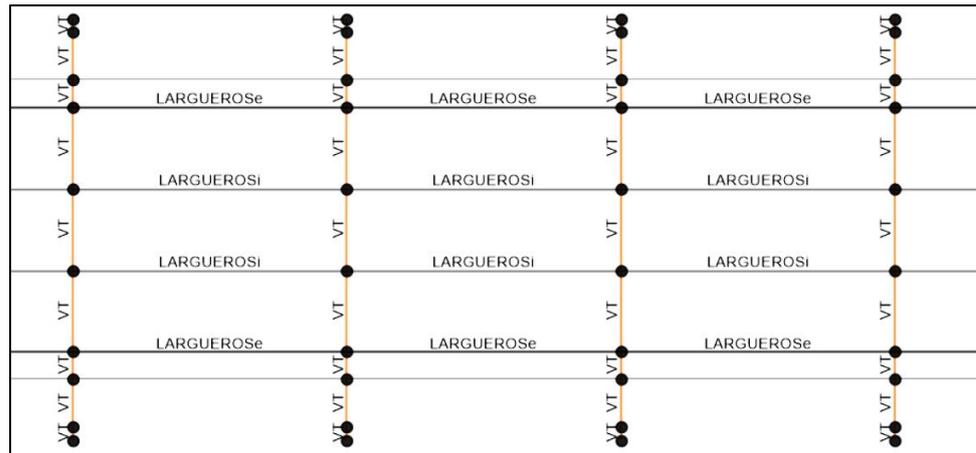


Figura 6.4 Vista típica en planta de los elementos del tablero del puente.

Fuente: Software Sap2000.



Figura 6.5 Sección típica del puente.

Fuente: Sap2000.

6.1.2 Estados de carga

A diferencia de las estructuras tradicionales, este tipo se ve afectada directamente por las fuerzas de viento, por tal razón, la fuerza de viento fue considerada en las cargas asignadas.

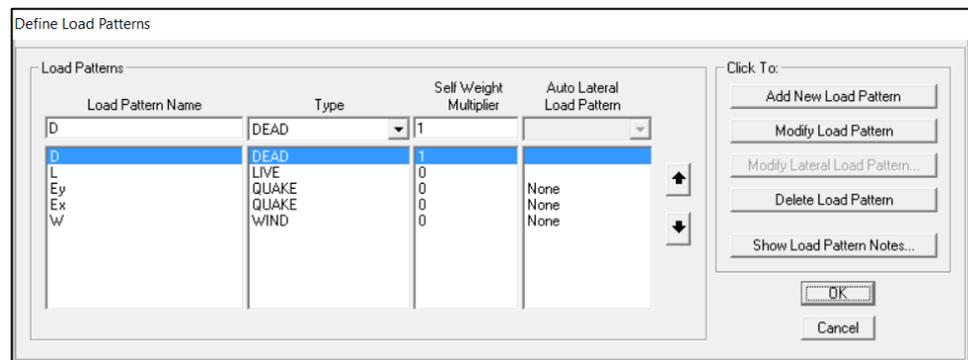


Figura 6.6 Estados de carga definidos en Sap2000.

Fuente: Software Sap2000.

6.1.3 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que se emplearon fueron las descritas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC 2015 en el capítulo de cargas sísmicas sección 3.4.3.

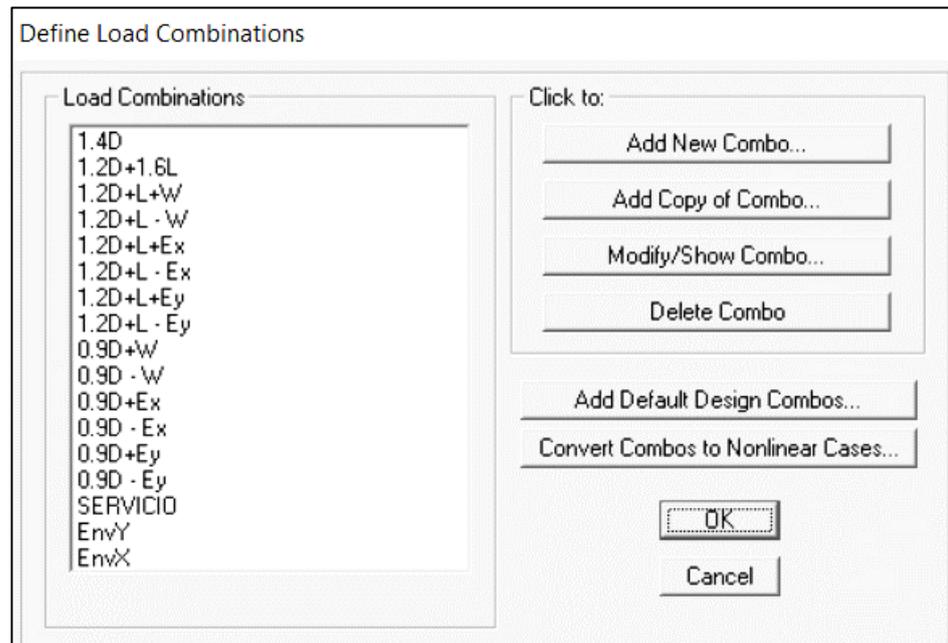


Figura 6.7 Combinaciones de carga ingresadas al software.
Fuente: Software Sap2000.

6.1.4 Espectro de respuesta elástica

Se realizó la construcción del espectro de respuesta elástica por el método AASHTO LRFD 2012.

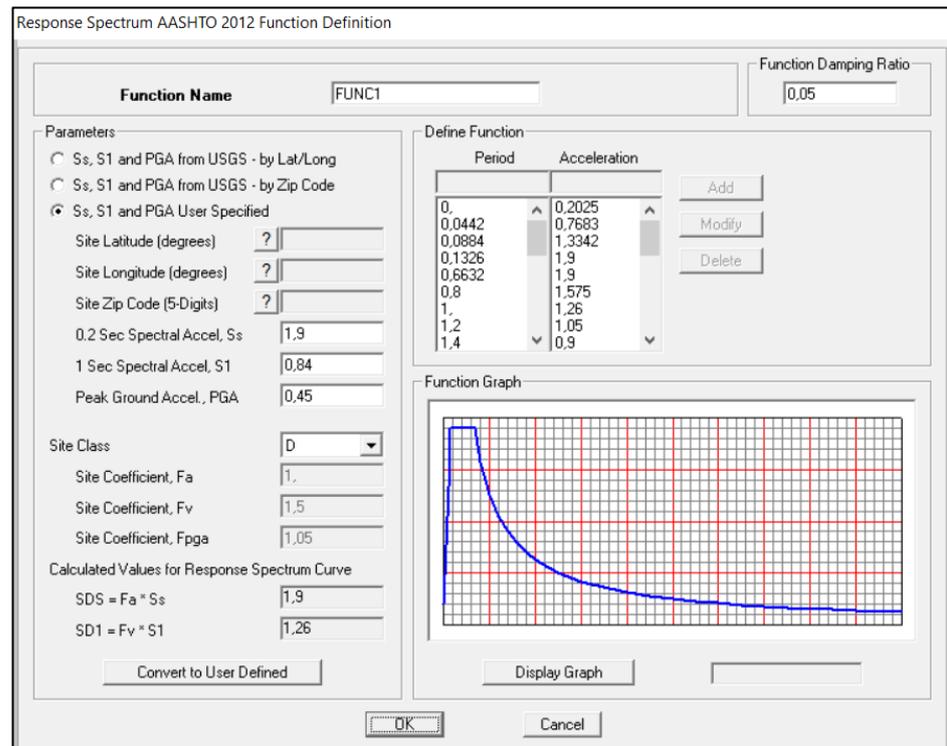


Figura 6.8 Espectro de respuesta elástico creado en el software Sap2000.

Fuente: Software Sap2000.

6.1.5 Control de vibraciones

El puente debe satisfacer la siguiente expresión:

$$W \geq 180e^{(-0.35f)}$$

Donde:

W = peso en kilopondios (kips) de la estructura de apoyo, incluyendo la carga muerta y una asignación para la carga viva real de los peatones.

f = frecuencia fundamental en hertzios (Hz).

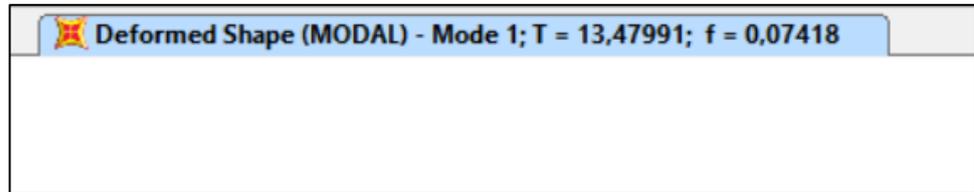


Figura 6.9 Periodo y frecuencia fundamental del puente colgante.
Fuente: Software Sap2000.

$$\rightarrow W \geq 180e^{(-0.35 \times 0.0742)} = 175.4 \text{ kips}$$

La expresión anterior quiere decir que el peso descargado hacia las estructuras de apoyo de ser como mínimo 175.4 kip para que no se generen vibraciones. Cuando se estimó la tensión en el cable principal, se obtuvo una tensión de más 98 Ton, la cual es mucho mayor que 175.4 kip, por lo tanto, no se tendrán problemas con las vibraciones.

6.1.6 Deflexiones máximas

En la Guía de Especificaciones Para el Diseño de Puentes Peatonales de la AASHTO se especifica en la sección 1.3.1 que la deflexión máxima debido a carga viva de servicio peatonal debe ser $L/500$ de la longitud del tramo.

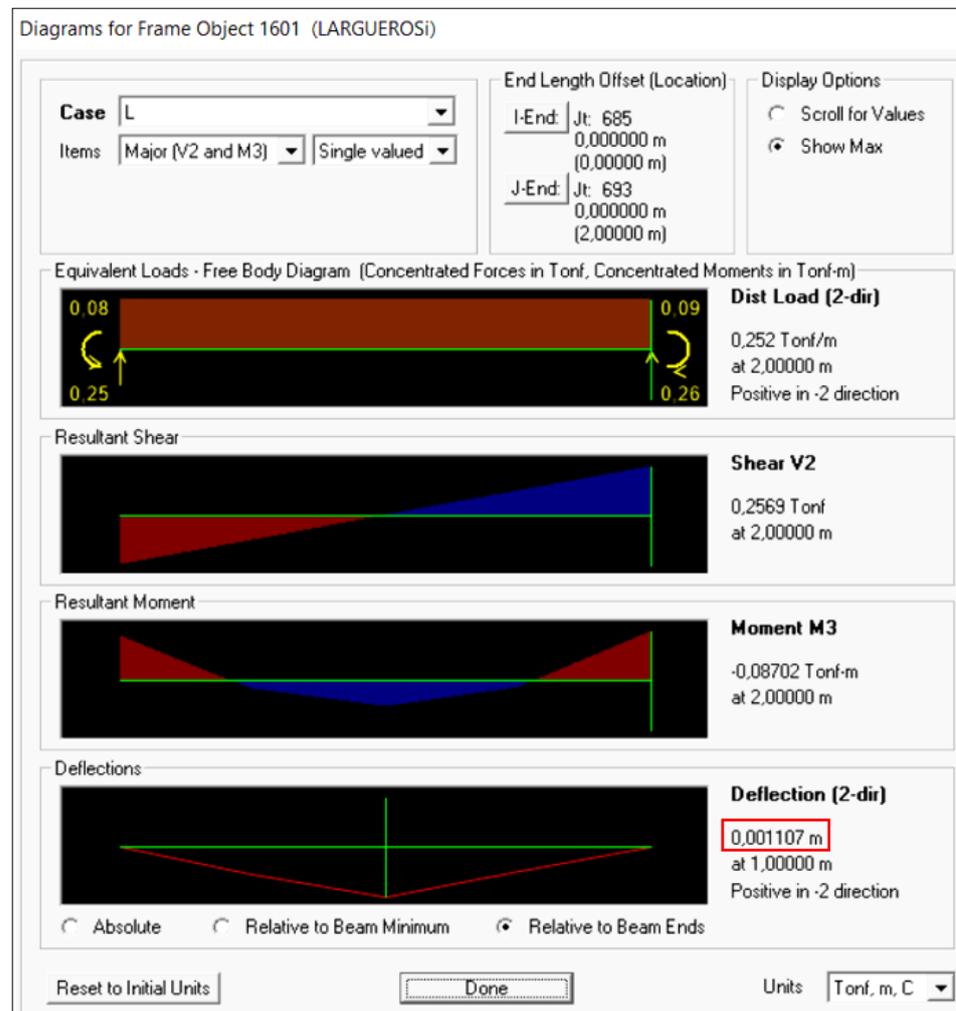


Figura 6.10 Deflexión máxima debido a carga viva peatonal en los largueros.

Fuente: Software Sap2000.

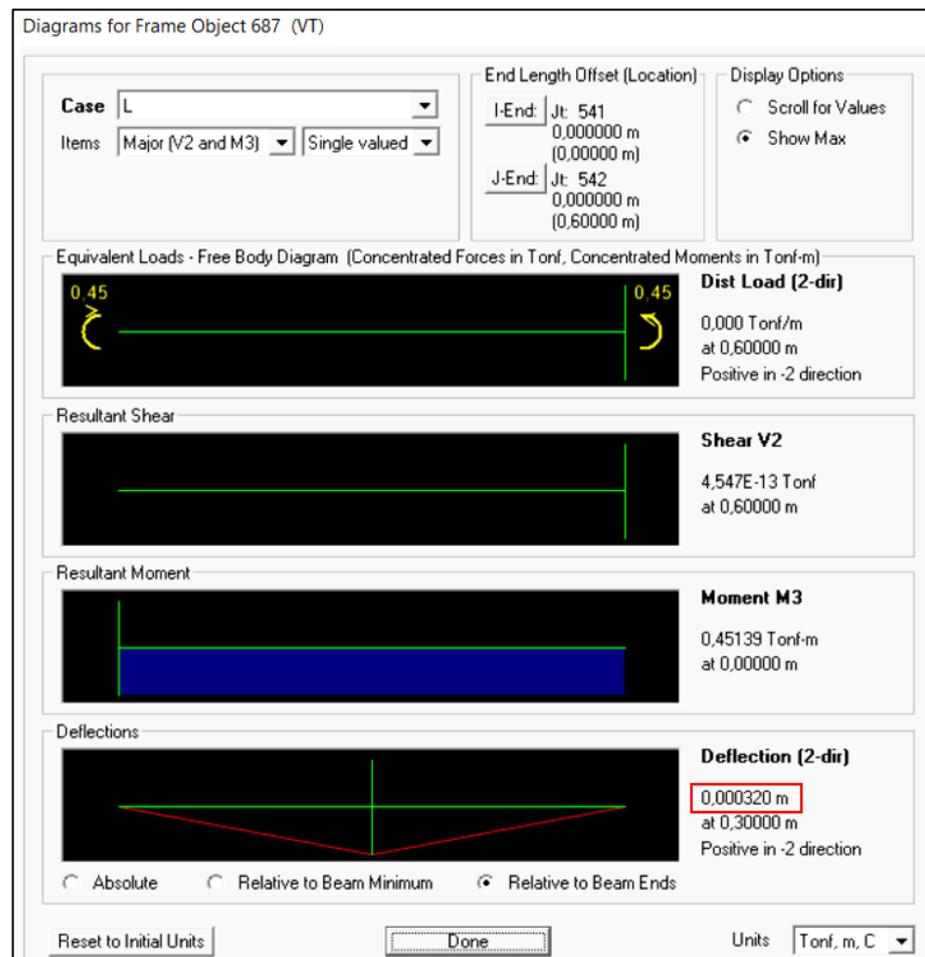


Figura 6.11 Deflexión máxima debido a carga viva peatonal en la viga transversal.

Fuente: Software Sap2000.

Tabla XXXVIII. Revisión de deflexiones máximas en largueros y viga transversal.

Elemento	Deflexión [m]	L/500 [m]	Estado
Largueros	0.0011	0.004	Cumple
Viga transversal	0.00032	0.0012	Cumple

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

6.2 Diseño de largueros y viga transversal

6.2.1 Diseño por flexión

Los elementos prediseñados en el capítulo anterior se diseñarán haciendo referencia al capítulo F (p. 44) de la AISC. Para la sección F7: Miembros con perfiles tubulares cuadrados y rectangulares. El diseño se basa en los siguientes estados límites:

1. Fluencia

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b F_y Z$$

2. Pandeo local del ala

2.1 Para secciones con alas no compactas:

$$\phi_b M_n = \phi_b \left[M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right) \right] \leq \phi_b M_p$$

2.2 Para secciones con alas esbeltas:

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y S_{eff}$$

Donde S_{eff} es el módulo de sección efectiva determinado con el ancho efectivo del ala a compresión tomado como:

$$b_e = 192t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{b/t} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b$$

3. Pandeo local del alma

3.1 Para secciones con almas no compactas:

$$\phi_b M_n = \phi_b \left[M_p - (M_p - F_y S) \left(0.305 \frac{b}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \right] \leq \phi_b M_p$$

6.2.2 Diseño por cortante

Para el diseño de los elementos sometidos a cortante se hace referencia al capítulo G (p. 67) de la AISC.

$$\phi_v V_n = (0.6 F_y A_w C_v)$$

Donde:

$$\phi_v = 0.9$$

$$A_w = 2ht$$

$$k_v = 5$$

$$h = H - 3t$$

$$C_v = 1$$

A continuación, se revisarán por fluencia y por cortante los largueros y la viga transversal que cuelga de las péndolas.

Tabla XXXIX. Elementos seleccionados en el pre diseño.

Elemento	Dimensiones [mm]
Largueros	80x40x2
Viga transversal	150x50x3

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Tabla XL. Relaciones ancho-espesor de largueros y viga transversal.

Largueros	λ	λ_p	λ_r	Condición
Ala	17	31,8	39,7	Compacta
Alma	37	68,7	161,8	Compacta
Viga transversal				
Ala	13,7	31,8	39,7	Compacta
Alma	47,0	68,7	161,8	Compacta

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

La tabla anterior muestra que en ambos elementos las relaciones ancho-espesor del ala y del alma son menores que λ_p , y por lo tanto tienen una sección compacta. Al ser así, el estado de fluencia domina el diseño a flexión.

Tabla XLI. Revisión de la resistencia a flexión de los elementos.

Elemento	$\phi_b M_n [T \cdot m]$	$M_u [T \cdot m]$	$\phi_b M_n > M_u$
Larguero	0.24	0.15	OK
Viga transversal	1.02	0.8	OK

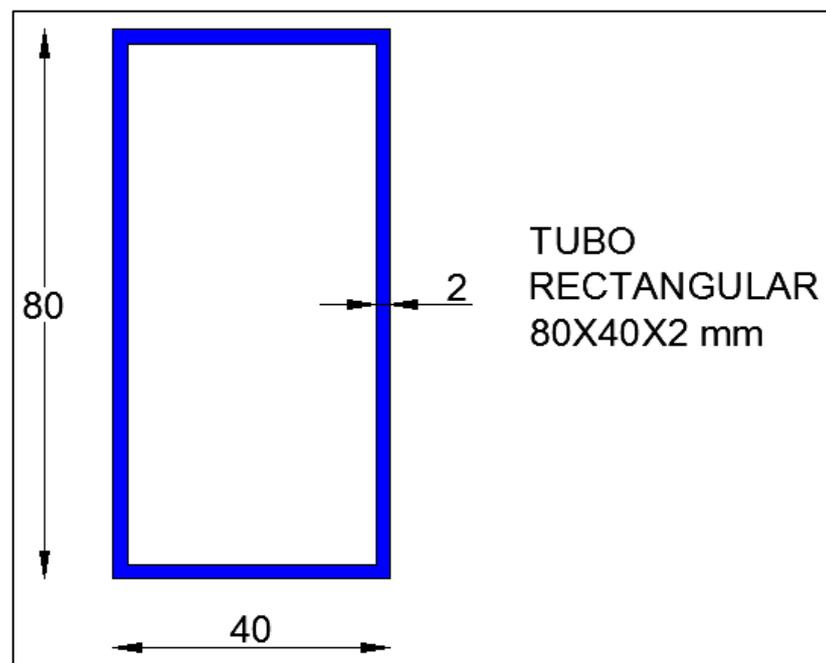
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Tabla XLII. Revisión de la resistencia al corte de los elementos.

Elemento	$\phi_v V_n [T]$	$V_u [T]$	$\phi_v V_n > V_u$
Larguero	4.49	0.44	OK
Viga transversal	12.85	0.0039	OK

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

A continuación, se detallarán las dimensiones finales de los perfiles seleccionados para los largueros y las vigas transversales.

**Figura 6.12** Perfil para los largueros.

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

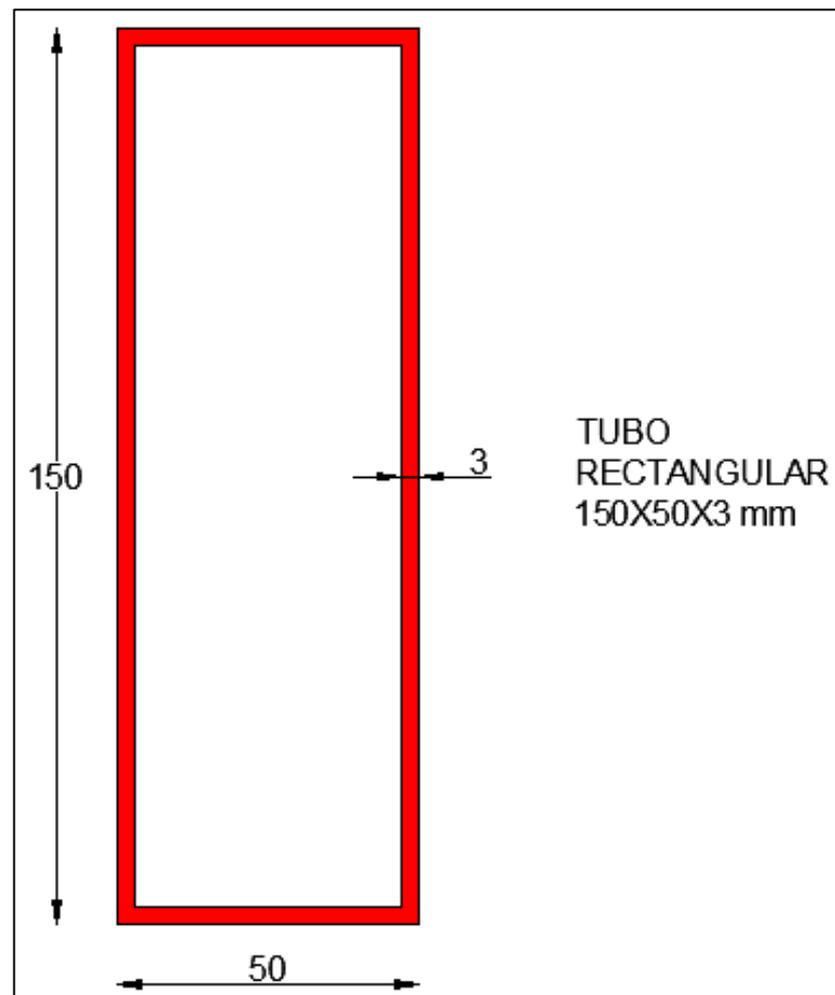


Figura 6.13 Perfil para la viga transversal.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

6.3 Diseño de péndolas

La máxima fuerza de tensión resistida por las péndolas es igual a 1.4 Ton, como se observa en Figura 6.16.

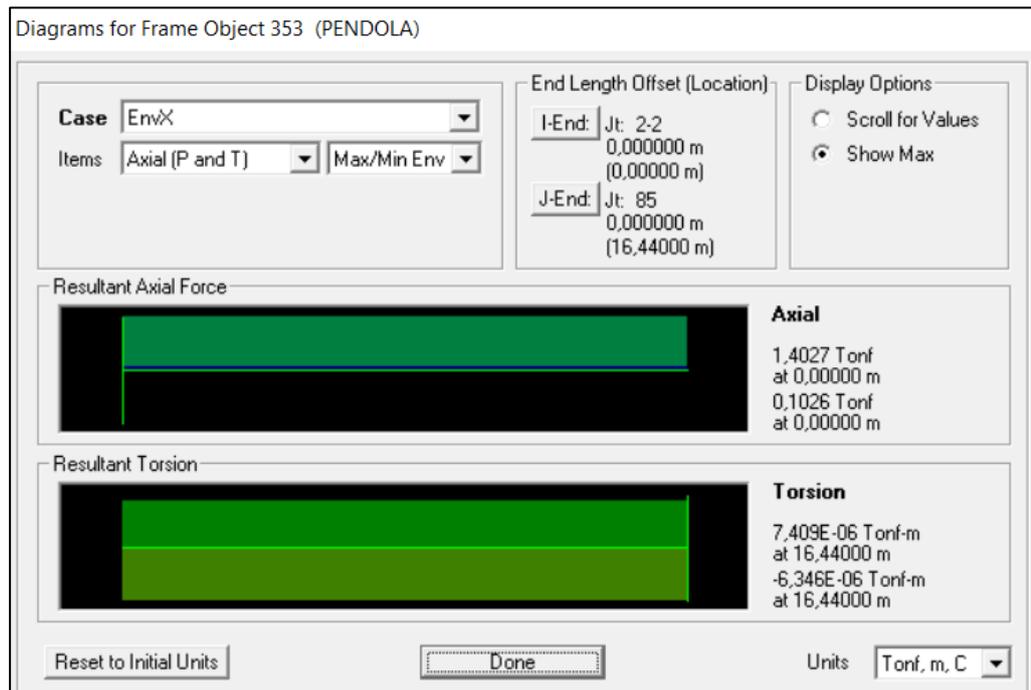


Figura 6.14 Fuerza de tensión generada en las péndolas.
Fuente: Software SAP2000.

$$T_{m\acute{a}x} = 1402.7 \text{ Kg}$$

Resistencia a la tensión del acero:

$$\sigma_t = 1645 \text{ Kg/cm}^2$$

Se emplearán varillas redondas lisas para los elementos péndolas. El área de la sección requerida será:

$$A = \frac{T_{m\acute{a}x}}{\sigma_t} = \frac{1402.7}{1645} = 0.85 \text{ cm}^2$$

La VRL 12 cumple con lo solicitado. Por cuestiones de seguridad, y para aportar mayor rigidez a la estructura emplearemos la VRL 16 cuyas dimensiones son:

$$A = 2.01 \text{ cm}^2$$

Peso propio del perfil: $q_{pp} = 1.2 \text{ Kg/m}$

6.4 Diseño del cable principal

La tensión máxima en el cable será igual a 152.55 Ton como se muestra a continuación.

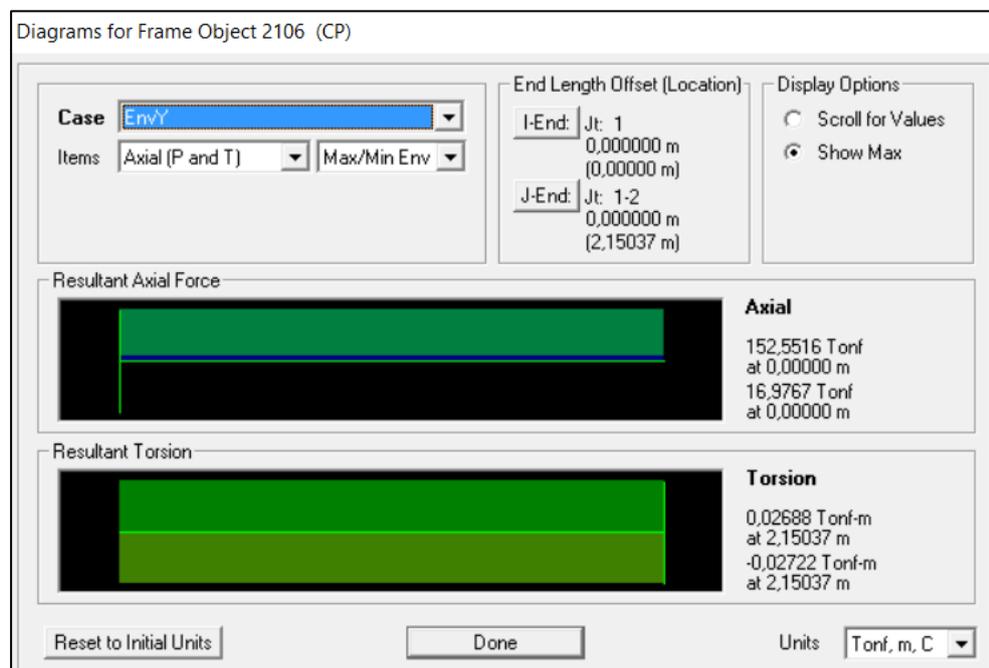


Figura 6.15 Fuerza de tensión generada en el cable principal.

Fuente: Software SAP2000.

$$T = 152551.6 \text{ Kg}$$

La carga de rotura que resiste el torón elegido en el predimensionamiento es dos veces mayor a la tensión máxima que demanda la estructura. Si cumpliéramos con la recomendación de factor de seguridad de 3 tendríamos que emplear más de dos torones por cada catenaria del cable, lo cual incrementaría el presupuesto general, por esto se seguirá empleando el torón tipo Cascabel de diámetro nominal 65 mm como cable principal.

6.5 Diseño de vigas de las torres

El diseño completo de estos elementos será basado tomando de referencia la norma NEC-2015 del capítulo de Estructuras de Hormigón Armado, la cual fundamenta su reglamento en lo que se indica en el Código ACI-318, por lo que las referencias que se utilicen serán de este código.

6.5.1 Revisar dimensiones de sección

Los elementos de pórticos especiales resistentes a momento diseñados para resistir flexión deben de satisfacer las siguientes condiciones:

- La fuerza mayorada de compresión axial en el elemento, P_u , no debe exceder $A_g f' c / 10$.
- La luz libre del elemento, l_n , no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.
- El ancho del elemento b_w , no debe ser menor que el más pequeño de $0.3h$ y 250 mm.
- El ancho del elemento b_w , no debe exceder el ancho del elemento de apoyo c_2 , más una distancia a cada lado del elemento de apoyo que sea igual al menor entre: ancho del elemento de apoyo c_2 , y 0.75 veces la dimensión total del elemento de apoyo c_1 .

- **Pisos 1 y 2:**

Teniendo la sección de la viga de 55×75 cm, se procede a revisar que cumpla con las condiciones antes mencionadas. Para esto es necesario obtener algunos datos preliminares:

- Peralte: d

$$d = h - \text{Recubrimiento} - \phi \text{Estribo} - \phi \text{Varilla} / 2$$

$$d = 75 - 4 - 1 - 2/2 = 69 \text{ cm}$$

- Ancho de elementos de apoyos: c_1 y c_2

$$c_1 = c_2 = 55 \text{ cm}$$

- Luz libre del elemento: l_n

$$l_n = L - c_1$$

$$l_n = 220 - 55 = 165 \text{ cm}$$

Obtenidos estos datos se continúa con las revisiones de la sección de viga de 55x75 cm.

$$- P_u < A_g f'c / 10$$

P_u para este tipo de elementos es despreciable, por lo que la condición se cumple.

$$- l_n / d > 4$$

$$165 / 69 > 4$$

$$2.40 > 4$$

\therefore No satisface la condición

$$- b_w > 250 \text{ mm} ; b_w > 0.3h$$

$$550 > 250 \text{ mm} \quad \therefore \text{OK}$$

$$550 > 0.3 * 750$$

$$550 > 225 \text{ mm} \quad \therefore \text{OK}$$

$$- b_w < 3c_2 ; b_w < c_2 + 1.5c_1$$

$$550 < 3 * 550 = 1650 \text{ mm} \quad \therefore \text{OK}$$

$$550 < 550 + 1.5 * 550 = 1375 \text{ mm} \quad \therefore \text{OK}$$

- **Pisos 3 y 4:**

Teniendo la sección de la viga de 50x70 cm, se procede a revisar que cumpla con las condiciones antes mencionadas. Para esto es necesario obtener algunos datos preliminares:

- Peralte: d

$$d = h - \text{Recubrimiento} - \emptyset\text{Estribo} - \emptyset\text{Varilla}/2$$

$$d = 70 - 4 - 1 - 2/2 = 64 \text{ cm}$$

- Ancho de elementos de apoyos: c_1 y c_2

$$c_1 = c_2 = 50 \text{ cm}$$

- Luz libre del elemento: l_n

$$l_n = L - c_1$$

$$l_n = 220 - 50 = 170 \text{ cm}$$

Obtenidos estos datos se continúa con las revisiones de la sección de viga de 50x70 cm.

- $P_u < A_g f'_c / 10$

P_u para este tipo de elementos es despreciable, por lo que la condición se cumple.

$$- \quad l_n/d > 4$$

$$170/64 > 4$$

$$2.65 > 4$$

\therefore No satisface la condición

$$- \quad b_w > 250 \text{ mm} ; b_w > 0.3h$$

$$500 > 250 \text{ mm} \quad \therefore \text{OK}$$

$$500 > 0.3 * 700$$

$$500 > 210 \text{ mm} \quad \therefore \text{OK}$$

$$- \quad b_w < 3c_2 ; b_w < c_2 + 1.5c_1$$

$$500 < 3 * 500 = 1500 \text{ mm} \quad \therefore \text{OK}$$

$$500 < 500 + 1.5 * 500 = 1250 \text{ mm} \quad \therefore \text{OK}$$

- **Pisos 5 y 6:**

Teniendo la sección de la viga de 45x55 cm, se procede a revisar que cumpla con las condiciones antes mencionadas. Para esto es necesario obtener algunos datos preliminares:

$$- \quad \text{Peralte: } d$$

$$d = h - \text{Recubrimiento} - \emptyset\text{Estribo} - \emptyset\text{Varilla}/2$$

$$d = 55 - 4 - 1 - 2/2 = 49 \text{ cm}$$

- Ancho de elementos de apoyos: c_1 y c_2

$$c_1 = c_2 = 45 \text{ cm}$$

- Luz libre del elemento: l_n

$$l_n = L - c_1$$

$$l = 220 - 45 = 175 \text{ cm}$$

Obtenidos estos datos se continúa con las revisiones de la sección de viga de 50x70 cm.

- $P_u < A_g f'c / 10$

P_u para este tipo de elementos es despreciable, por lo que la condición se cumple.

- $l_n/d > 4$

$$175/49 > 4$$

$$3.57 > 4$$

\therefore No satisface la condición

- $b_w > 250 \text{ mm} ; b_w > 0.3h$

$$450 > 250 \text{ mm} \therefore OK$$

$$450 > 0.3 * 550$$

$$500 > 165 \text{ mm} \quad \therefore \text{OK}$$

$$- \quad b_w < 3c_2 ; b_w < c_2 + 1.5c_1$$

$$450 < 3 * 450 = 1350 \text{ mm} \quad \therefore \text{OK}$$

$$450 < 450 + 1.5 * 450 = 1125 \text{ mm} \quad \therefore \text{OK}$$

Del análisis realizado anteriormente se puede notar que la condición de $l_n/d > 4$ no satisface a todas las secciones de vigas planteadas, esto indica que las vigas trabajan a corte. Sin embargo, el ACI 318 en la sección 21.5.1 establece que la evidencia experimental indica que el comportamiento de elementos continuos con relaciones luz-altura menores que cuatro es significativamente diferente del comportamiento de elementos relativamente esbeltos.

Debido a que las vigas de nuestro pórtico no son elementos continuos, no es necesario que los elementos cumplan con esta condición. Por otro lado, es necesario recordar que la principal función de las vigas es rigidizar la estructura, ya que sobre estas no actuarán cargas que provoquen su flexión. Las columnas son las que reciben la totalidad de cargas gravitacionales, por lo que las vigas no requerirán de un diseño conservador.

6.5.2 Refuerzo a flexión

Todos los elementos que sean sometidos a flexión requieren de la colocación de acero que pueda controlar las fuerzas de tensión que va a recibir la viga en los diferentes tramos. Para realizar el diseño a flexión es necesario determinar los momentos últimos que actúan en la viga, por lo que usando el software SAP2000 se realizó el análisis estructural del pórtico obteniendo los siguientes resultados:

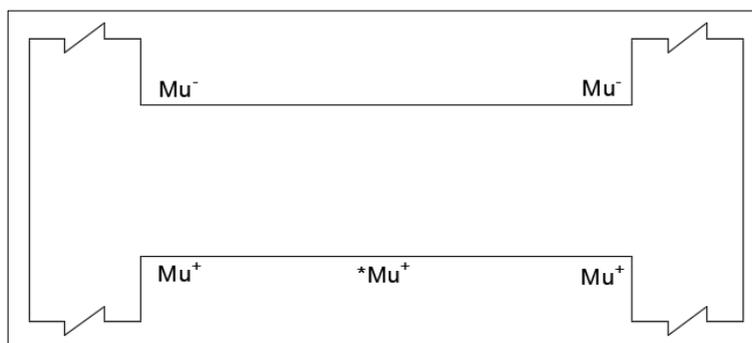


Figura 6.16 Momentos actuantes en las vigas del pórtico.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Mu^- = Momento último negativo en el apoyo

Mu^+ = Momento último positivo en el apoyo

$*Mu^+$ = Momento último positivo en la parte central de la viga

Tabla XLIII. Momentos últimos en vigas obtenidos de SAP2000.

Pisos	Mu^- [Ton-m]	Mu^+ [Ton-m]	$*Mu^+$ [Ton-m]
1-2	-8.36	7.65	1.92
3-4	-0.69	0.40	0.38
5-6	-0.40	0.24	0.23

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

La cantidad de acero requerida para satisfacer los momentos que se originan en las vigas es calculada mediante la siguiente ecuación:

$$A_{S_{req}} = \frac{M_u}{\phi * jd * f_y}$$

ϕ = Factor de reducción de resistencia, 0.90 para secciones controladas por tracción (ACI-318 9.3.2.1).

jd : Distancia entre las fuerzas de tensión y compresión que se originan, por lo general $j=0.90$.

Según ACI-318 21.5.2.1, se establece el área de acero mínimo para elementos sometidos a flexión, tanto para el refuerzo superior como el inferior:

$$A_{S_{min}} = \max \left[\frac{1.4 b_w d}{f_y} ; \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w d \right]$$

Tabla XLIV. Acero de refuerzo a flexión mínimo para vigas.

Pisos	$\frac{1.4 b_w d}{f_y}$	$\frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w d$	$A_{S_{min}}(cm^2)$
1-2	12.65	3.77	12.52
3-4	10.67	3.18	10.67
5-6	7.35	2.19	7.35

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

De igual manera la cuantía de refuerzo ρ no debe de exceder 0.025. De esta manera se tabula la siguiente tabla para obtener los refuerzos requeridos:

Tabla XLV. Acero de refuerzo a flexión de vigas.

Pisos	Mu [Ton-m]	As _{req} [cm ²]	As _{min} [cm ²]	Refuerzo	As _{disp} [cm ²]	Cuantía ρ
1-2	-8.36	3.56	12.52	4Ø20	12.56	0.0033
	7.65	3.25	12.52	4Ø20	12.56	0.0033
	1.92	0.81	12.52	4Ø20	12.56	0.0033
3-4	-0.69	0.31	10.67	2Ø20+2Ø18	11.36	0.0035
	0.40	0.18	10.67	2Ø20+2Ø18	11.36	0.0035
	0.38	0.17	10.67	2Ø20+2Ø18	11.36	0.0035
5-6	-0.40	0.24	7.35	4Ø16	8.04	0.0036
	0.24	0.14	7.35	4Ø16	8.04	0.0036
	0.23	0.13	7.35	4Ø16	8.04	0.0036

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

De la Tabla XLV se puede notar que se la demanda de acero para satisfacer los momentos últimos son muy bajas, por lo que para todos los casos se utiliza el acero mínimo que establece la norma. Estos resultados son entendibles debido a que las vigas son sometidas únicamente para resistir fuerzas laterales, sin embargo, es necesario el diseño a flexión para que cumpla con otras sollicitaciones que serán presentadas posteriormente.

Unas de las condiciones que el diseño debe de cumplir es que:

$$\phi M_n > M_u$$

ϕM_n : Momento resistente de diseño

M_u : Momento último de diseño

Por lo cual se establece la siguiente ecuación que nos permite calcular el momento resistente de diseño.

$$\phi M_n = \phi * b_w * d^2 * f'_c * w * (1 - 0.59w)$$

w = Índice del refuerzo a tracción

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

De esta manera se tabulan los valores para la obtención de la Tabla XLVI:

Tabla XLVI. Revisión de $\phi M_n > M_u$.

Pisos	M_u [Ton-m]	Cuantía ρ	ϕM_n [Ton-m]	$\phi M_n > M_u$
1-2	-8.36	0.0033	31.70	OK
	7.65	0.0033	31.70	OK
	1.92	0.0033	31.70	OK
3-4	-0.69	0.0035	26.25	OK
	0.40	0.0035	26.25	OK
	0.38	0.0035	26.25	OK
5-6	-0.40	0.0036	14.23	OK
	0.24	0.0036	14.23	OK
	0.23	0.0036	14.23	OK

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

6.5.3 Longitud de Anclaje del refuerzo a flexión

El refuerzo longitudinal de la viga que termine en una columna debe de prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse en tracción de acuerdo con:

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}} \geq 8 d_b \text{ ó } 15 \text{ cm}$$

l_{dh} = Longitud de desarrollo de varillas

d_b = Diámetro de varillas

Por lo que se calculan las longitudes de desarrollo para los tres diámetros de varillas que se obtuvieron del diseño a flexión:

- $\emptyset 20 \text{ mm}$

$$l_{dh} = \frac{4200 * 2}{17.2 \sqrt{280}} = 29.18 \text{ cm}$$

$$29.18 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm ó } 15 \text{ cm} \quad \therefore \text{OK}$$

$$\text{Adoptar } l_{dh} = 30 \text{ cm}$$

- $\emptyset 18 \text{ mm}$

$$l_{dh} = \frac{4200 * 1.8}{17.2 \sqrt{280}} = 26.26 \text{ cm}$$

$$26.26 \text{ cm} \geq 14.4 \text{ cm ó } 15 \text{ cm} \quad \therefore \text{OK}$$

Adoptar $l_{dh} = 30 \text{ cm}$

- $\emptyset 16 \text{ mm}$

$$l_{dh} = \frac{4200 * 1.6}{17.2 \sqrt{280}} = 23.34 \text{ cm}$$

$23.34 \text{ cm} \geq 12.8 \text{ cm} \text{ ó } 15 \text{ c} \quad \therefore \text{OK}$

Adoptar $l_{dh} = 25 \text{ cm}$

El gancho debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna a 90° y a una longitud de $12 d_b$. En el Anexo B se presenta un detalle del armado de la unión de viga-columna de todas las secciones obtenidas.

6.5.4 Diseño a cortante

La fuerza cortante de diseño V_e , debe ser determinada a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras de los nudos. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr} , según lo establece el ACI-318 en la sección 21.5.4.1.

- **Cálculo de M_{pr}**

Este momento se calcula partiendo de las siguientes ecuaciones:

$$M_{pr} = A_s(1.25 * f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A (1.25 * f_y)}{0.85 * f'c * b_w}$$

Al tener un pórtico de un solo tramo, el análisis que se realizará será el mismo para cuando el sismo actúa de izquierda a derecha y viceversa. De igual manera al tener la misma cantidad de refuerzo superior como inferior en todas las secciones de vigas de los distintos pisos, se procede al cálculo de un solo momento correspondiente a la resistencia probable para cada una de las secciones, como se establece en la Tabla XLVII.

Tabla XLVII. Momentos correspondientes a resistencia probable M_{pr} .

Pisos	A_s [cm ²]	a [cm]	M_{pr} [Ton-m]
1 y 2	12.56	5.03	43.84
3 y 4	11.36	5.54	40.37
5 y 6	8.04	3.94	19.85

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

- **Fuerza cortante de diseño**

$$V_e = V_g + V_{EQ}$$

V_e = Fuerza cortante de diseño

V_g = Fuerza cortante por cargas gravitacionales; al no tener estas cargas, $V_g = 0$.

V_{EQ} = Fuerza cortante por sismo

$$V_e = V_{EQ} = V_u$$

$$V_{EQ} = \frac{2 * M_{pr}}{l_n}$$

Tabla XLVIII. Fuerza cortante última en vigas.

Pisos	V_u [Ton]
1 y 2	53.13
3 y 4	47.49
5 y 6	22.68

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

- **Fuerza cortante proporcionada por el refuerzo V_s**

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Donde V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionado por el concreto, la cual puede asumirse como $V_c = 0$, si se cumple lo establecido en ACI-318 21.5.4.2:

- La fuerza cortante inducida por el sismo representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.

$$\frac{V_u}{2} > V_g$$

$V_g = 0$; por lo que la condición se cumple para todas las secciones.

- La fuerza axial de compresión mayorada P_u , incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f'c / 20$.

P_u para este tipo de elementos es despreciable, por lo que la condición se cumple.

Cumpliendo las dos condiciones anteriores se procede al cálculo de la fuerza cortante que el acero de refuerzo aporta a la sección.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi}$$

$\phi = 0.75$ para cortante y torsión.

Sin embargo, esta fuerza no puede ser mayor a:

$$V_s < V_{s \max}$$

$$V_{s \max} = 2.2 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

De esta manera se presentan los resultados en la Tabla XLIX:

Tabla XLIX. Fuerzas cortantes proporcionadas por el acero en vigas.

Pisos	V _u [Ton]	V _s [Ton]	V _{s max} [Ton]	V _s < V _{s max}
1 y 2	53.13	70.84	139.70	OK
3 y 4	47.49	63.32	117.80	OK
5 y 6	22.68	30.24	81.17	OK

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

6.5.5 Refuerzo a cortante

El refuerzo a cortante viene establecido según lo indicado en ACI-318 11.5.7.2:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Asumiendo estribos $\emptyset 10 \text{ mm}$, que corresponde a un área de estribo $A_v = 0.785 \text{ cm}^2$, se calcula la separación s de éstos:

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Se asumen 4 ramas de estribos, ya que las varillas longitudinales necesitan de soporte lateral, de esta manera tenemos:

Tabla L. Separación de estribos en vigas.

Pisos	s [cm]
1 y 2	12.84
3 y 4	13.32
5 y 6	21.36

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe de exceder al menor de:

- $d/4$
- $8 d_{b \min}$
- $24 \phi_{\text{Estribo}}$
- 300 mm

Tabla LI. Separación máxima de estribos.

Pisos	$d/4$ [cm]	$8d_b$ [cm]	$24\phi_{\text{Estribo}}$ [cm]	30 cm	Controla [cm]
1 y 2	17.25	16	24	30	16
3 y 4	16	14.40	24	30	14.40
5 y 6	12.25	12.80	24	30	12.25

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Se recomienda que en zonas de articulaciones plásticas (uniones viga-columna) el refuerzo transversal sea mayor, por lo que se

adopta 2 estribos en estas zonas. El detallamiento final del diseño a corte se lo puede observar en el Anexo B.

6.6 Diseño de columnas de las torres

La mayoría de elementos que están sometidos a flexión también deben de cumplir con las solicitaciones que los momentos flectores le exigen, por lo que en su diseño se debe tomar en cuenta la presencia simultánea de ambas acciones.

El diseño de este elemento se lo realizará de acuerdo a lo que la norma NEC-2015 indica, y que a su vez hace referencia del código ACI-318, de igual manera a lo planteado en el diseño de vigas.

De acuerdo con el ACI-318 21.4.1, el diseño se aplica a elementos pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento que resisten fuerzas inducidas por sismos, y que satisfacen la condición de:

$$P_u > A_g f'c / 10$$

De tal manera, de acuerdo con los datos de, P_u y M_u , obtenidos del análisis estructural procedemos a la verificación.

Tabla LII. Revisión de $P_u > A_g f'c/10$ en columnas.

Pisos	Sección [cm]	A_g [cm ²]	P_u [Ton]	M_u [Ton-m]	$A_g f'c/10$ [Ton]	$P_u >$ $A_g f'c/10$
1 y 2	55x55	3025	134.50	26.72	84.70	OK
3 y 4	50x50	2500	125.28	10.84	70.00	OK
5 y 6	45x45	2025	118.00	10.68	56.70	OK

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Las secciones establecidas cumplen la condición para el diseño de elementos sometidos a flexión y carga axial por lo que se procede con el diseño.

6.6.1 Revisión de dimensiones de sección

Los elementos sometidos a fuerzas axiales y de flexión deben de cumplir con lo que el ACI-318 21.4.1.1 y 21.4.1.2, lo indica.

- La dimensión menor de la sección transversal no debe ser menor que 300 mm.

Tabla LIII. Revisión de $b > 30$ cm en columnas.

Pisos	Dimensión menor [cm]	$b > 30$ cm
1 y 2	55	OK
3 y 4	50	OK
5 y 6	45	OK

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4

Tabla LIV. Revisión de $b_1/b_2 > 0.4$ en columnas.

Pisos	b_1/b_2	$b_1/b_2 > 0.4$
1 y 2	1	OK
3 y 4	1	OK
5 y 6	1	OK

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

6.6.2 Refuerzo Longitudinal Requerido

La norma recomienda que el área de refuerzo longitudinal se mantenga dentro de los siguientes límites:

$$0.01 A_g < A_s < 0.06 A_g$$

El límite inferior del área de refuerzo longitudinal es para controlar las deformaciones dependientes del tiempo y para que el momento de fluencia exceda al de fisuración. El límite superior refleja la preocupación por la congestión del acero, por la transferencia de carga desde los elementos del piso a las columnas. Por lo tanto, adoptamos el límite inferior conservadoramente.

Tabla LV. Acero de refuerzo longitudinal en columnas.

Pisos	A_g [cm ²]	$A_s = 0.01 A_g$ [cm ²]	Refuerzo	$A_{s\text{disp}}$ [cm ²]
1 y 2	3025	30.25	12Ø18	30.53
3 y 4	2500	25.00	10Ø18	25.40
5 y 6	2025	20.25	8Ø18	20.32

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

6.6.3 Criterio columna fuerte viga débil

El objetivo de cumplir con este criterio es tener un sistema estructural en que las columnas sean más resistentes que las vigas, con la finalidad de causar el estado límite de fluencia por flexión en las vigas en los distintos niveles de los pórticos especiales resistentes a momento, cuando éstos se encuentren sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño.

Por estas razones el ACI-318 21.4.2.2, establece que el diseño de columnas debe de cumplir con la siguiente disposición:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

$\sum M_{nc}$ = Suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo.

$\sum M_{nb}$ = Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo.

Los momentos M_{nc} , son obtenidos a partir de la curva de interacción Carga Axial-Momentos, correspondientes a las cargas axiales que el análisis estructural entrega. Mientras que los momentos M_{nb} , corresponden a los máximos que el mismo análisis estructural otorga.

De esta manera se calculan los diagramas de Interacción de cada una de las secciones de las columnas, generados por el software SAP2000. A continuación, se presentan los resultados obtenidos de este análisis.

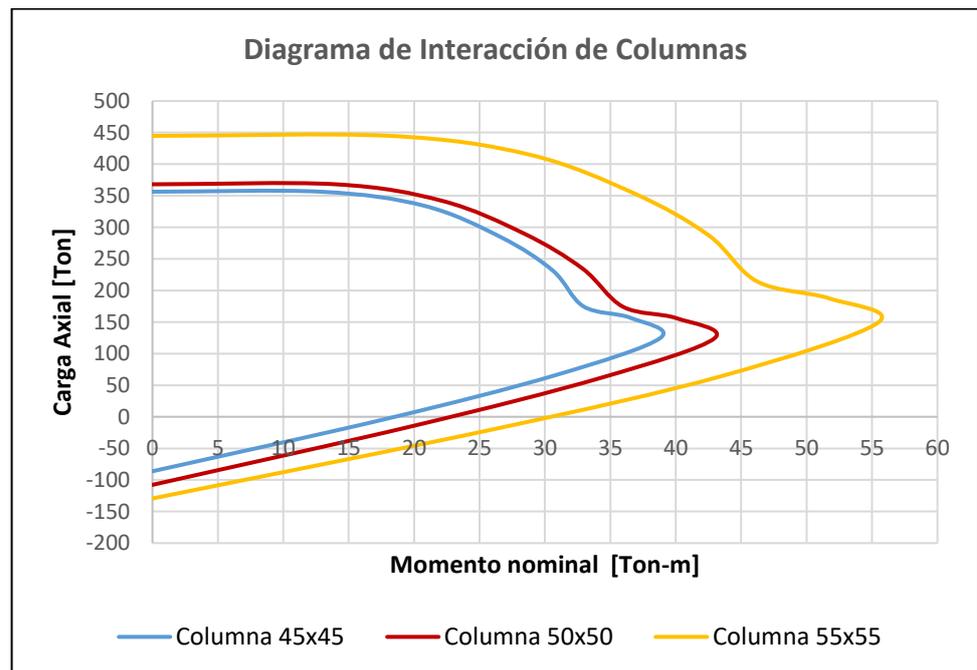


Figura 6.17 Diagramas de interacción de columnas del pórtico.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Tabla LVI. Criterio columna fuerte viga débil.

Pisos	Pu [Ton]	M_{nc} [Ton-m]	M_{nb} [Ton-m]	$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$
1 y 2	134.50	54.00	8.36	OK
	129.21	53.55		
3 y 4	125.29	43.30	0.69	OK
	121.40	42.50		
5 y 6	118.02	38.50	0.40	OK
	134.50	54.00		

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Todas las secciones cumplen con la condición planteada, por lo que las columnas están sometidas bajo el criterio de columna fuerte viga débil.

6.6.4 Refuerzo transversal

- Refuerzo de confinamiento

El refuerzo transversal para confinamiento debe suministrarse en una longitud l_o medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico, tal como se indica en ACI-318 21.4.4.4.

La longitud l_o no debe ser menor que el máximo entre:

- Peralte del elemento.
- Un sexto de la luz libre del elemento.

- 450 mm.

De esta manera determinamos el valor de l_o que controla en cada sección:

Tabla LVII. Longitud del refuerzo de confinamiento en columnas.

Pisos	d [cm]	l/6 [cm]	45 [cm]	Controla
1 y 2	55	57.50	45	57.50
3 y 4	50	50	45	50
5 y 6	45	50.83	45	50.83

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

El espaciamiento máximo de estribos $\varnothing 12 \text{ mm}$, viene dado de acuerdo con la sección 21.4.4.2, y nos indica que la separación de estribos no puede exceder al menor entre:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento: $0.25 l$
- Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal: $6d_b$
- s_o , según lo definido a continuación:

$$s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$$

Donde:

$$h_x = \frac{h - 2(\text{Recubrimiento} + \varnothing_E + \varnothing_{\text{varilla}}/2)}{2} + 2(\varnothing_E/2 + \varnothing_{\text{varilla}}/2)$$

Tabla LVIII. Separación del refuerzo de confinamiento en columnas.

Pisos	0.25l [cm]	6d _b [cm]	h _x [cm]	S _o [cm]	Controla
1 y 2	13.75	10.80	24.40	13.53	10.80
3 y 4	12.50	10.80	21.90	14.37	10.80
5 y 6	11.25	10.80	19.40	15.20	10.80

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Se puede observar en los resultados de la Tabla LVIII, que en todas las secciones controla el valor de 10.80 cm; por lo que se adopta 10 cm de separación de estribos.

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que lo requerido por:

$$- 0.3 * s * h_c \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} = \textcircled{1}$$

$$- 0.09 * s * h_c * \frac{f'_c}{f_y} = \textcircled{2}$$

Donde:

s = Espaciamiento del refuerzo transversal

h_c = Dimensión del núcleo de la columna, medido desde el centro de refuerzo por confinamiento

A_{ch} = Área de la sección transversal, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal

Tabla LIX. Área de sección transversal de estribos en columnas.

Pisos	s [cm]	h _c [cm]	A _{ch} [cm ²]	①	②
1 y 2	10	44.60	2209	3.29	2.68
3 y 4	10	39.60	1764	3.30	2.37
5 y 6	10	34.6	1369	3.31	2.07
1 y 2	10	44.60	2209	3.29	2.68

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

En todos los casos se observa que controla la primera condición que establece el código, por lo que esa será el área de refuerzo transversal mínima que requerirán las columnas.

Conociendo que el área de 1 estribo $\varnothing 12 \text{ mm}$, es de 1.13 cm^2 , entonces para cumplir la demanda requerida se adoptan 3 estribos $\varnothing 12 \text{ mm}$, para todas las secciones, teniendo un área transversal de refuerzo de 3.39 cm^2 .

El detalle de toda las columnas y su armado se presentan en el Anexo B.

- Refuerzo transversal para cortante

El diseño a cortante de las columnas será determinado a partir de las fuerzas máximas que se desarrollen en la cara de los nudos.

La máxima resistencia probable a la flexión que puede desarrollarse en la columna conservadoramente se asume que corresponde al punto de balance de la columna en el diagrama de interacción. Del diagrama de interacción de columnas:

$$V_u = \frac{2 * M_{nc}}{H_{Entrepiso}}$$

Tabla LX. Cortante en columnas según Diagrama de Interacción.

Pisos	M _{nc} [Ton-m]	V _u [Ton]
1 y 2	55.60	27.80
3 y 4	43.40	24.80
5 y 6	39.10	22.34

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Del diseño de vigas:

$$*M_{pr} = M_{pr} \frac{H_{Entrepiso superior}}{\Sigma H_{Entrepiso}}$$

Tabla LXI. Momentos en columnas según el diseño de vigas.

Pisos	M _{pr} [Ton-m]	*M _{pr} [Ton-m]
1 y 2	43.84	21.92
3 y 4	40.37	20.19
5 y 6	19.85	9.92

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Se determina el cortante último a partir de estos dos análisis realizados:

$$V_u = \frac{*M_{pr} + M_{nc}}{H_{Entrepiso} - h_{viga}}$$

Tabla LXII. Fuerza cortante última de diseño.

Pisos	M _{nc} [Ton-m]	*M _{pr} [ton-m]	V _u [ton]
1 y 2	55.60	21.92	23.85
3 y 4	43.40	20.19	22.71
5 y 6	39.10	9.92	16.61

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Tomando en cuenta que $P_u > A_g f'_c / 20$, entonces la resistencia del concreto a ser usada será:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right)$$

N_u : Carga axial mínima en la columna, obtenida del análisis estructural.

Tabla LXIII. Resistencia al cortante del concreto en columnas.

Pisos	N _u [Ton]	V _c [Ton]
1 y 2	26.48	25.39
3 y 4	22.81	20.78
5 y 6	16.85	16.48

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Determinamos la resistencia que tiene el acero de refuerzo al cortante, de acuerdo con:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Obtenido este valor se debe de comprobar que se cumpla lo establecido en ACI-318 11.1.1, que nos indica:

$$\phi(V_c + V_s) > V_u$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, 0.75 para cortante y torsión de acuerdo con lo indicado en ACI-318 9.3.2.3.

Tabla LXIV. Comprobación de solicitaciones de fuerzas cortantes.

Pisos	V_c [Ton]	V_s [Ton]	V_u [Ton]	$\phi(V_c + V_s)$	$\phi(V_c + V_s) > V_u$
1 y 2	25.39	93.02	23.85	88.80	OK
3 y 4	20.78	83.53	22.71	78.23	OK
5 y 6	16.48	55.52	16.61	54.00	OK

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

6.6.5 Longitud de traslapes de refuerzo longitudinal

La longitud de desarrollo para traslapes Clase B, según lo indicado en 12.15.1, es $1.3l_d$; donde:

$$l_d = \left[\frac{1}{3.5} * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} * \frac{\alpha * \beta * \gamma * \delta}{\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b}\right)} \right] * d_b$$

α = Factor de ubicación de reforzamientos, $\alpha = 1$

β = Factor de recubrimiento, $\beta = 1$

γ = Factor de tamaño de reforzamiento, $\gamma = 1$

δ = Factor de concreto con agregado liviano, $\delta = 1$

$$k_{tr} = \frac{A_{tr} * f_y}{105 * s * n}$$

A_{tr} = Área transversal de estribos.

n = Número de estribos

$$c = \text{Recubrimiento} + \phi_{\text{Estribo}} + d_b/2$$

Una condición que debe cumplirse es que:

$$\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b}\right) < 2.5$$

En caso de no cumplirse esta condición, se debe usar 2.5. De esta manera se presentan los resultados en la Tabla LXV.

Tabla LXV. Longitud de traslapes de refuerzo longitudinal.

Pisos	c [cm]	k_{tr}	l_d [cm]	$1.3 l_d$ [cm]
1 y 2	6.10	6.02	51.63	67.12
3 y 4	6.10	6.02	51.63	67.12
5 y 6	6.10	4.52	51.63	67.12

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Para todas las secciones de columnas se ha obtenido una longitud de traslape de 67.12 cm, para facilidades de construcción se adopta 70 cm de longitud para traslapes Clase B.

El detallamiento del armado de las columnas se lo puede observar en el Anexo B.

6.7 Diseño de la cimentación

Los suelos sobre donde se implanta la construcción son sometidos principalmente a cargas verticales transmitidas a través de la cimentación, por lo que se debe desplantar sobre materiales que dispongan de características geomecánicas suficientes para garantizar el desempeño adecuado de la estructura. Las cargas verticales corresponden al peso de la estructura y el peso propio de la cimentación. Este análisis fue realizado conforme a los requerimientos expresados en las secciones 6 y 7 del

capítulo de Geotecnia y Cimentaciones (NEC-SE-CM) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015).

Las cimentaciones deben ser diseñadas para soportar las cargas de manera satisfactoria, asegurando que los esfuerzos aplicados por la estructura sean menores a los esfuerzos admisibles del subsuelo durante la aplicación de las cargas. Para que se cumpla esta condición, se realizaron análisis considerando los estados límites de falla (capacidad de carga) y de servicio (asentamientos).

Al contar con suelos productos de un relleno no compactado sin control ingenieril, representa que los suelos subyacentes a la cimentación sean poco resistentes, por lo tanto, con el fin de que la cimentación satisfaga los estados límites de servicio (asentamientos) y de resistencia (capacidad de carga), se deben implementar las siguientes condiciones:

- Utilizar una cimentación superficial correspondiente a una losa de cimentación de 6.50 m por 3.50 m en donde van a descargar las dos columnas de la torre.
- Se debe desplantar la cimentación 2.50 metros con respecto del nivel actual, esto incrementará la capacidad portante y ayudará a compensar parcialmente el incremento de carga para disminuir asentamientos.

- Se debe excavar 2.00 m por debajo de la cimentación para realizar una sustitución del suelo existente. El material con el cual se va a rellenar esta excavación deberá estar compuesto de varias capas. La capa inferior deberá ser un pedraplén de 40 cm de espesor, y las capas siguientes de máximo 30 cm bien compactadas, cada una de un material seleccionado, clasificado según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) como una grava arcillosa (GC), el mismo que debe ser compactado al 95% del Proctor Modificado en capas de 30 cm y distribuido uniformemente. El límite líquido del material debe ser menor al 30%, el índice de plasticidad menor al 12%.

En la Figura 6.18 se puede apreciar el modelo 3D con la estratigrafía utilizada en el software GEO 5 – ZAPATA:

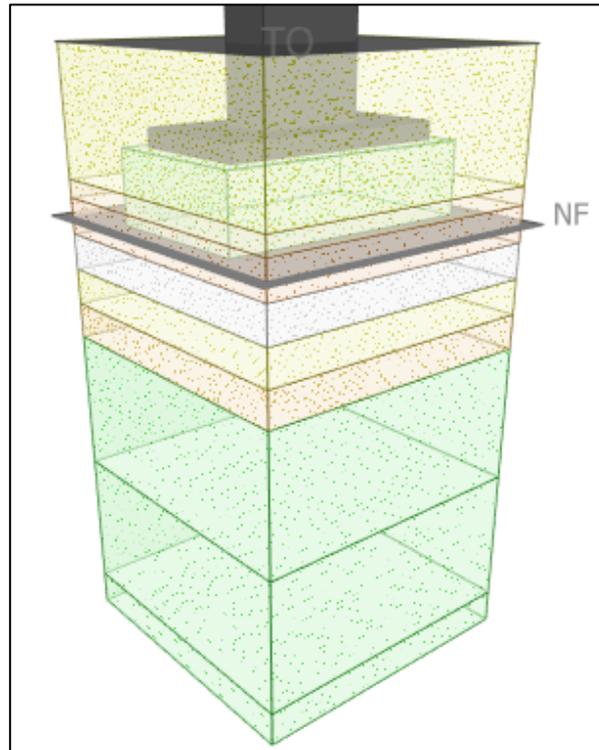


Figura 6.18 Modelo 3D con la estratigrafía.
Fuente: Software Geo 5 – Zapata.

6.7.1 Capacidad de carga

Para corroborar el análisis, se lo realizó también con el software Footing de GEO5. El programa realiza el análisis mediante métodos basados en la teoría de equilibrio límite, partiendo de la ecuación general de capacidad de carga. La ecuación de capacidad portante que utiliza el software es la propuesta por J. Brinch – Hansen (1961), la cual es presentada a continuación:

$$R_d = C N_e S_e d_e i_e b_e g_e + q_o N_d S_d d_d i_d b_d g_d + \frac{b}{2} \gamma N_b S_b d_b i_b b_b g_b$$

Donde:

N_e , N_d y N_b son coeficientes dependientes del ángulo de rozamiento interno.

C es la cohesión del terreno.

b es el ancho transversal de la cimentación.

γ es el peso específico efectivo del suelo.

S_e , S_d y S_b son factores de forma.

i_e , i_d y i_b son factores de inclinación de la carga actuante.

g_e , g_d y g_b son factores de inclinación del terreno.

En el cálculo de la capacidad de carga última (q_{ult}) y admisible (q_{adm}) en condiciones estáticas, utilizando GEO5 con la cimentación propuesta y el perfil de suelos indicado, el resultado fue el siguiente; a un nivel de desplante (D_f) igual 2.50 m:

$$q_{ult} = 66.1 T/m^2$$

$$q_{adm} = 22.0 T/m^2$$

6.7.2 Diseño estructural losa de cimentación

El diseño estructural de una losa de cimentación se puede realizar mediante el uso de dos métodos: el método rígido convencional y el

método flexible aproximado. En nuestro proyecto se utilizará el método rígido convencional, para ello se muestra la implantación de la losa de cimentación en la Figura .

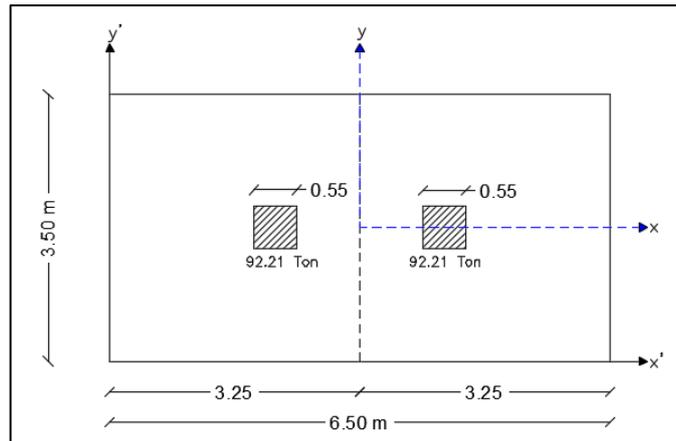


Figura 6.19 Implantación losa de cimentación.

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

- Método Rígido Convencional

En la Figura se muestra la losa de cimentación que mide 6.50x3.50 m con las cargas de las columnas. Se calcula la carga total de las columnas como:

$$Q = Q_1 + Q_2$$

$$Q = 92.21 + 92.21 = 184.42 \text{ Ton}$$

Se determina la presión sobre el suelo, q , debajo de la losa en los extremos de la losa, empleando la ecuación:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

Donde:

$$A = BL$$

$$I_x = (1/12)LB^3 = \text{momento de inercia respecto al eje x}$$

$$I_y = (1/12)LB^3 = \text{momento de inercia respecto al eje y}$$

$$M_x = \text{momento de las cargas de las columnas respecto al eje x} = Qe_y$$

$$M_y = \text{momento de las cargas de las columnas respecto al eje y} = Qe_x$$

Las excentricidades de carga, e_y y e_x , en las direcciones x e y se pueden determinar utilizando las coordenadas (x' , y'):

$$x' = \frac{Q_1 x_1' + Q_2 x_2'}{Q}$$

$$e_x = x' - \frac{B}{2}$$

De manera similar,

$$y' = \frac{Q_1 y_1' + Q_2 y_2'}{Q}$$

$$e_y = y' - \frac{L}{2}$$

Así se obtienen los siguientes resultados:

Tabla LXVI. Presión del suelo debajo de la losa de cimentación.

Eje	Inercia [m ⁴]	x', y' [m]	e _x , e _y [m]	M _x , M _y [Ton-m]	q [Ton/m ²]
x	23.22	3.25	0	0	8.10
y	80.09	1.75	0	0	8.10

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Como se observa en la Tabla LXVI, no existen momentos con respecto a las cargas de las columnas, esto se debe a la simetría de la distribución de las columnas y que descargan el mismo peso, entonces las excentricidades de las cargas de las columnas coinciden con el centroide de la losa de cimentación.

Se comparan los valores de las presiones en el suelo, con la presión permisible neta en el suelo la cual es calculado mediante:

$$q_{perm(neta)} = q_{adm} - \gamma D_f$$

$$q_{perm(neta)} = 22 - 1.8(2.5) = 17.5 \text{ Ton/m}^2$$

Se debe de cumplir que; $q \leq q_{perm(neta)}$ al tener la misma presión en el suelo de $8.10 \text{ Ton}/m^2$, se concluye:

$$q \leq q_{perm(neta)}$$

$$8.10 \leq 17.5 \quad \therefore OK$$

Se continúa dividiendo a la losa en varias franjas, en ambas direcciones, siendo el ancho de cualquier franja B_1 , al tener en nuestro caso dos columnas, se divide a la losa en dos franjas iguales, como se mostró en la Figura 6.19.

Se trazan los diagramas de cortante, V , y de momento, M , para lo cual se determina la presión promedio en el suelo en la franja, pero como en todos los puntos de la losa se tiene la misma presión, en consecuencia, la presión promedio q_{prom} es de $8.10 \text{ Ton}/m^2$.

La reacción total del suelo es igual a $q_{prom}B_1B$. Con esto obtenemos que la carga promedio es:

$$Carga\ promedio = \frac{q_{prom}B_1B + (Q_1 + Q_2)}{2}$$

Ahora, la reacción promedio modificada del suelo es:

$$q_{prom(modificada)} = q_{prom} \left(\frac{\text{Carga promedio}}{q_{prom} B_1 B} \right)$$

y el factor de modificación de las cargas de las columnas es:

$$F = \frac{\text{carga promedio}}{Q_1 + Q_2}$$

Así se obtienen los siguientes resultados:

Tabla LXVII. Factor de modificación de cargas de columnas.

q_{prom} [Ton/m ²]	$q_{prom} B_1 B$ [Ton]	Carga Promedio [Ton]	$q_{prom(mod)}$ [Ton/m ²]	Factor F
8.10	184.28	184.35	8.09	0.9996

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Obtenido el factor de modificación se calcula las cargas que actuarán sobre la franja; multiplicando este factor por los 92.21 Ton que descarga cada columna. Se obtiene las cargas modificadas de 92.17 Ton.

Además, la carga por longitud unitaria de la viga es igual a

$q_{prom(modificada)} B_1$:

$$q_{prom(modificada)} B_1 = 8.09 * 3.50 = 28.35 \text{ Ton/m}$$

En la Figura 6.20 se presenta el modelo estructural que se aplica para obtener los diagramas de momento y cortante.

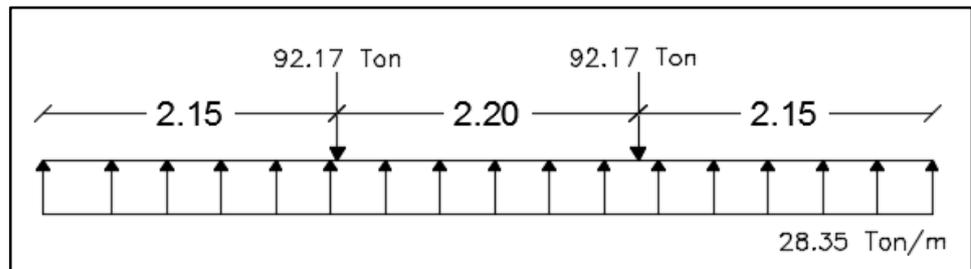


Figura 6.20 Modelo estructural de la losa de cimentación.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Utilizando el software SAP2000 se modela la viga presentada, para realizar el análisis estructural y prediseñar la losa de cimentación, se obtuvieron los siguientes resultados:

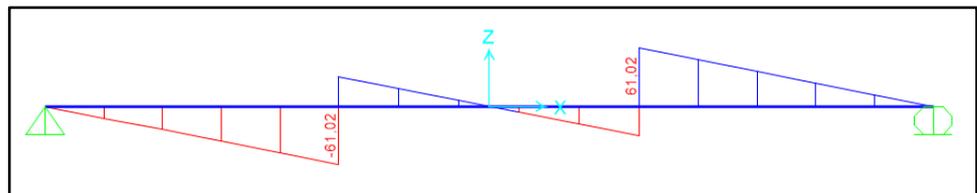


Figura 6.21 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa de cimentación.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

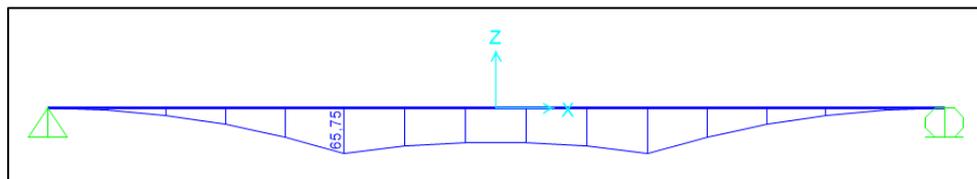


Figura 6.22 Diagrama de momentos flectores de la losa de cimentación.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

De este modo, se obtienen los momentos máximos y fuerza cortante máxima:

$$M_{m\acute{a}x} = 65.75 \text{ Ton} - m$$

$$V_{m\acute{a}x} = 61.02 \text{ Ton}$$

- **Espesor de losa**

Se determina la profundidad efectiva d de la losa revisando el cortante por tensión diagonal cerca de varias columnas. De acuerdo con el ACI 318-95, para la sección crítica:

$$U = b_o d \left[\phi * (0.34) * \sqrt{f'c} \right]$$

Donde:

U = cargas factorizadas de las columnas (MN)

ϕ = factor de reducción= 0.85

$f'c = 27.46 \text{ MN/m}^2 = 280 \text{ kg/cm}^2$

La expresión para b_o en términos de d , que depende de la ubicación de la columna con respecto a la planta de la losa, se puede obtener a partir de la Figura 6.23:

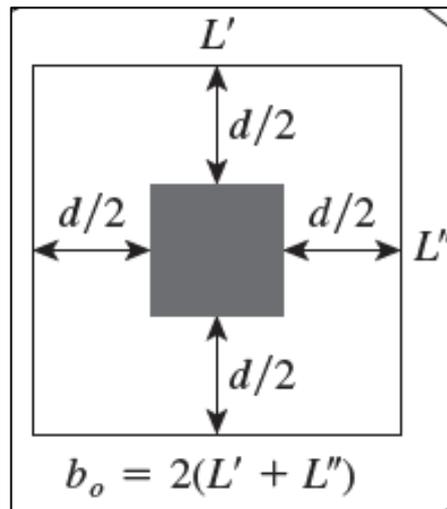


Figura 6.23 Determinación de b_o para columnas centrales.
Fuente: Das, 2012.

De esta manera para nuestro caso se obtiene:

$$b_o = 2(L' + L'') = [(0.55 + d) + (0.55 + d)]$$

$$b_o = 1.1 + 2d$$

Se asume un factor de carga de 1.7, para obtener las cargas factorizadas de las columnas:

$$U = 922.1 * 1.7 = 1567.57 \text{ KN} = 1.57 \text{ MN}$$

Así reemplazamos en la ecuación planteada:

$$1.57 = (1.1 + 2d) * d [0.85 * (0.34) * \sqrt{27.46}]$$

$$2d^2 + 1.1d - 1.039 = 0$$

$$d = 0.496 \text{ m}$$

Suponiendo un recubrimiento de 75 mm sobre el refuerzo de acero y que las varillas de acero a utilizar son de 20 mm de diámetro, el espesor total de la losa es:

$$h = 0.496 + 0.075 + 0.020 = 0.591 \text{ m}$$

Se adopta un espesor de losa de 0.60 m. El espesor de esta losa satisface la condición de cortante en la viga ancha de las franjas.

- **Determinación del refuerzo**

Se determinan las áreas de acero por ancho unitario para refuerzo positivo:

$$M_u = M' * \text{factor de carga} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M' = \frac{657.5}{3.50} = 187.85 \text{ KN} - \text{m/m}$$

$$\phi = \text{Factor de reducción} = 0.9$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 * f'c * b} = \frac{A_s * 411.90}{0.85 * 27.46 * 1}$$

$$a = 17.64 A_s$$

Realizando los cálculos correspondientes, finalmente se obtiene un área de refuerzo de:

$$A_s = 1782.08 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Utilizar varillas de 22 mm de diámetro separadas 200 mm:

$$A_{s \text{ proporcionada}} = 380 * \frac{1000}{200} = 1900 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Para el refuerzo negativo al no tener momentos en la sección, se procede a colocar el acero mínimo, como se establece en la norma:

$$A_{s_{min}} = \max \left[0.25 \frac{\sqrt{f'c} b d_0}{f_y} ; 1.4 \frac{b d_0}{f_y} \right]$$

$$A_{s_{min}} = \max [4.88 \text{ cm}^2; 16.33 \text{ cm}^2] = 16.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{min}} = 1633.33 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Se utiliza el mismo armado del refuerzo positivo, varillas de 22 mm de diámetro separadas 200 mm. Esta armadura se la utiliza para ambas direcciones por lo que se tendrá una malla con varillas Ø22mm separadas cada 200 mm.

- **Longitud de desarrollo**

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}} \geq 8 d_b \text{ ó } 15 \text{ cm}$$

$$l_{dh} = 32.10 \text{ cm} \geq 17.6 \text{ cm ó } 15 \text{ cm} \quad OK$$

Se adopta:

$$l_{dh} = 35 \text{ cm}$$

Finalmente, longitud de empalme:

$$l_{emp} = 48 d_b = 105.6 \text{ cm} = 110 \text{ cm}$$

El detallamiento final se encuentra en el Anexo B.

6.7.3 Asentamientos

La construcción de las nuevas estructuras que conforman este proyecto transmitirá las cargas a las cimentaciones y éstas al suelo de fundación. Estas cargas producirán un incremento de esfuerzo que provocará una deflexión en las capas de suelo. La magnitud de los asentamientos dependerá de la flexibilidad de la cimentación y del tipo de material sobre el cual se desplanta.

El asentamiento que considerar en los suelos presentes en este proyecto son los asentamientos por consolidación primaria (δ_c), que ocurren principalmente en suelos finos, producto de la aplicación de una carga en un suelo saturado que causa un exceso de presión de poros provocando un drenaje del agua de los poros, y resulta en una reducción en la relación de vacíos que a su vez genera una reducción del volumen del suelo. Estos asentamientos son producidos en un tiempo considerable porque su permeabilidad es relativamente baja. Además, dependen del espesor de los estratos compresibles y sus fronteras drenantes.

Los análisis de asentamientos estimados se realizaron aplicando la metodología sugerida en la Teoría de la Consolidación de Terzaghi (1925) en los suelos finos saturados, considerando las hipótesis simplificadoras de esta teoría. Para el análisis, se definieron los estratos compresibles en los sondeos realizados y se determinaron los parámetros de consolidación (C_c , C_s , e_0 , C_v), que fueron obtenidos mediante correlaciones empíricas en base a las propiedades índice (W , LL , IP).

Los parámetros de compresibilidad de los suelos a diferentes profundidades fueron hallados con correlaciones empíricas en base a las propiedades índices (w , LL , IP), tales como:

$$C_c = 0.009 \cdot (LL - 10) \quad \text{Skempton (1944)}$$

$$C_c = 0.009 \cdot \omega + 0.005 \cdot LL \quad \text{Koppula (1986)}$$

El perfil de suelos explorado, de acuerdo con los ensayos realizados y parámetros calculados, tales como el Índice de liquidez (IL), indica que después de los 5.00 metros de profundidad existen estratos de suelos finos (arcillas de alta plasticidad) que tienen un comportamiento “sobre-consolidado” (SC), ya que las capas superiores de arcillas serán sustituidas por un material de mejoramiento.

La implementación de este proyecto producirá un incremento de esfuerzo a las cimentaciones superficiales, la misma que es hallada con la carga transmitida sobre el área del cimiento. Se ha estimado un esfuerzo de contacto de 12.0 T/m^2 descargados sobre la losa. En este análisis se obtuvieron asentamientos estimados por consolidación primaria (δ_c) en el orden de alrededor de 4.0 cm.

Considerando que el asentamiento permisible para suelos finos es de 4.5 cm aproximadamente, se concluye que no existirán problemas de asentamientos en el diseño planteado.

6.8 Diseño de anclajes

La distancia a la que se deben ubicar los anclajes debe ser tal que el ángulo de salida del cable sea igual al ángulo formado por la catenaria del cable y la torre, de la forma en que se indica en la siguiente figura.

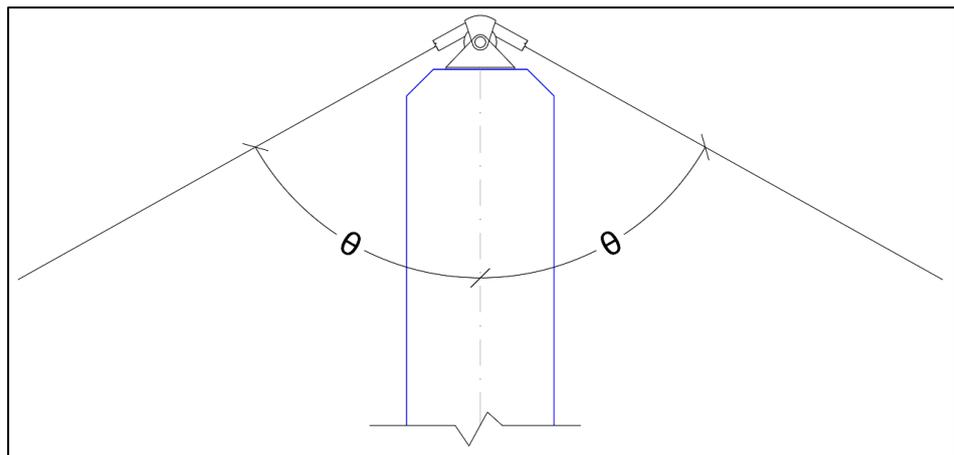


Figura 6.24 Ángulo formado por el cable y la torre.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Si se sigue esta geometría la distancia a la que se ubicarían los anclajes es de aproximadamente 56 m. En el lugar no se cuenta con espacio suficiente para implantar los anclajes a la distancia mencionada anteriormente, por tal razón el ángulo θ que se muestra en la figura anterior no es igual a ambos lados, sino que tiene el siguiente valor:

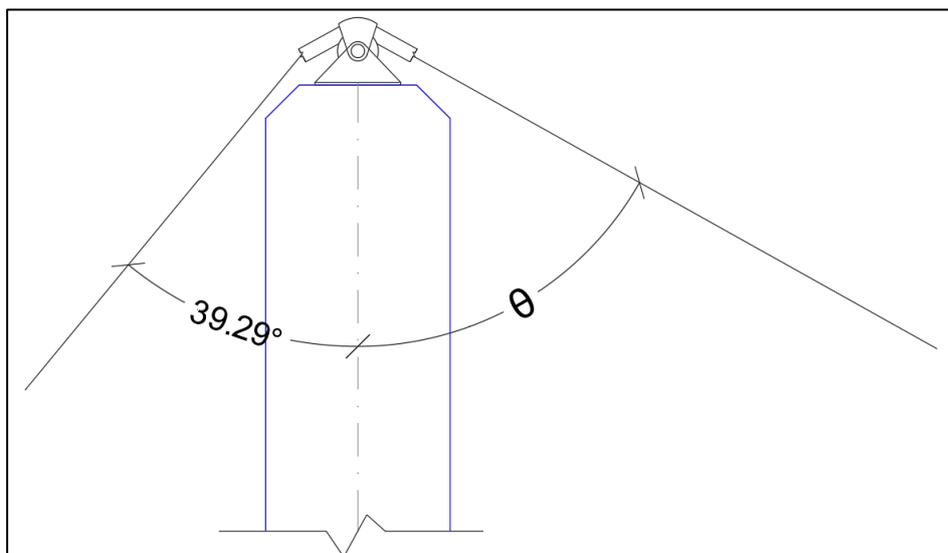


Figura 6.25 Disposición de los anclajes.
Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Disponer de esta manera el cable (sin ángulos θ iguales), hace que se generen esfuerzos adicionales en el cable, pero esto se omite ya que el cable está diseñado con un factor de seguridad de 2, es decir que la fuerza de rotura del cable es 2 veces mayor a la máxima tensión que experimenta el cable.

Los anclajes serán bloques macizos de hormigón $f'c = 180 \text{ Kg/cm}^2$, los cuales trabajarán por gravedad. De esta forma, el peso del anclaje contrarresta la componente vertical de la fuerza de tensión del cable y el empuje pasivo la componente horizontal. En la siguiente figura se detallan las fuerzas que actúan en el macizo de anclaje.

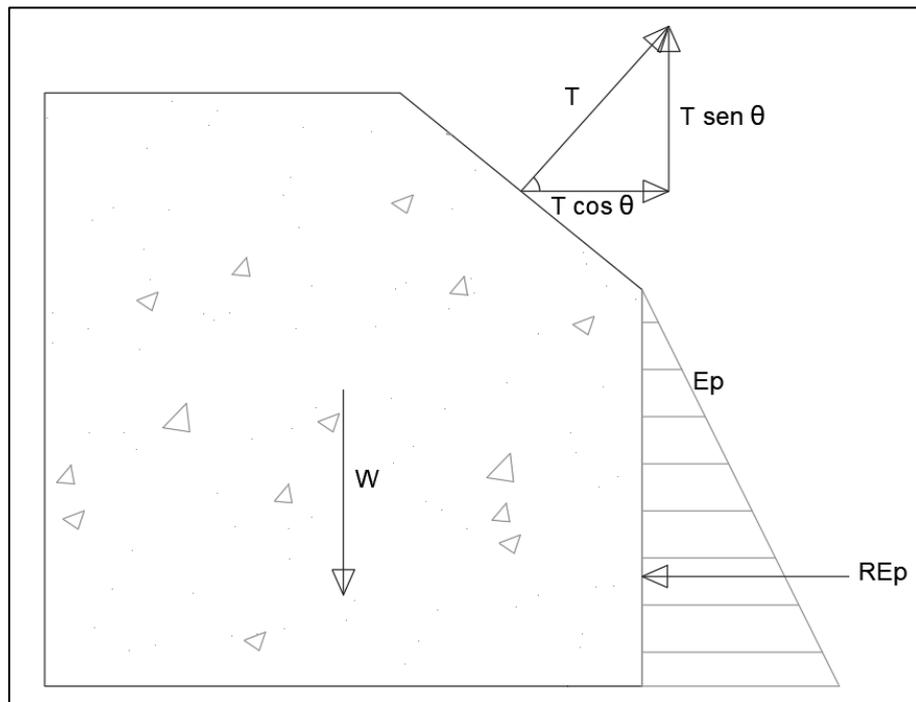


Figura 6.26 Fuerzas que actúan en el dado de anclaje.

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Donde:

T = Tensión máxima en el cable en KN;

θ = Ángulo que forma el cable con la horizontal en ($^{\circ}$);

$T \sin \theta$ = Componente vertical de la tensión máxima en KN;

$T \cos \theta$ = Componente horizontal de la tensión máxima KN;

W = Peso del bloque de anclaje en KN;

E_p = Empuje pasivo en KN/m;

RE_p = Resultante del empuje pasivo en KN, ubicado a un tercio de la base;

RE_a = Resultante del empuje activo en KN, ubicado a un tercio de la base.

En la Figura 6.27 se muestra la variación del macizo de anclaje para que la resultante del empuje pasivo pueda contrarrestar la componente horizontal de la tensión.

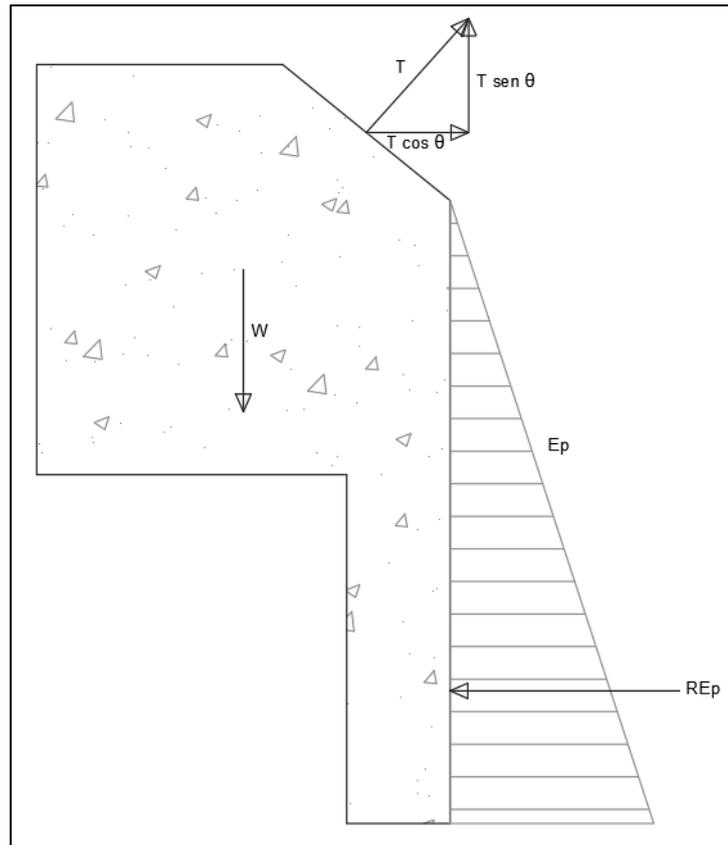


Figura 6.27 Macizo de anclaje con diente o talón.

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Para obtener las dimensiones del anclaje se debe aplicar una sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal y vertical como se hace a continuación.

$$\sum F_y = 0$$

$$T \sin \theta - W = 0$$

$$W = l * l * l * \gamma_{concreto}$$

$$l = \sqrt[3]{\frac{T \sin \theta}{\gamma_{concreto}}}$$

Para conocer la longitud del diente:

$$\sum F_x = 0$$

$$T \cos \theta - RE_p = 0$$

$$RE_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_{relleno} H D_f (1 + H) = T \cos \theta$$

La solución de la última ecuación se encontró iterando para diferentes valores de H , lógicamente empezando por valores mayores a l . Los valores de K_p se pueden encontrar tabulados en libros de mecánica de suelo, aquí se tomó un valor de $K_p = 3$ para un material de relleno con peso específico de $18 \text{ KN}/\text{m}^3$.

Tabla LXVIII. Resultados de dimensiones del macizo.

Variable	Magnitud
θ	50.71°
T	305.2 Ton = 2994.01 KN
$T \cos \theta$	1895.95 KN
$T \sin \theta$	2317.22 KN

$\gamma_{relleno}$	18 KN/m ³
K_p	3
$\gamma_{concreto}$	24 KN/m ³
l	4.6 m
H	9.4 m
RE_p	2893.32 KN
RE_a	964.44 KN

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Se debe cumplir que:

$$RE_p > T \cos \theta + RE_a$$

$$2893.32 > 2860.39 \quad \therefore \quad OK$$

El acero de refuerzo para el bloque de anclaje será el mínimo para que no permita el agrietamiento del mismo por variaciones de temperatura. La cuantía de acero será de 0.002 A_g , y se deberá estar distribuida en toda la superficie del macizo a una profundidad de 30 cm.

Por último, se debe revisar que el dado de anclaje resista por volteo, el factor de seguridad por volteo es la relación entre la sumaria de momentos de las fuerzas que tienden a volcar el macizo y la sumatoria de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volcamiento del macizo; este factor debe ser mayor o igual a 1.5.

$$FS_{volteo} = \frac{\sum M_V}{\sum M_R} \geq 1.5$$

Donde:

FS_{volteo} = Factor de seguridad por volteo;

$\sum M_V$ = Sumatoria de momentos de las fuerzas de volcamiento;

$\sum M_R$ = Sumatoria de momentos de las fuerzas que resisten el volcamiento.

A continuación, se detallan las fuerzas de volcamiento y las fuerzas que resisten el volcamiento en las siguientes tablas.

Tabla LXIX. Momentos por fuerzas de volcamiento.

Fuerza	Valor [KN]	Brazo de fuerza [m]	Momento [KN – m]
$T \cos \theta$	1895.95	8.1	15357.16
$T \sin \theta$	2317.22	2.3	5329.6
RE_a	964.44	3.47	24030.15
		Σ	24030.15

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Tabla LXX. Momentos por fuerzas que resisten el volcamiento.

Fuerza	Valor [KN]	Brazo de fuerza [m]	Momento [KN – m]
RE_p	2893.32	3.47	10030.18
W_1	2336.06	2.3	5372.95
W_2	529.92	0.5	264.96
		Σ	15668.08

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

$$FS_{volteo} = \frac{24030.15}{15668.08} = 1.53 \geq 1.5 \quad \therefore \text{OK}$$

En el Anexo B se detalla el armado del macizo, sus dimensiones y el detalle del ancla del cable principal.

CAPÍTULO 7
ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

La construcción de cualquier obra modifica el medio y en consecuencia las condiciones socioeconómicas, culturales y ecológicas del ámbito donde se ejecutan. El desarrollo de infraestructuras ha aumentado a raíz de satisfacer las necesidades de las personas que requieren de mejores condiciones vida.

Todo proyecto de Ingeniería Civil deja una huella en el medio ambiente, para medir ésta es necesario realizar un Estudio de Impacto Ambiental (EIA), que determina el impacto en los aspectos, físicos, químicos, biológicos, sociales, económicos y culturales de la zona de influencia de la obra, para de esta manera implementar mecanismos de prevención, control y mitigación en el ecosistema.

En este capítulo se analizarán los impactos ambientales que se producen durante la etapa de construcción de la obra, para de esta manera identificar las actividades que son perjudiciales para el entorno e implementar las medidas de mitigación, prevención y control pertinentes, que serán detalladas en un Plan de Manejo Ambiental (PMA).

El PMA debe estar sujeto al cumplimiento de lo que se estipula en el Texto Unificado de la Ley Secundaria del Medio Ambiente (TULSMA), a fin de garantizar que se alcancen los estándares que se establezcan.

7.1 Descripción del aspecto físico del área de estudio

La información detallada acerca de la descripción de la obra se encuentra en el Capítulo 1 descrito anteriormente.

7.2 Descripción de la línea base

La línea base permitirá establecer a más a detalle el entorno físico, biótico y socioeconómico de la zona en donde se desarrollará el proyecto. Con la finalidad de presentar una visión general de las características ambientales de la zona de influencia del proyecto, a continuación, se describe las principales características de la línea base (componentes físicos, bióticos y socioeconómicos), a fin de predecir los probables impactos ambientales que generarán las actividades del proyecto.

7.2.1 Componente Físico

- **Clima:** Las características climáticas del cantón Daule son bastante uniformes, se encuentra en dos zonas climáticas (según la clasificación de Pierre Pourrot, 1995). Una parte sur y occidental con clima tropical megatérmico semi húmedo, con temperatura entre 25 y 26°C y precipitación entre 900 y 1000 mm que corresponde al sector del bosque seco de los cerros de Vista Alta en la parroquia Los Lojas. El resto del cantón con clima tropical megatérmico húmedo.

- **Precipitación:** Registra una precipitación media anual de 1210 mm, con un promedio mensual de 100 mm. La estación lluviosa se extiende de noviembre hasta abril, mientras que la estación seca se presenta de mayo a octubre.
- **Vientos:** De acuerdo con datos de anuarios del INAMHI, la velocidad mayor observada promedio es de 6,24 m/s. En el área de influencia, los vientos que predominan provienen del este al oeste, en tanto que los otros son irregulares.
- **Uso y cobertura del suelo:** El Cantón Daule está cubierto en su mayoría por cultivos de arroz que ocupan aproximadamente el 70% de la superficie del cantón; el segundo cultivo en importancia es el pasto cultivado con el 8,58% distribuido indistintamente en todo el cantón. Es importante destacar la presencia de cobertura natural compuesta por vegetación arbórea seca (bosque seco), matorral seco y pasto natural con la cobertura de 12,97%.
- **Hidrografía:** El territorio del cantón Daule pertenece a la subcuenca del río del mismo nombre que a su vez es la más grande de las subcuencas de la Cuenca del Guayas la cual abarca una extensión territorial de 11.567,15 km² que representa

aproximadamente el 5% del territorio nacional, y el 36% de toda la cuenca del río Guayas. El río Daule nace en el nudo de Sandomo, Provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas, muy cerca de San Miguel o Peripa, con una longitud aproximada de 260 km. Se encuentra ubicada en la zona occidental superior de la Cuenca del río Guayas, es una de las zonas de mayor concentración de producción agrícola. Dentro del área de influencia se encuentran las provincias de: Guayas, Manabí, Santa Elena, Los Ríos y Santo Domingo de los Tsáchilas, y una población de 4 millones de personas. El río Daule, es el principal río de la subcuenca del río Daule, que es una de las siete subcuencas que dan forma a la cuenca del río Guayas, hasta el río Daule confluyen los ríos Peripa, Puca, Pula, Pedro Carbo y otros arroyos, su caudal promedio máximo esta aproximadamente por los 1000 m³/s y el promedio mínimo sobre los 100 m³/s. El río es de leve pendiente, del orden del 0,2% al 0,05%, por lo que la influencia de la marea llega a unos 70km aguas arriba de Guayaquil hasta el sitio conocido como la Capilla. En época de lluvias la corriente del río se dirige hacia el río Guayas, pero en la estación seca en la cual algunos tributarios prácticamente tienen cero de aportación al río Daule, la corriente se invierte en marea alta. El sistema hídrico del cantón está

conformado por los principales ríos, Daule, Pula, Jigual, Jaboncillo y una red de canales de riego que de manera conjunta cubren casi la totalidad del área del suelo agrícola del cantón.

- **Geología:** Véase en la sección 2.3.

7.2.2 Componente socioeconómico

- **Demografía:** Según el Censo de Población y Vivienda del año 2010 del INEC, en el territorio del cantón Daule a esa fecha la población ascendía a 120326 habitantes. Actualmente, según proyecciones basadas en los datos del Censo de Población y Vivienda del año 2010 del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos – INEC, y datos obtenidos de la promoción inmobiliaria privada, referida al área urbana de La Aurora, el número de habitantes del cantón Daule es de 159175 habitantes.
- **Educación:** El área rural presenta un alto índice de analfabetismo (15,05%) en relación con el área urbana que es del 4,89%. En este sentido, se siguen observando los problemas de acceso a la educación en los sectores rurales del cantón. Sin embargo, en relación con el nivel de analfabetismo por género, se puede observar que el porcentaje de mujeres analfabetas es menor al

de los hombres, tanto en el área urbana como rural siendo en el área urbana de 5,26% para los hombres y 4,55% para las mujeres; mientras que en el área rural es de 16,69% para los hombres y 13,28% para las mujeres. Respecto las parroquias rurales, el menor porcentaje de población analfabeta está en Juan Bautista Aguirre (12,40%), y con mayor cantidad de población rural analfabeta en Laurel (17,71%). En cuanto a asistencia escolar, cabe señalar que el 95,29% de la población de 6 a 12 años del cantón, asiste a un establecimiento educativo; en el área urbana el 95,66% y en el área rural el 94,86%, siendo la proporción de hombres y mujeres, prácticamente pareja.

- **Salud:** En el cantón Daule existen 6 subcentros de salud (Nivel 1) ubicados en el área rural y 1 hospital básico (Nivel 2) en la ciudad de Daule para atender una demanda cantonal de 95491 habitantes (sin contar la población de la Aurora). Su coeficiente de demanda real por capacidad operacional en el área rural es de 24,6. Esto significa que la demanda de atenciones en el sector rural supera, aproximadamente, 25 veces la capacidad instalada (unidades de salud, personal médico y administrativo, equipos e insumos médicos, etc.). Este mismo coeficiente en el área urbana es de 7,76. El número de camas por cada mil habitantes es de

1,5; mientras el número de médicos generales es de 1 por cada 4000 habitantes y el número de médicos especialistas es de 1 por cada 10000 habitantes.

7.2.3 Medio Biótico

- **Flora:** La mayoría de la diversidad de flora del cantón se localizan en los cerros de las parroquias Los Lojas y La Aurora, en éstas se hallan especies como: Mango, Guanábano, Chirigua, Tutumbe, Ébano, Guarumo, Barbasco, Chala, Cabo de hacha, Mata sarna, Yuca de ratón, Amarillo, Membrillo de cerro, Porotillo, Guachapelí, Matapalo, Guaba grande, Crucito, Espino prieto, Caimito de montaña, Cojojo, Guazmo, Pechiche, Guayacán, Bototillo, entre otros.
- **Fauna:** De igual manera la fauna especialmente de aves, se la encuentra en los cerros de las parroquias Los Lojas y La Aurora, encontramos especies como: Zambullidor menor, Cormorán neotropical, Garza grande, Garceta nívea, Garcilla estriada, Gavilán negro mayor, Gallinazo negro, Gallinazo cabecirojo, Cigueñuela cuellinegra, Tortolita ecuatoriana, Paloma pálida, Periquito del pacífico, Garrapatero mayor, Mochuelo del pacífico, Búho de anteojos, Martín pescador grande, Carpintero

dorsiescarlata, Pájaro brujo, Tirano tropical, Tangara azul, Carpintero guayaquileño, Perdíz, Paloma apical, Garza cucharón, entre otros.

7.3 Descripción de las actividades a evaluar

Las actividades en fase de construcción que se desarrollarán en el proyecto son:

- Trazado y replanteo.
- Campamento y obras provisionales.
- Excavación.
- Armado y encofrado de elementos de concreto (cimentación, anclajes y torres).
- Hormigonado de cimentación, torres y anclajes.
- Montaje de estructura metálica.
- Instalación de cables principales.
- Obras complementarias.

7.4 Metodología de evaluación de impacto ambiental

Para la evaluación de impactos se propone el uso del Método de los Criterios Relevantes Integrados, donde se le asigna un valor ponderado a cada indicador de impacto, al cual se le suma la probabilidad de ocurrencia.

Se obtiene de esta manera una jerarquización de impactos. Los impactos con altas probabilidades y con altos valores son los que principalmente se toman en cuenta para el desarrollo de medidas de prevención, reducción, control y compensación ambiental. El método se basa en que la valoración de impacto ambiental (VIA), que se genera por diferentes actividades es resultado de las siguientes variables:

- Intensidad (I): Se refiere al grado con el que un impacto altera a un determinado elemento del ambiente, por tanto, está en relación con la fragilidad y sensibilidad de dicho elemento. El valor numérico de la intensidad varía dependiendo del grado del cambio sufrido.

Tabla LXXI. Escala de valoración de la intensidad de los impactos ambientales.

Escala	Valoración
No hay impacto	0
Impacto Menor	1
Impacto Mayor	10

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

- Extensión (E): Determina el área geográfica de influencia teórica que será afectada por un impacto en relación con el entorno del proyecto, pudiendo ser esta puntual, local o regional.

Tabla LXXII. Escala de valoración de la extensión de los impactos ambientales.

Escala	Valoración
Puntual	1
Local	5
Regional	10

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

- Duración (D): Tiempo que permanecería el efecto del impacto, y a partir del cual el factor afectado retornaría a las condiciones iniciales, previo a la acción de medios naturales o mediante la introducción de medidas de mitigación.

Tabla LXXIII. Escala de valoración de la duración de los impactos ambientales.

Escala [años]	Valoración
<5	1
5-10	5
>10	10

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

A estas valoraciones obtenidas se procede a asignarle un peso para cada variable, según la importancia que se considere para cada una de estas. La sumatoria de estos pesos de las variables debe ser de uno.

F_I : Factor de intensidad: 0.3

F_E : Factor de extensión: 0.3

F_D : Factor de duración: 0.4

Una vez valorado cada parámetro y asignado un peso, se calcula la Magnitud del impacto, que es el efecto de la acción, como resultado de la sumatoria acumulada de los parámetros planteados. Esto se obtiene aplicación la siguiente ecuación:

$$M = [(I * F_I) + (E * F_E) + (D * F_D)]$$

Al valor final de la magnitud se le asigna el signo positivo o negativo de acuerdo con si el impacto que se genera es perjudicial o beneficioso. Obtenida la matriz de magnitud se continúa con la siguiente etapa de la evaluación, cuyo objetivo final es la consecución de la Valoración de impacto ambiental (VIA).

- Reversibilidad (Rv): Es la posibilidad de reconstrucción del factor afectado, es decir, la posibilidad de retornar a las condiciones iniciales previas a la interferencia humana, una vez que aquella deja de actuar.

Tabla LXXIV. Escala de valoración de la reversibilidad de los impactos ambientales

Escala	Capacidad de Reversibilidad	Valoración
Reversible	Impacto Reversible de forma inmediata o a corto plazo	1
Parcialmente Reversible	Impacto Reversible a largo o mediano plazo	5
Irreversible	El impacto puede ser recuperable a muy largo plazo (>30 años) y a elevados costos	10

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

- Riesgo (Rg): Es la posibilidad real de que una actividad produzca un impacto sobre un factor ambiental.

Tabla LXXV. Escala de valoración del riesgo de los impactos ambientales.

Escala	Valoración
Baja	1
Media	5
Alta	10

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Conseguidos estos valores, se obtiene finalmente la VIA, a partir de la siguiente operación:

$$VIA = (|M|^{F_M}) * (R_V^{F_{RV}}) * (R_G^{F_{RG}})$$

F_M : Factor de magnitud: 0.3

F_{RV} : Factor de reversibilidad 0.4

F_{RG} : Factor de riesgo 0.3

Una vez obtenida la matriz de valoración, finalmente se analizan los resultados para categorizarlos de la siguiente manera:

Tabla LXXVI. Escala de valoración del rango de los impactos ambientales.

Escala	Valoración
Neutro	0
Bajo	1 - 4
Medio	4.1 - 7
Alto	7.1 - 10

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

A continuación, se presentan las matrices de evaluación de impactos ambientales de las actividades de construcción planteadas para el proyecto, las cuales fueron desarrolladas siguiendo la metodología anteriormente planteada:

Tabla LXXVII. Matriz magnitud.

ACTIVIDADES	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Factores Socioeconómicos	
	Superficial	Subterránea	Alteración	Manejo	Gases	Material particulado	Ruido	Generación de Empleo	Paisajismo
Trazado y replanteo	-1,6	-1	-1,9	-1,3	-1	-1,6	-1	2,8	-1
Campamento y obras provisionales	-1,6	-1,6	-2,5	-1,6	-1,6	-1,3	-1,6	2,8	-1,6
Excavación	-2,2	-1,9	-4,7	-1,9	-1,9	-2,5	-2,8	3,1	-1,6
Armado y encofrado de elementos de concreto	-2,9	-2,6	-3,5	-1,9	-1,9	-2,2	-1,6	3,7	-1,6
Hormigonado de cimentación y torres	-5,6	-4,1	-5	-2,2	-4,3	-4,3	-2,8	3,7	-4,4
Montaje de estructura metálica	-2,5	-1,9	-2,9	-1,6	-2,2	-1,9	-2,5	4	-4,7
Instalación de cables principales	-1,9	-1,6	-1,3	-1,3	-2,2	-1,6	-2,5	3,7	-4,4
Obras complementarias	-1,6	-1,3	-1,9	-1,3	-1,6	-1,3	-1,9	3,4	-4,4

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Tabla LXXVIII. Matriz de valoración de impacto ambiental (VIA).

ACTIVIDADES	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Factores Socioeconómicos		TOTAL
	Superficial	Subterránea	Alteración	Manejo	Gases	Material particulado	Ruido	Generación de Empleo	Paisajismo	
Trazado y replanteo	1,15	1,62	1,96	1,75	2,00	2,30	1,62	2,72	1,00	16,12
Campamento y obras provisionales	1,15	1,87	4,06	1,87	2,30	2,16	1,87	2,72	1,15	19,14
Excavación	2,05	1,96	6,48	3,74	4,60	2,63	2,21	2,80	3,55	30,03
Armado y encofrado de elementos de concreto	2,23	2,16	5,93	3,74	4,60	4,81	1,87	2,95	3,55	31,85
Hormigonado de cimentación y torres	5,17	2,47	6,60	3,91	5,88	5,88	2,21	2,95	4,81	39,89
Montaje de estructura metálica	1,32	1,96	4,25	1,87	2,53	2,42	2,13	3,02	4,91	24,41
Instalación de cables principales	1,21	1,87	1,75	1,75	2,53	2,30	2,13	2,95	4,81	21,31
Obras complementarias	1,15	1,75	1,96	1,75	2,30	2,16	1,96	2,88	1,56	17,48
TOTAL	15,44	15,67	32,99	20,38	26,74	24,65	16,00	23,00	25,35	

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

Tabla LXXIX. Matriz rango de la matriz VIA.

ACTIVIDADES	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Factores Socioeconómicos	
	Superficial	Subterránea	Alteración	Manejo	Gases	Material particulado	Ruido	Generación de Empleo	Paisajismo
Trazado y replanteo	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO
Campamento y obras provisionales	BAJO	BAJO	MEDIO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO
Excavación	BAJO	BAJO	MEDIO	BAJO	MEDIO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO
Armado y encofrado de elementos de concreto	BAJO	BAJO	MEDIO	BAJO	MEDIO	MEDIO	BAJO	BAJO	BAJO
Hormigonado de cimentación y torres	MEDIO	BAJO	MEDIO	BAJO	MEDIO	MEDIO	BAJO	BAJO	MEDIO
Montaje de estructura metálica	BAJO	BAJO	MEDIO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	MEDIO
Instalación de cables principales	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	MEDIO
Obras complementarias	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

7.5 Plan de Manejo Ambiental

El plan de manejo ambiental (PMA), busca disminuir las afectaciones ambientales que se producen a partir de las distintas actividades que se ejecutan en la construcción de la obra. La prevención de accidentes, aumentando los niveles de seguridad son también objetivos del PMA.

El PMA está constituido de los siguientes planes:

- Plan de monitoreo ambiental.
- Plan de manejo de desechos sólidos y líquidos.
- Plan de Educación ambiental y seguridad.
- Plan de contingencia.
- Plan de prevención y mitigación de impactos.

7.5.1 Plan de monitoreo ambiental

El plan de monitoreo ambiental establece los parámetros para el seguimiento de la calidad de los diferentes componentes ambientales que podrían ser afectados durante la ejecución del proyecto. El monitoreo se encargará de describir las variaciones en la concentración de los elementos que componen la calidad del ambiente físico.

- **Monitoreo de los niveles de ruido**

Durante la fase de construcción, los ruidos son generados por los equipos y maquinarias. A partir de esto, es necesario realizar el monitoreo periódico de los niveles de contaminación acústica en los diversos frentes de trabajo. Para el control de esto se deberá de cumplir lo siguiente:

- Efectuar monitoreos para control de las fuentes emisoras de ruido, principalmente de los provenientes de la maquinaria de trabajo.
- Control de los límites de velocidad de circulación en la vía y accesos de la obra.
- Instrucciones al personal sobre el uso adecuado de pitos, bocinas, altoparlantes instalados en los vehículos.

- **Control de material particulado**

Realizar un monitoreo permanente del control de la emisión de polvos y gases, por efecto del uso de los equipos de construcción, maquinarias, transporte y otras actividades que provocan la generación de estos desechos.

El material particulado será determinado en cuatro estaciones estratégicamente ubicadas cerca a los principales receptores, se medirán los niveles de material particulado (PM10 y PM2.5).

- **Monitoreo y control de gases de combustión**

Este control se lo realizará por efecto del uso de los equipos de construcción, maquinarias, transporte y los gases producidos por el funcionamiento de la maquinaria en el área de construcción de la obra. Las mediciones de los gases se realizarán mediante el uso de un analizador multifuncional portátil, hasta con cuatro sensores para medición de oxígeno, monóxido de carbono, NO/NOx, CxHy, y cálculo de CO2.

Si las mediciones demuestran que se están excediendo los límites máximos permisibles que constan en la normativa ambiental vigente, la fiscalización deberá suspender el procedimiento de trabajo, y elaborar otro método con un nuevo plan de manejo ambiental.

7.5.2 Plan de manejo de desechos sólidos y líquidos

La generación de desechos es una actividad que siempre va a generarse en toda construcción. Considerando que dentro de las etapas del ciclo de los desechos sólidos (generación, transportación,

almacenamiento, recolección, tratamiento y disposición final), se debe garantizar el cumplimiento de este ciclo.

- **Reducción de los desechos en la fuente**

La compañía constructora deberá cerciorarse de la optimización de los procedimientos constructivos, con la finalidad de desarrollar estas actividades dentro de los parámetros establecidos para reducir o eliminar residuos, emisiones, uso ineficiente de insumos y tiempos de operación. De esta manera se protegerá la salud pública, se conservará el ambiente y se obtendrá un mejor desempeño.

- **Segregación y recolección**

Muchos materiales de construcción pueden ser reciclados, incluyendo el vidrio, aluminio, acero y ladrillos. Además, los desperdicios de construcción y renovación, también, pueden reducirse al salvar o reutilizar, en vez de desalojar.

Se designará un equipo de trabajo para la recolección de los desechos en lugares designados previamente. Los desechos sólidos, se recolectarán de las diferentes áreas de construcción y se almacenarán temporalmente en un área destinada para este fin

manteniendo su clasificación, para posteriormente dar lugar a su disposición final.

Al momento de segregar los desechos, se tomará en cuenta la intención de rehúso o reciclaje que se tiene durante la etapa constructiva; los desechos que no estén dentro del fin mencionado serán almacenados como escombros, siempre y cuando su tipo esté dentro de dicha categoría.

- **Almacenamiento temporal**

Los desechos generados en la fase de construcción serán acopiados temporalmente en lugares previstos especialmente para tal fin, y luego transportados a los lugares autorizados para su disposición final por parte de la empresa constructora.

Los escombros originados por las actividades de construcción deberán ser almacenados únicamente en áreas pavimentadas. Se deberá evitar que estos desechos se esparzan por el espacio público y perturben las actividades del lugar.

No se deberá arrojar tierra, piedra o desperdicios de cualquier índole en el espacio público. No se deberán utilizar zonas verdes para la

disposición temporal de escombros. El sitio seleccionado para almacenamiento temporal de los desechos se ubicará dentro del área del proyecto.

- **Transporte y disposición final**

Los escombros originados durante la etapa de construcción deberán ser retirados y dispuestos en sitios aprobados. Los vehículos que transporten escombros tendrán la respectiva lona de protección para evitar la dispersión del polvo.

- **Manejo de desechos peligrosos**

El cambio de aceite de los equipos y cualquier residuo que se produzca durante la etapa constructiva que se encuentre dentro del listado nacional de sustancias químicas peligrosas, desechos peligrosos y especiales, deberán ser gestionados, obedeciendo a reglamentos establecidos para tal fin. Los materiales contaminados con hidrocarburos serán entregados a los respectivos gestores ambientales autorizados.

- **Aguas residuales**

Se dispondrá de una batería sanitarias para los obreros, basado en la cantidad de personal que trabajará en la obra

- **Desechos Líquidos**

Todo material contaminado con algún derivado de hidrocarburo deberá ser tratado como desecho peligroso y gestionarlo debidamente como tal. Se deberá colocar contenedores especiales para estos desechos.

7.5.3 Plan de educación ambiental y seguridad

El Programa de Difusión debe estar orientado a socializar el proyecto y los resultados del EIA, internamente con una insistencia en aspectos de salud, seguridad, responsabilidad socioambiental y respuesta a emergencia.

Una de las finalidades es que los trabajadores se encuentren capacitados en el cumplimiento de las actividades específicas y así evitar cualquier emergencia que podría suceder y afectar no solo al entorno sino a su integridad física, además, facilitará la realización de charlas frecuentes con el personal.

- **Capacitación del personal de obra sobre salud y seguridad en el trabajo**

Será impartida dos veces durante el periodo de la ejecución de la obra, charlas de capacitación, incluyendo dentro de los tópicos a

tratar: características, principales tareas asociadas, aspectos de seguridad a implementar, equipos de protección personal, aspectos de Salud y Seguridad.

- **Relaciones con la comunidad**

Se deberá considerar reuniones en donde se expondrá a la comunidad aledaña los siguientes temas:

- **Actividades del Proyecto:** Se darán a conocer las actividades a realizarse en la fase de construcción, donde la participación comunidad-promotores será interactiva. Los participantes de estas reuniones podrán exponer todas las inquietudes y quejas, si estas existen.
- **Plan de Manejo Ambiental:** Se detallarán las medidas ambientales que se ejecuten durante la fase de construcción del proyecto.

Estas reuniones se realizarán cada dos meses hasta que dure esta etapa, con una duración de 45 minutos.

- **Análisis de Riesgo y seguridad en el trabajo**

Las actividades particularmente críticas y que están relacionadas con riesgos significativos durante las actividades del proyecto, serán monitoreadas siguiendo los procedimientos establecidos en las normas del sistema de seguridad industrial.

La evaluación de riesgos debe ser semanal, siendo necesario que cada día se realice una estricta supervisión y se tomen las medidas para a corregir cualquier desviación o falta de cumplimiento de las normas de seguridad. La evaluación de los riesgos y la supervisión del cumplimiento estricto de las normas de seguridad será responsabilidad del Administrador y Jefe de Seguridad y Salud Ocupacional. Para lograr la eficacia de la aplicación del programa de seguridad industrial, se deberán realizar las siguientes acciones:

- Educación a los trabajadores y administradores.
- Colocación de cintas reflectivas en sitios donde exista riesgo.
- Nunca debe dejarse abierto un hueco sin ser adecuadamente señalado.
- Instrucción y entrenamiento en el mismo sitio.
- Realizar simulacros para eventualidades.

- Evaluar el nivel de seguridad y calidad con el que se realiza el trabajo.
- Motivación por los trabajos realizados correctamente.
- Disponer de un botiquín de primeros auxilios en cada frente de obra y de servicio médico si de acuerdo con la reglamentación vigente debe cumplir ese requerimiento.

7.5.4 Plan de contingencias

Está orientado a diseñar las medidas necesarias para enfrentar y responder de manera inmediata ante una emergencia o contingencia y proteger la integridad de las personas y las instalaciones.

- **Información de números de emergencia**
 - Ante cualquier evento de contingencia grave se llamará a las respectivas instituciones de ayuda; para su efecto se deberá poner en varios lugares del frente de trabajo y en la oficina de obra, los números de emergencia más importantes a contactar en caso de accidentes, esta información debe estar a la vista de todos los empleados.
 - En el listado se considerará las siguientes organizaciones: Hospitales, Policía, Bomberos y Defensa Civil.

- **Simulacros**

- Se deberán realizar simulacros, para contingencias como incendios, sismos e inundaciones.
- Se desarrollará una actividad programada que dispondrá a las personas en un escenario con situaciones lo más parecidas a la que se presentarían en una situación emergente real.
- Se podrá incluir el uso del equipo extintor, para que así el personal este informado sobre su manejo.
- Se evitará toda condición insegura que podría desencadenar en un accidente real dentro del simulacro.
- El control del personal que realiza la coordinación del evento debe ser riguroso y todo el personal debe estar informado del simulacro que se ejecutará.
- Concluido el simulacro se reunirán los coordinadores y los observadores para elaborar un informe.

7.5.5 Plan de prevención y mitigación de impactos

Tiene como objetivo proponer un conjunto de medidas que permitirán prevenir, mitigar, controlar, los impactos identificados y evaluados en el estudio, que se han generado y podrían generarse durante la construcción del proyecto. Se realizó un análisis más riguroso en la actividad que involucre hormigonado de elementos de concreto,

debido a que ésta es la actividad más perjudicial en la obra, que se obtuvo del desarrollo de valoración de impacto ambiental (VIA).

- **Agua para control de material particulado**

Se deberá humedecer el suelo de las áreas donde se realizarán actividades de movimiento de tierras para minimizar el levantamiento de polvo.

- **Recubrimiento de materiales**

Para cubrir montículos de tierra, grava o arena, se colocará plástico y deberá ser delimitado y señalizado. Se ejecutarán 1000 metros cuadrados de plásticos para recubrimiento de materiales y 1000 metros cuadrados de malla para protección de área de escombros.

- **Mitigación de ruido**

- Registrar las horas de funcionamiento de los generadores. Si es fuente significativa, se realizará monitoreo de emisiones.
- Realizar y registrar mantenimientos de calderos y generadores eléctricos.
- Analizar semestralmente los resultados de los monitoreos de emisiones de fuentes fijas de combustión y/o de proceso y si

superan los límites máximos permisibles, implementar medidas correctivas.

- **Mitigación de escombros**

Se debe evitar la caída de escombros al río Daule, por lo que se deberá de proveer lonas que impidan que los desechos caigan al río.

La cantidad de lonas y la recurrencia de su colocación se proveerán de acuerdo con las necesidades en obra.

CAPÍTULO 8

PRESUPUESTO

8.1 Factor de sobrecostos

El presupuesto referencial del proyecto se divide en ocho fases bien definidas, las cuales son:

- Preliminares
- Administración de obra
- Movimiento de tierras
- Mantenimiento de obra
- Subestructura
- Superestructura
- Instalaciones eléctricas
- Plan de manejo ambiental

Se estimó que el factor de sobrecosto es 1.46 y que la duración será de seis meses aproximadamente, con utilidad esperada del 20%. El estado financiero y proceso para el cálculo del factor de sobrecosto se encuentre en Anexo D.

8.2 Análisis de precios unitarios

A continuación, se detalla el presupuesto general del proyecto. En el Anexo D se detallan cada uno de los rubros del presupuesto.

Tabla LXXX. Presupuesto general del proyecto.

COD.	DESCRIPCION	UD.	CANT.	P. UNIT.	TOTAL
1	PRELIMINARES				
1.1	RELEVAMIENTO TOPOGRAFICO	M2	4958.35	\$1.14	\$5 652.52
1.2	TRAZADO Y REPLANTEO	M2	2594.68	\$0.68	\$1 764.38
1.3	CASETA DE GUARDIANIA	M2	6.00	\$53.09	\$318.54
1.4	BATERIA SANITARIA	MES	6.00	\$300.22	\$1 801.32
1.5	DEMOLICION DE PAVIMENTO Y ACERAS	M2	155.90	\$15.20	\$2 369.68
2	ADMINISTRACION DE OBRA				
2.1	GUARDIANIA	MES	6.00	\$515.59	\$3 093.54
3	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
3.1	EXCAVACION SIN CLASIFICACION	M3	207.74	\$21.65	\$4 497.57
3.2	MATERIAL DE PRESTAMO IMPORTADO	M3	175.14	\$11.62	\$2 035.13
4	MANTENIMIENTO DE OBRA				
4.1	LIMPIEZA GENERAL DE OBRA	MES	6.00	\$272.23	\$1 633.38
4.2	DESALOJO DE MATERIALES	M3	295.80	\$7.24	\$2 141.59
5	SUBESTRUCTURA				
5.1	HORMIGON ARMADO EN ESCALERA F'C= 210 Kg/cm2 INCL. ENCOFRADO	M3	15.94	\$394.78	\$6 292.79
5.2	REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE F'C= 180 kg/cm2 e= 5 cm	M2	45.50	\$17.03	\$774.87
5.3	HORMIGON PREMEZCLADO F'C= 280 Kg/cm2 (cimentación y torres)	M3	58.79	\$580.70	\$34 136.45
5.4	ENCOFRADO METALICO (cimentación y torres)	M2	210.61	\$74.10	\$15 606.20
5.5	ACERO DE REFUERZO FY=4200 Kg/cm2 (cimentación, torres, dados de anclaje y escalera)	KG	13 012.42	\$4.50	\$58 555.89
5.6	HORMIGON ESTRUCTURAL F'C= 180 Kg/cm2 (dados de anclaje) INCL. ENCOFRADO	M3	228.92	\$328.58	\$75 218.53
5.7	ANCLAS PARA CABLE PRINCIPAL	U	4.00	\$7 629.16	\$30 516.64
5.8	PINTURA ESMALTE EN TORRES	M2	150.95	\$9.49	\$1 432.52
6	SUPERESTRUCTURA				
6.1	SUMINISTRO E INSTALACION DE CABLE PRINCIPAL DEL PUENTE	KG	9 355.90	\$15.43	\$144 361.54
6.2	SUMINISTRO E INSTALACION DE VARILLA LISA PARA PENDOLAS D=16 mm	M	632.00	\$70.28	\$44 416.96

6.3	FERULA Y CUÑA PARA PENDOLAS	U	158.00	\$120.71	\$19 072.18
6.4	GRAPA PARA PENDOLAS Y ABRAZADERA DE CABLE TIPO FUNDICION	U	158.00	\$132.16	\$20 881.28
6.5	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLANCHA ANTIDESLIZANTE e= 3 mm	M2	304.00	\$63.52	\$19 310.08
6.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE CERCA PEATONAL (incl. pintura anticorrosiva)	M2	320.00	\$77.77	\$24 886.40
6.7	SUMINISTRO Y MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A36 EN LARGUEROS Y VIGAS TRANSVERSALES DEL PUENTE	KG	4 472.70	\$3.67	\$16 414.81
7	INSTALACIONES ELECTRICAS				
7.1	LUMINARIA SEMI CUTT OFF 250W	U	8.00	\$196.32	\$1 570.56
7.2	ACOMETIDA CIRCUITO DE ILUMINACION (2#10 - Ø PVC 1")	ML	40.00	\$11.15	\$446.00
7.3	CABLE CONDUCTOR 2X14AWG	ML	200.00	\$4.88	\$976.00
8	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL				
8.1	HUMEDECIMIENTO DE AREAS EXPUESTAS	M2	250.00	\$1.74	\$435.00
8.2	BOTIQUIN DE PRIMEROS AUXILIOS	U	1.00	\$121.46	\$121.46
8.3	IMPLEMENTOS DE PROTECCION	U	2.00	\$260.80	\$521.60
8.4	LETREROS INFORMATIVOS DE OBRA	U	2.00	\$252.11	\$504.22
8.5	MITIGACION DE IMPACTOS AMBIENTALES	GLB	1.00	\$18 836.78	\$18 836.78
	<i>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA</i>			TOTAL	\$560 596.41

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

El valor total del proyecto es de \$560 596.41. A continuación, se muestra el porcentaje de participación de cada fase del proyecto.

Tabla LXXXI. Porcentaje de participación de cada fase del proyecto.

Fase	Costo	Porcentaje
Preliminares	\$11 906.44	2.12%
Administración de obra	\$3 093.54	0.55%
Movimiento de tierras	\$6 532.70	1.17%
Mantenimiento de obra	\$3 774.97	0.67%
Subestructura	\$222 533.89	39.70%
Superestructura	\$289 343.25	51.61%
Instalaciones eléctricas	\$2 992.56	0.53%
Plan de manejo ambiental	\$20 419.06	3.64%
Total	\$560 596.41	100.00%

Fuente: Mendoza, C., Torres, C., 2017.

8.3 Duración y cronograma del proyecto

En el Anexo D se muestra el cronograma del proyecto elaborado en el software MS Project.

CAPÍTULO 9

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Se seleccionó el sitio más adecuado para la implantación del puente, se consideró que se requería el sitio donde la luz del tablero del puente fuera la menor, para ello se localizó el sitio de menor sección del río, y se obtuvo una luz de 160 metros. Para esta selección también fue necesario realizar un reconocimiento del lugar, con ello se podía establecer que la ubicación de los estribos sería la idónea, ya que se tendría áreas suficientes para realizar toda la implantación de estos elementos y de otras obras complementarias. De igual manera se consideró la menor afectación posible a las obras existentes y futuras que se encuentran en el lugar de implantación.

Se escogieron tres alternativas de tipos de puentes para la realización del proyecto, la primera consiste en un puente colgante metálico de un solo tramo de tablero, la segunda, un puente en arco metálico de dos tramos de tablero, que involucraría la construcción de pilas en el cauce del río, y finalmente un puente con vigas y losas de concreto. Las alternativas propuestas fueron escogidas debido a que son las más comunes en la construcción de puentes peatonales que cruzan ríos, propósito por el cual es lo que se requiere.

Se seleccionó la alternativa más adecuada en base a ocho factores que se deben tomar en cuenta cuando se elige un tipo de puente; estos factores son: costo, impacto ambiental, seguridad, estética, consideraciones constructivas y de montaje, condiciones geotécnicas, riesgo sísmico y mantenimiento. Estos criterios fueron analizados tomando en cuenta las condiciones del sitio donde se proyectó la obra. Se estableció una escala de ponderación para cada factor mencionado, y en base a esto se analizó cada alternativa planteada, resultando con la más alta ponderación la alternativa de puente colgante, por lo que fue la seleccionada para el diseño final del puente.

La superestructura está constituida de elementos metálicos aprovechando las ventajas que este material ofrece, como la reducción de las cargas, debido a que se aligera la estructura al diseñársela de esta manera. Se diseñaron dos torres de sustentación que son las encargadas de transmitir las cargas a la cimentación. El criterio que se utilizó para el diseño fue el de considerar a la estructura como un sistema de pórticos especiales de hormigón resistente a momentos, por este motivo se utilizó la norma NEC 2015 que se basa en el Código ACI 318, para el diseño de estructuras de concreto y cumpliendo con todas las verificaciones que se especifican para este tipo de estructuras.

Ya que no se contaba con una batimetría del río en la zona de estudio, y que su realización es muy costosa, se tuvo que estimar mediante un método primitivo la forma de más de la mitad del perfil del río. El resultado obtenido del perfil del río y por ende el área de la sección del cauce puede tener mucha variación respecto a que si se hubiera contado con una batimetría real. Esta variación incide directamente en la estimación de la cota de máxima creciente y en la estimación del perfil socavado del cauce.

Este tipo de puente puede presentar diversas variaciones en cuanto a la estructura que conforma el tablero. Se decidió que el tablero sea conformado por planchas antideslizantes de acero con vigas transversales y largueros de acero (también pueden ser de madera), ya que tendrá mayor vida útil y, con la respectiva pintura anticorrosiva, costos mínimos de mantenimiento. Sin dejar de mencionar la cantidad de árboles que no se talarán debido al volumen de madera que se requeriría.

Por lo general, las estructuras de esta magnitud requieren como cimentación, pilotes, zapatas, o ambos elementos a la vez. En este proyecto, con la finalidad de disminuir los costos que conlleva un pilotaje y disminuir la seguridad de la estructura, se seleccionó una losa de cimentación como elemento de transición entre la estructura en general y

el subsuelo. La losa de cimentación, al tener mayor área disminuye la presión ejercida por las descargas al suelo y también los asentamientos.

El impacto ambiental generado no produce una mayor afectación al medio ambiente y la biota del sitio. Los impactos producidos afectarán mayormente al recurso suelo, ya que, en este se realizará la construcción de las torres de sustentación, que es la principal actividad que provoca impacto ambiental en el sitio. Sin embargo, se establecieron las medidas de mitigación adecuadas para contrarrestar los impactos generados. Es necesario destacar que la afectación al río Daule será mínima, asegurando el mantenimiento de las condiciones de hábitat de las especies de flora y fauna del lugar.

Las partes del proyecto con mayor porcentaje de participación en el presupuesto general son la subestructura y la superestructura con 39.70% y 51.61% respectivamente del total de \$560 596.41. Si dividimos el costo total del proyecto por la luz total del puente, se tendría que el costo por metro de puente es de \$3 503.73 como índice.

RECOMENDACIONES

Se recomienda que el estudio geotécnico involucre una perforación SPT del suelo en cada sitio donde se implantarán las torres de sustentación, ya que esto es lo que recomiendan las normas de diseño de puentes, para de esta manera tener una mejor caracterización de los tipos de suelo con que se cuenta en el lugar.

Se deben seguir las especificaciones técnicas de los procesos de vertido de hormigón, cumpliendo las correctas dosificaciones y el respectivo vibrado para evitar la formación de vacíos que generan una reducción en la sección de los elementos. Se debe dar un mantenimiento constante a la estructura con pintura anticorrosiva, ya que se encuentra en un sitio donde las condiciones afectan a la estructura metálica del puente.

Para este tipo de estructuras se debe revisar que la frecuencia de oscilación esté en el rango recomendado por la AASHTO. Como sugerencia se deben emplear, para las péndolas, elementos más rígidos que el cable de acero, como por ejemplo varillas lisas. Los cables de acero de bajo diámetro son muy flexibles y pueden hacer que la estructura del puente sea susceptible a fuertes vientos.

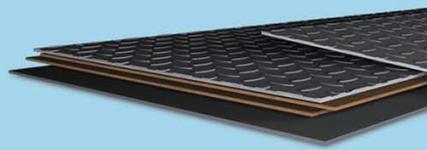
ANEXOS

ANEXO A

CATÁLOGO DE PERFILES DE ACERO

Planchas

- Antideslizante
- Antiabrasiva
- Naval



Plancha antideslizante

Recubrimiento:
Negro
Espesores:
Desde 2,00 a 6,00 mm
Norma de Calidad:
DIN 17100 / ST 37.2
Observaciones:
Dimensiones y largos especiales, previa consulta

Espesor	Ancho	Largo	Peso Aprox.
mm	mm	mm	kg.
2,00	2440	1230	53,66
2,50	2440	1230	68,56
3,00	2440	1230	75,55
6,00	2440	1230	147,81

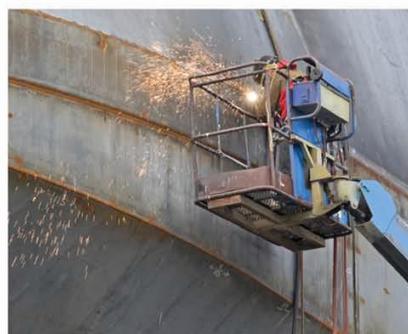


- Aplicaciones
- Piso de escaleras.
 - Carrocerías.
 - Losa de puentes.

Plancha naval

Recubrimiento:
Negro o Galvanizado
Norma de Fabricación:
ASTM A131 / ASTM A 6
Norma de Calidad:
LLOYD'S / ABS
Observaciones:
Dimensiones y largos especiales, previa consulta

Espesor	Ancho	Largo	Peso Aprox.
mm	mm	mm	kg.
4	1524	6096	292
6	1524	6096	438
8	1524	6096	583
9	1524	6096	656
12	1524	6096	875



- Aplicaciones
- Cubierta de barco.
 - Casco de barco.
 - Muelles.
 - Gabarras.
 - Contención de tierras.
 - Tuberías.

Plancha antiabrasiva

Observaciones:
Próximamente, producto bajo pedido

- Ventajas
- Ofrece un excepcional deslizamiento al impacto y resistencia a la abrasión.
 - Uso en maquinaria pesada (movimiento de tierra y minerales).
 - Planchas de recubrimiento.
 - Permite reducir el peso muerto al reducir secciones.
 - Construcción de puentes y edificios, refuerzos de camiones, etc.

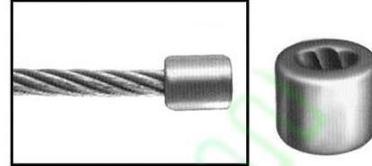


Férula y cuña para cable

Características:

Las férulas mecanizadas ESCO tipo cuña permiten la fabricación o reparación de eslingas y cables de grúas en minutos: no se requiere un equipo de fundido o estampado de metal.

Las férulas están hechas de acero de aleación de alta resistencia y cuentan con una cuña de dos piezas que se envuelve para proporcionar más superficie de agarre de las eslingas de cable de acero y una mayor capacidad de sujeción.



Estas férulas y cuñas están destinadas sólo para uso con cable de acero de las siguientes características:

- ✓ construcción 6 x 19 y 6 x 37
- ✓ dirección hacia la derecha
- ✓ EIP
- ✓ con alma de acero
- ✓ que cumplan con las especificaciones USA



Cable		Férula					Cuña			
Diámetro		Código	Ref.	Color	Medidas externas		Peso	Código	Ref.	
pulg	mm				Diámetro	Largo				
3/8"	7/16"	10, 11	*	M3	Plata	1-1/8"	1-3/8"	0.25	*	#4
1/2"	9/16"	13, 14	*	M4	Celeste	1-1/2"	1-3/4"	0.25	*	#4
9/16"	5/8"	14, 16	*	D5	Rosado	1-1/2"	1-3/4"	0.50	*	#5
9/16"	5/8"	14, 16	*	B5	Café	1-5/8"	2"	0.75	*	#5
3/4	19	*	*	B6	Gris	1-5/8"	2"	0.75	*	#6
3/4	19	011000002	*	L6	Blanco	2-1/8"	2-5/8"	1.75	071000002	#6
7/8	22	*	*	L7	Negro	2-1/8"	2-5/8"	1.75	*	#7
1	25	011000004	*	L8	Verde	2-1/8"	2-5/8"	2.75	071000004	#8
7/8	22	011000003	*	J7	Rojo	2-3/8"	2-3/4"	1.50	071000003	#7
1	25	*	*	J8	Azul	2-3/8"	2-3/4"	2.00	*	#8
1 1/8	29	011000000	*	J9	Amarillo	2-3/8"	2-3/4"	2.00	071000000	#9
1 1/4	32	011000001	*	J10	Naranja	2-3/8"	2-3/4"	2.22	071000001	#10

*Disponible bajo pedido

Nota de descargo: La presente información técnica constituye una referencia general correspondiente a ítems del mismo tipo. Al momento de la compra, algunos productos incluyen un certificado de calidad individual del lote de producción con la información específica de dicho producto. Cuando haga sus cálculos finales, por favor refiérase al certificado de calidad o a las inscripciones impresas (etiqueta, labrado, etc) del producto adquirido. En caso de encontrar alguna inconsistencia, por favor escribanos a info@induferro.com.



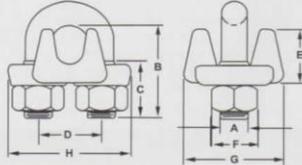
WIRE ROPE CLIPS

SIZES: 1/8 TO 1-1/2 IN.



BENEFITS & FEATURES

- Precision manufactured and galvanized to meet federal specifications (FF-C-450 Type 1 Class 1) on 1/4" and larger.
- Drop forged base

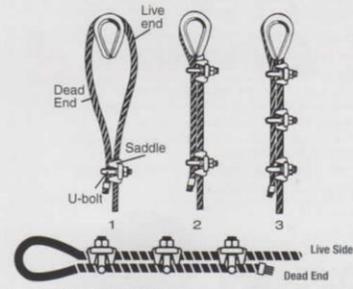


Size (in.)	Standard Package	Product Code	Dimensions (in.)								Minimum Number of Clips	Torque (ft./lbs.)	Rope Turnback	Weight (lbs.)
			A	B	C	D	E	F	G	H				
1/8	50	M244	1/8-24UNC	0.72	0.44	0.47	0.42	0.38	0.81	1.09	2	4-1/2	3-1/4	0.08
3/16	50	M245	1/4-20UNC	0.94	0.56	0.59	0.50	0.50	0.94	1.19	2	7-1/2	3-3/4	0.12
1/4	50	M246	5/16-18UNC	1.03	0.50	0.75	0.66	0.56	1.19	1.44	2	15	4-3/4	0.18
5/16	50	M247	3/8-16UNC	1.38	0.75	0.88	0.72	0.69	1.31	1.69	2	30	5-1/4	0.30
3/8	50	M248	7/16-14UNC	1.50	0.75	1.00	0.91	0.75	1.63	1.94	2	45	6-1/2	0.42
7/16	50	M249	1/2-13UNC	1.88	1.00	1.19	1.06	0.88	1.78	2.31	2	65	7	0.70
1/2	20	M250	1/2-13UNC	1.88	1.00	1.19	1.16	0.88	1.91	2.31	3	65	11-1/2	0.85
9/16	20	M296	9/16-12UNC	2.38	1.25	1.31	1.24	0.94	1.94	2.50	3	95	12	1.00
5/8	20	M251	9/16-12UNC	2.38	1.25	1.31	1.34	0.94	2.00	2.49	3	95	12	1.00
3/4	10	M252	5/8-11UNC	2.75	1.44	1.50	1.44	1.06	2.34	2.81	4	130	18	1.53
7/8	10	M253	3/4-10UNC	3.13	1.63	1.75	1.63	1.25	2.44	3.16	4	225	20	2.40
1	10	M254	3/4-10UNC	3.50	1.81	1.88	1.78	1.25	2.63	3.47	5	225	26	2.50
1-1/8	5	M255	3/4-10UNC	3.88	2.00	2.00	1.88	1.25	2.81	3.59	6	225	34	3.10
1-1/4	5	M256	7/8-9UNC	4.25	2.13	2.31	2.19	1.44	3.15	4.22	7	360	37	4.10
1-3/8	5	M257	7/8-9UNC	4.63	2.31	2.38	2.25	1.44	3.08	4.25	7	360	44	4.50
1-1/2	5	M258	7/8-9UNC	4.94	2.38	2.59	2.50	1.44	3.41	4.47	8	360	48	5.40

NOTE: 1/8" through 5/8" packed 1 piece per poly bag. 3/4" & larger shipped assembled in factory packs and tagged.

PROPER USE OF WIRE ROPE CLIPS

1. Refer to the chart above when following these instructions. Turn back specified amount of rope from thimble or loop. Apply first clip one base width from dead end of rope. Apply U-bolt over dead end of wire rope, ensuring live end rests in saddle. Tighten nuts evenly, alternate from one nut to the other until reaching the recommended torque.
2. When two clips are required, apply the second clip as near the thimble or loop as possible. Tighten nuts evenly, alternating until reaching the recommended torque. When more than two clips are required, apply the second clip as near the loop or thimble as possible and turn nuts on second clip firmly, but do not tighten. Proceed to Step 3.
3. When three or more clips are required, space additional clips equally between the first two and take up rope slack. Then tighten nuts on each U-bolt evenly, alternating from one nut to the other until reaching the recommended torque.
4. Apply an initial load equal to loads expected in use. Inspect for proper orientation and spacing of clips and retighten the nuts to recommended torque.



NOTE: Mechanical spliced or finished eyes slings are the preferred method of wire rope sling construction. CGSA does not allow the use of clips to form the eyes of wire rope slings.

CARE

- Care should be exercised in the installation and use of wire rope clips so that the clip, wire rope, or thimble is not damaged.
- Do not over torque or under torque the nuts. Too much torque can result in damage to the clip and/or the wire rope. Too little torque can result in the wire rope slipping. Torque nuts to the value specified in the accompanying instructions.
- Clips should not be subjected to bending or come in contact with sharp object.
- Avoid exposure to corrosive mediums.

INSPECTION

- Visually inspect wire rope clips before each use.
- Be certain threads are not stripped and that nuts are tight.
- Check torque of nuts periodically.
- Replace distorted thimbles.
- Shorten wire rope and form new loop if damaged.
- Replace distorted thimbles.

WARNING

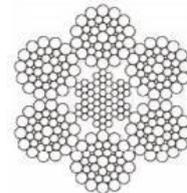
NEVER INSTALL THE U-BOLT ON THE LIVE SIDE!



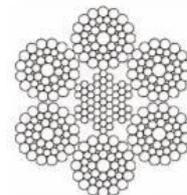
Ø Nom (pulg.)	Ø Nom (mm)	Carga de rotura mínima garantizada			Peso lineal
		(kN)	(1000 lb)	(tm)	(kg/m)
	9	59	13,2	6,0	0,35
3/8"	9,5	66	14,8	6,7	0,39
	10	73	16,3	7,4	0,43
	11	88	19,8	9,0	0,52
1/2"	13	124	27,8	12,6	0,73
9/16"	14	143	32,2	14,6	0,85
5/8"	16	186	41,9	19,0	1,11
	18	236	53,1	24,1	1,40
3/4"	19	263	59,1	26,8	1,56
	20	291	65,5	29,7	1,73
7/8"	22	353	79,4	36,0	2,09
	24	420	94,4	42,8	2,49
1"	26	492	110,7	50,2	2,92
	28	572	128,5	58,3	3,39
1 1/8"	29	611	137,3	62,3	3,64
	30	656	147,5	66,9	3,89
1 1/4"	32	746	167,8	76,1	4,43
	34	841	189,2	85,8	5,00
1 3/8"	35	893	200,8	91,1	5,30
	36	944	212,3	96,3	5,60
1 1/2"	38	1052	236,6	107,3	6,24
	40	1166	262,1	118,9	6,92
	42	1286	289,0	131,1	7,63
	44	1411	317,2	143,9	8,37
1 3/4"	45	1476	331,8	150,5	8,76
	46	1543	346,8	157,3	9,10
1 7/8"	48	1679	377,4	171,2	9,90
	50	1822	409,6	185,8	10,70
2"	51	1896	426,2	193,3	11,20
	52	1971	443,1	201,0	11,60
	54	2125	477,7	216,7	12,50
	56	2286	513,9	233,1	13,50
2 1/4"	57	2368	532,4	241,5	14,00
2 3/8"	61	2713	609,8	276,6	16,00
2 1/2"	65	3069	689,8	312,9	18,20



6x36 ws AA



6x43 fs AA

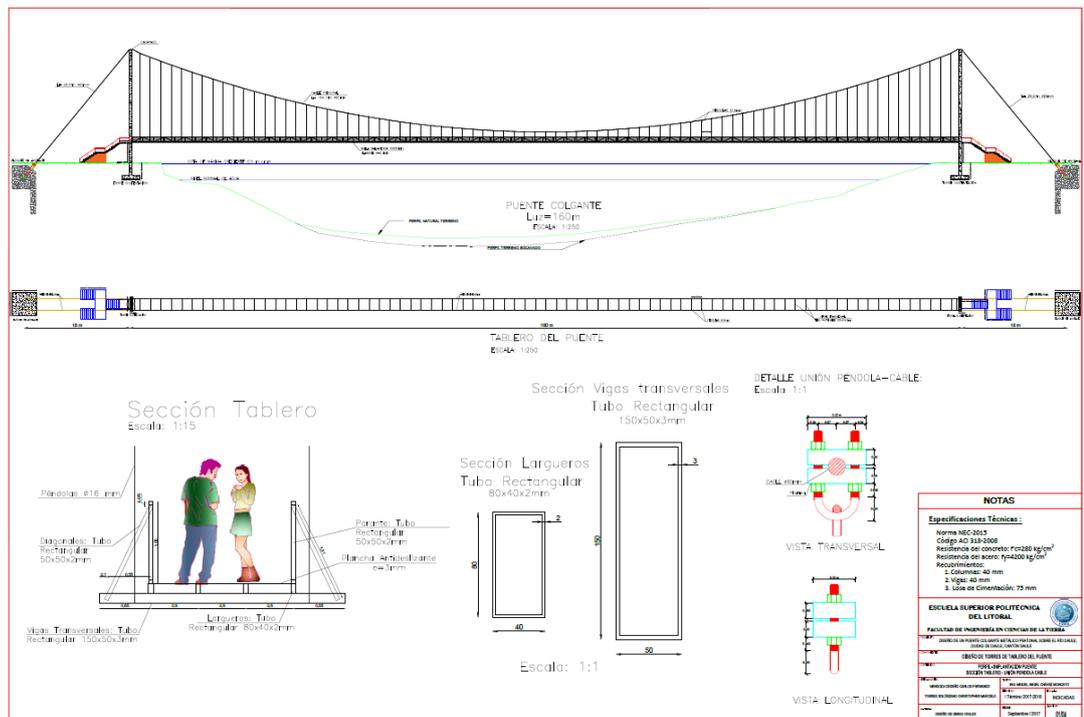
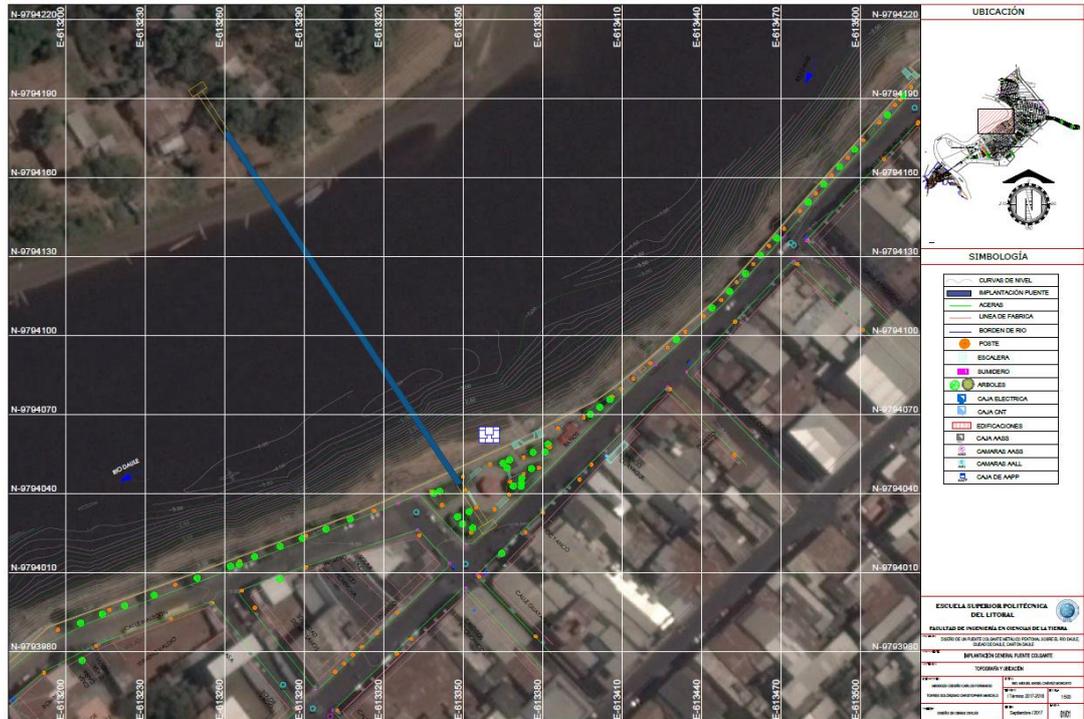


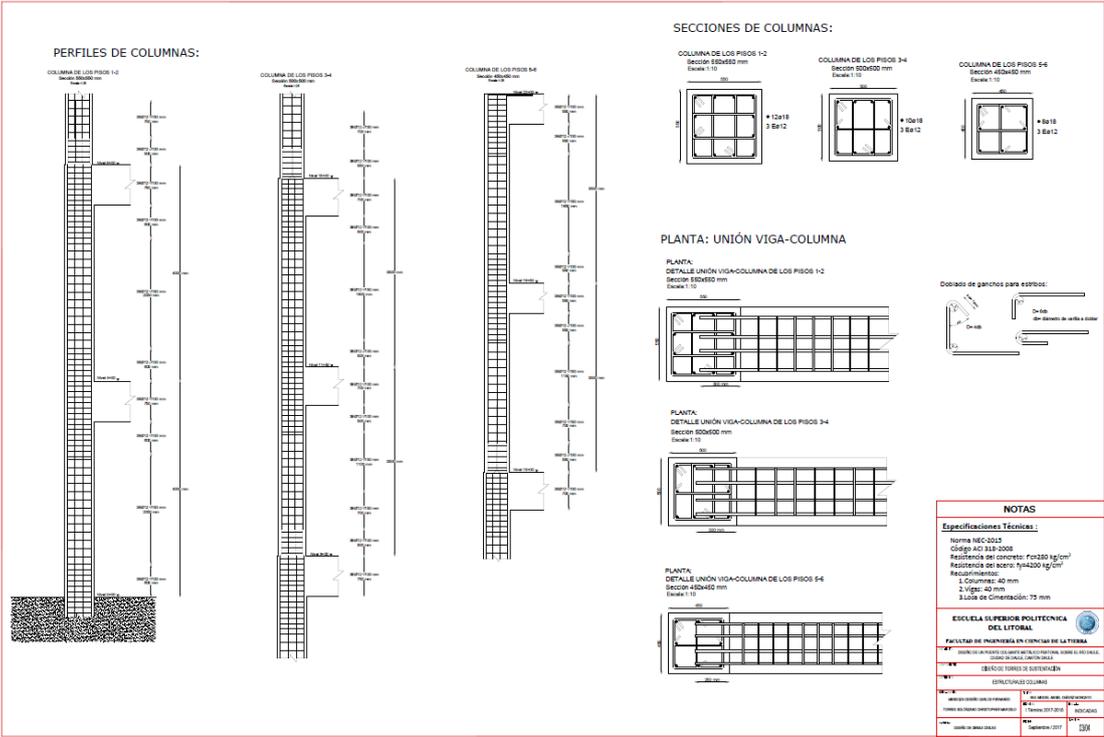
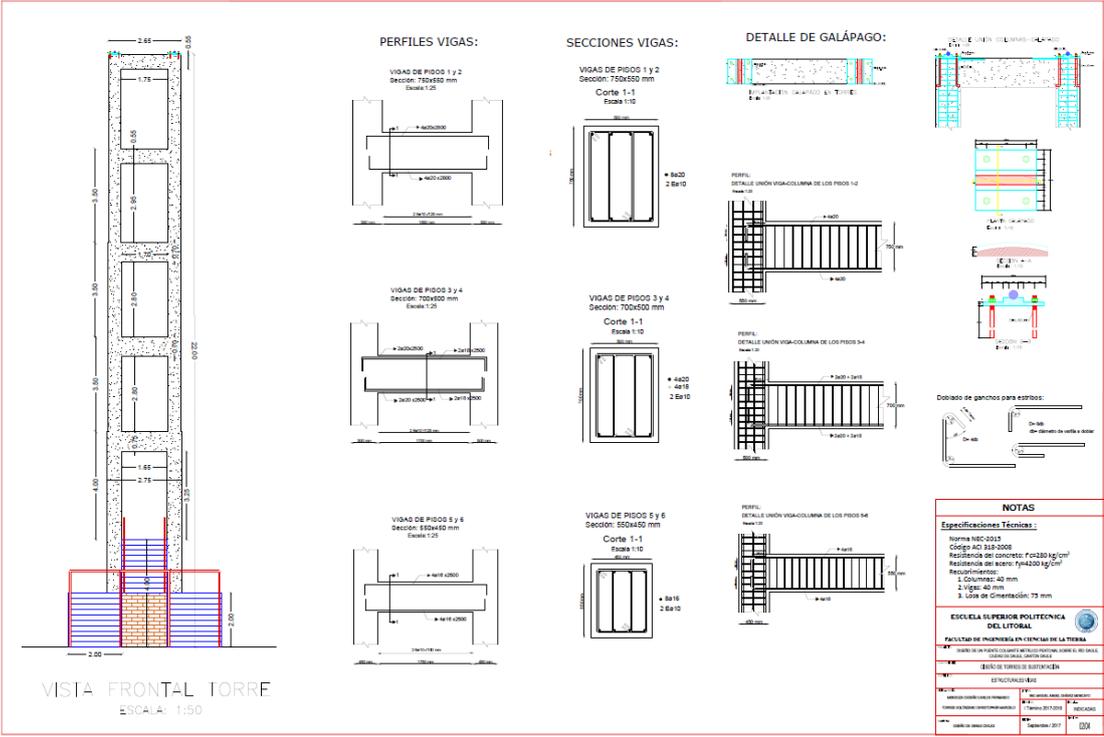
6x49 fs AA

- Características
- Construcciones 6 x 36ws (14/7+7/7/1), 6 x 43fs (14/14/7f/7/1), 6 x 49fs (16/16/8f/8/1)
 - Muy flexible
 - Alambres negros, según norma ISO 2232

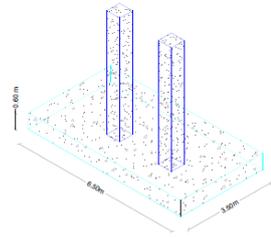
Equipos 6 x 36 Puente grúa (fundición), Camión de Servicio (Equipo Petroleros) Apilador (Equipos Mineros), Cable Principal (Puente colgante) Diám. mín. de polea o tambor: 23 veces el diam. del cable

ANEXO B PLANOS

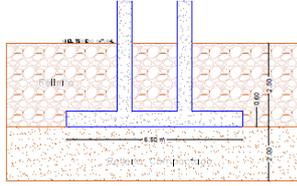




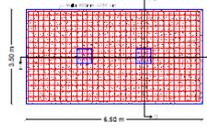
LOSA DE CIMENTACIÓN
Escala: 1:50



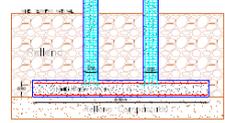
PERFIL LOSA CIMENTACIÓN
Escala: 1:50



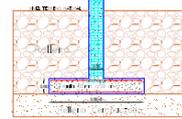
PLANTA LOSA CIMENTACIÓN
Escala: 1:50



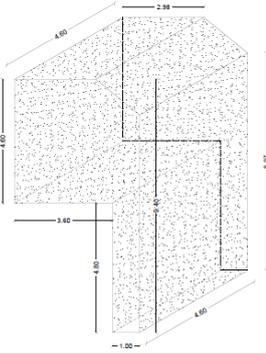
CORTE A-A
Escala: 1:50



CORTE B-B
Escala: 1:50



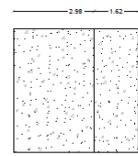
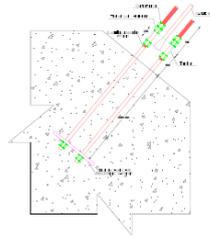
BLOQUE DE ANCLAJE
Escala: 1:50



META LATERAL BLOQUE DE ANCLAJE
Escala: 1:50



DETALLE UNIÓN CABLE-BLOQUE DE ANCLAJE
Escala: 1:25



PLANTA BLOQUE DE ANCLAJE
Escala: 1:50

NOTAS

- Especificaciones Técnicas:**
- Norma NEC-2013
 - Código ACI 318-2008
 - Resistencia del concreto: $f_{cd} = 200 \text{ kg/cm}^2$
 - Resistencia del acero: $f_{yd} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - Requisitos:
 - 1. Columnas: 40 mm
 - 2. Vigas: 40 mm
 - 3. Losa de Cimentación: 75 mm

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL	
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA	
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE CALDAS	
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL	
CATEDRA: CONCRETO	
Nombre del docente responsable:	M. Sc. Jhonatan Rodríguez
Fecha de última modificación:	Enero 2017
Nombre del curso:	INGENIERÍA CIVIL
Fecha de impresión:	Septiembre 2017

- MATRIZ REVERSIBILIDAD

ACTIVIDADES	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Factores Socio-Económicos	
	Superficial	Subterránea	Alteración	Manejo	Gases	Material particulado	Ruido	Generación de Empleo	Paisajismo
Trazado y replanteo	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Campamento y obras provisionales	1	1	5	1	1	1	1	1	1
Excavación	1	1	10	5	5	1	1	1	5
Armado y encofrado de elementos de concreto	1	1	10	5	5	5	1	1	5
Hormigonado de cimentación y torres	5	1	10	5	5	5	1	1	5
Montaje de estructura metálica	1	1	5	1	1	1	1	1	5
Instalación de cables principales	1	1	1	1	1	1	1	1	5
Obras complementarias	1	1	1	1	1	1	1	1	1

- MATRIZ RIESGO

ACTIVIDADES	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Factores Socio-Económicos	
	Superficial	Subterránea	Alteración	Manejo	Gases	Material particulado	Ruido	Generación de Empleo	Paisajismo
Trazado y replanteo	1	5	5	5	10	10	5	10	1
Campamento y obras provisionales	1	5	5	5	10	10	5	10	1
Excavación	5	5	5	5	10	10	5	10	5
Armado y encofrado de elementos de concreto	5	5	5	5	10	10	5	10	5
Hormigonado de cimentación y torres	5	5	5	5	10	10	5	10	5
Montaje de estructura metálica	1	5	5	5	10	10	5	10	5
Instalación de cables principales	1	5	5	5	10	10	5	10	5
Obras complementarias	1	5	5	5	10	10	5	10	1

ANEXO D

APUS Y CRONOGRAMA

DECLARACIÓN DE INGRESOS				
	2015		2016	
		% Ventas		% Ventas
1. Ventas				
1.1 Ingresos por Proyectos	\$ 778 290.32	100.00%	\$ 700 937.13	100.00%
2. Costos Directos				
2.1 Materiales	\$ 50 195.26	6.45%	\$ 20 364.30	2.62%
2.2 Equipo	\$ 30 435.25	3.91%	\$ 21 364.52	2.75%
2.3 Mano de Obra	\$ 41 597.33	5.34%	\$ 26 633.20	3.42%
2.4 Subcontratos	\$ 10 573.69	1.36%	\$ 26 493.10	3.40%
2.5 Otros costos directos	\$ 5 367.20	0.69%	\$ 2 569.36	0.33%
Total de Costos Directos	\$ 138 168.91	17.75%	\$ 97 424.61	12.52%
3. Utilidad Bruta en Ventas	\$ 640 121.41	82.25%	\$ 603 512.52	87.48%
4. Costos Indirectos Fijos				
4.1 Pagos por otros servicios	\$ 94 313.74	12.12%	\$ 108 959.45	14.00%
4.2 Depreciación de activos fijos	\$ 6 349.54	0.82%	\$ 7 914.44	1.02%
4.3 Sueldos y salarios	\$ 325 934.11	41.88%	\$ 284 362.33	36.54%
4.4 Beneficios sociales	\$ 41 365.69	5.31%	\$ 39 418.59	5.06%
4.5 Aportes a seguridad social	\$ 38 197.79	4.91%	\$ 39 785.75	5.11%
4.6 Arrendamiento de inmuebles	\$ 4 329.91	0.56%	\$ 4 692.44	0.60%
Total de Indirectos Fijos	\$ 510 490.78	65.59%	\$ 485 133.00	62.33%
5. Costos Indirectos Variables				
5.1 Mantenimientos y reparaciones	\$ 6 397.64	0.82%	\$ 20 648.63	2.65%
5.2 Combustibles	\$ 19 359.54	2.49%	\$ 15 345.92	1.97%
5.3 Suministros y materiales	\$ 45 639.95	5.86%	\$ 37 985.21	4.88%
5.4 Transporte	\$ 1 005.96	0.13%	\$ 689.32	0.09%
5.5 Seguros y reaseguros	\$ 15 696.69	2.02%	\$ 5 100.69	0.66%
5.6 Impuestos, contribuciones y otros	\$ 263.64	0.03%	\$ 198.54	0.03%
Total de Indirectos Variables	\$ 88 363.42	11.35%	\$ 79 968.31	10.27%
Total de Costos Indirectos	\$ 598 854.20	76.94%	\$ 565 101.31	72.61%
6. Otros Ingresos				
Intereses ganados	\$ 459.89	0.06%	\$ 320.94	0.05%
7. Utilidad Neta Antes de Impuestos y Participación de Trabajadores				
Impuesto a rentas	\$ 89 263.69	11.47%	\$ 72 364.81	9.30%
Participación a trabajadores	\$ 0.00		\$ 0.00	
Participación a trabajadores	-\$ 11 629.95		-\$ 4 395.92	
Utilidad Neta Anual	\$ 77 633.74	9.97%	\$ 67 968.89	8.73%

Volumen Anual de Ventas 2016

Año	Volumen Anual de Ventas 2016
2014	\$ 778 290.32
2015	\$ 700 937.13
2017	\$ 739 613.73

Utilidad Esperada en el 2016

Año	Utilidad
2014	18.00%
2015	22.00%
2017	20.00%

FACTOR DE SOBRECOSTO DE PUENTE PEATONAL COLGANTE METÁLICO



Volumen anual de ventas proyectado	\$ 739 613.73
Costo directo de la obra	\$ 800 000.00
Costos indirectos anuales de operación	\$ 98 364.25
Costos indirectos mensuales de obra	\$ 1 750.00
Tiempo de ejecución [meses]; TC	6
Periodo entre planillas [meses]; PE	1
Tiempo de pago de planillas [meses]; TP	2
Valor del anticipo	\$ 100 000.00
Tasa de interés anual	9.5%
Impuestos	1%
Imprevistos	1%
Utilidad esperada	20%
Garantías	3%

Concepto	%	Decimal	Acumulado
Costo directo	100.00%	1.0000	1.0000
1. Gasto operación	13.30%	0.1330	1.1330
2. Gasto obra	1.31%	0.0131	1.1461
3. Impuestos	1.00%	0.0100	1.1576
4. Financiamiento	1.24%	0.0124	1.1720
5. Utilidad	20.00%	0.2000	1.4064
6. Imprevistos	1.00%	0.0100	1.4204
7. Garantías	3.00%	0.0300	1.4644

FSC = 1.4644

CD	\$ 800 000.00
PV = CD x FSC	\$ 1 171 487.96
CV = PV - U	\$ 937 190.37
n = TC/PE	6
VE = PV/n	\$ 195 247.99
VA	\$ 100 000.00
TA	0.51
NF	\$ 1 471 717.43
TAM = TA/12	0.79%
F%	0.0124

VAR \$ 536 050.25

%VAR 45.76%

PRESUPUESTO REFERENCIAL

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M
ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES
UBICACION : CANTON DAULE, MALECON 26 DE NOVIEMBRE
FECHA : Guayaquil, 3 de agosto de 2017

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
1	PRELIMINARES				
1.1	RELEVAMIENTO TOPOGRAFICO	M2	4 958.35	\$1.14	\$5 652.52
1.2	TRAZADO Y REPLANTEO	M2	2 594.68	\$0.68	\$1 764.38
1.3	CASETA DE GUARDIANIA	M2	6.00	\$53.09	\$318.54
1.4	BATERIA SANITARIA	MES	6.00	\$300.22	\$1 801.32
1.5	DEMOLICION DE PAVIMENTO Y ACERAS	M2	155.90	\$15.20	\$2 369.68
2	ADMINISTRACION DE OBRA				
2.1	GUARDIANIA	MES	6.00	\$515.59	\$3 093.54
3	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
3.1	EXCAVACION SIN CLASIFICACION	M3	207.74	\$21.65	\$4 497.57
3.2	MATERIAL DE PRESTAMO IMPORTADO	M3	175.14	\$11.62	\$2 035.13
4	MANTENIMIENTO DE OBRA				
4.1	LIMPIEZA GENERAL DE OBRA	MES	6.00	\$272.23	\$1 633.38
4.2	DESALOJO DE MATERIALES	M3	295.80	\$7.24	\$2 141.59
5	SUBESTRUCTURA				
5.1	HORMIGON ARMADO EN ESCALERA F'C= 210 Kg/cm2 INCL . ENCOFRADO	M3	15.94	\$394.78	\$6 292.79
5.2	REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE F'C= 180 kg/cm2 e= 5 cm	M2	45.50	\$17.03	\$774.87
5.3	HORMIGON PREMEZCLADO F'C= 280 Kg/cm2 (cimentacion y torres)	M3	58.79	\$580.70	\$34 136.45
5.4	ENCOFRADO METALICO (cimentacion y torres)	M2	210.61	\$74.10	\$15 606.20
5.5	ACERO DE REFUERZO FY=4200 Kg/cm2 (cimentacion, torres, dados de anclaje y escalera)	KG	13 012.42	\$4.50	\$58 555.89
5.6	HORMIGON ESTRUCTURAL F'C= 180 Kg/cm2 (dados de anclaje) INCL ENCOFRADO	M3	228.92	\$328.58	\$75 218.53
5.7	ANCLAS PARA CABLE PRINCIPAL	U	4.00	\$7 629.16	\$30 516.64
5.8	PINTURA ESMALTE EN TORRES	M2	150.95	\$9.49	\$1 432.52
6	SUPERESTRUCTURA				
6.1	SUMINISTRO E INSTALACION DE CABLE PRINCIPAL DEL PUENTE	KG	9 355.90	\$15.43	\$144 361.54
6.2	SUMINISTRO E INSTALACION DE VARILLA LISA PARA PENDOLAS D=16 mm	M	632.00	\$70.28	\$44 416.96
6.3	FERULA Y CUÑA PARA PENDOLAS	U	158.00	\$120.71	\$19 072.18
6.4	GRAPA PARA PENDOLAS Y ABRAZADERA DE CABLE TIPO FUNDICION	U	158.00	\$132.16	\$20 881.28
6.5	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLANCHA ANTIDESLIZANTE e= 3 mm	M2	304.00	\$63.52	\$19 310.08
6.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE CERCA PEATONAL (incl. pintura anticorrosiva)	M2	320.00	\$77.77	\$24 886.40
6.7	SUMINISTRO Y MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A36 EN LARGUEROS Y VIGAS TRANSVERSALES DEL PUENTE	KG	4 472.70	\$3.67	\$16 414.81
7	INSTALACIONES ELECTRICAS				
7.1	LUMINARIA SEMI CUTT OFF 250W	U	8.00	\$196.32	\$1 570.56
7.2	ACOMETIDA CIRCUITO DE ILUMINACION (2#10 - Ø PVC 1")	ML	40.00	\$11.15	\$446.00
7.3	CABLE CONDUCTOR 2X14AWG	ML	200.00	\$4.88	\$976.00
8	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL				
8.1	HUMEDECIMIENTO DE AREAS EXPUESTAS	M2	250.00	\$1.74	\$435.00
8.2	BOTIQUIN DE PRIMEROS AUXILIOS	U	1.00	\$121.46	\$121.46
8.3	IMPLEMENTOS DE PROTECCION	U	2.00	\$260.80	\$521.60
8.4	LETREROS INFORMATIVOS DE OBRA	U	2.00	\$252.11	\$504.22
8.5	MITIGACION DE IMPACTOS AMBIENTALES	GLB	1.00	\$18 836.78	\$18 836.78
<i>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA</i>				TOTAL	\$560 596.41

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.1

UNIDAD: M2

DETALLE: RELEVAMIENTO TOPOGRAFICO

RENDIMIENTO: 0.0690

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.04	0.0370		0.0370
EQUIPO TOPOGRAFICO	1.00	2.50	2.5000	0.0690	0.1724

SUBTOTAL (M) 0.2100**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
TOPOGRAFO		1.00	3.82	3.8200	0.0690	0.2634
CADENERO		1.00	3.45	3.4500	0.0690	0.2379
PEON		1.00	3.41	3.4100	0.0690	0.2352

SUBTOTAL (N) 0.7400**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	---------------	----------------

SUBTOTAL (O) 0.0000**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		0.95
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	0.19
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		1.14
VALOR OFERTADO (\$)		1.14

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.2

UNIDAD: M2

DETALLE: TRAZADO Y REPLANTEO

RENDIMIENTO: 0.0145

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.01	0.0080		0.0080
EQUIPO TOPOGRAFICO	1.00	2.50	2.5000	0.0145	0.0364
NIVEL	1.00	2.50	2.5000	0.0145	0.0364

SUBTOTAL (M) 0.0800**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
TOPOGRAFO		1.00	3.82	3.8200	0.0145	0.0556
CADENERO		2.00	3.45	6.9000	0.0145	0.1004

SUBTOTAL (N) 0.1600**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
ESTACAS	U	2.00	0.10	0.2000
PINTURA	LT	0.04	2.65	0.1060
CAL	KG	0.20	0.10	0.0200

SUBTOTAL (O) 0.3300**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		0.57
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	0.11
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		0.68
VALOR OFERTADO (\$)		0.68

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.3

UNIDAD: M2

DETALLE: CASETA DE GUARDIANIA

RENDIMIENTO: 0.4000

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.21	0.2130		0.2130

SUBTOTAL (M) 0.2100**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		2.00	3.41	6.8200	0.4000	2.7280
CARPINTERO		1.00	3.45	3.4500	0.4000	1.3800
MAESTRO DE OBRA		0.10	3.82	0.3820	0.4000	0.1528

SUBTOTAL (N) 4.2600**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
TABLA SEMIDURA	U	4.00	3.90	15.6000
CUARTON	U	1.35	2.60	3.5100
TIRAS 4 m	U	0.75	1.50	1.1250
CLAVOS 2 1/2"	KG	0.35	2.09	0.7315
PLANCHA DE ZINC e=0.30mm.	M2	1.40	4.80	6.7200
BISAGRA CROMADA	U	0.10	0.80	0.0800
CANDADO VIRO	U	1.00	12.00	12.0000

SUBTOTAL (O) 39.7700**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		44.24
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	8.85
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		53.09
VALOR OFERTADO (\$)		53.09

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOSRUBRO: 1.4
DETALLE: BATERIA SANITARIAUNIDAD: MES
RENDIMIENTO: 0.0500

M. - EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.01	0.0085		0.0085

SUBTOTAL (M) 0.0100

N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		1.00	3.41	3.4100	0.0500	0.1705

SUBTOTAL (N) 0.1700

O.- MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B	
ALQUILER DE SERVICIO HIGIENICO Y MANTENIMIENTO	MES	1.00	250.00	250.0000	

SUBTOTAL (O) 250.0000

P.- TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	

SUBTOTAL (P) 0.0000

Nota: estos precios no incluyen IVA
Guayaquil, 3 de agosto de 2017

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):	250.18
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%	50.04
OTROS INDIRECTOS	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	300.22
VALOR OFERTADO (\$)	300.22

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.5

UNIDAD: M2

DETALLE: DEMOLICION DE PAVIMENTO Y ACERAS

RENDIMIENTO: 0.2000

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.21	0.2130		0.2130
BOBCAT CON MARTILLO	1.00	27.00	27.0000	0.2000	5.4000

SUBTOTAL (M) 5.6100**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		4.00	3.41	13.6400	0.2000	2.7280
OPERADOR DE BOBCAT		1.00	3.82	3.8200	0.2000	0.7640
MAESTRO DE OBRA		1.00	3.82	3.8200	0.2000	0.7640

SUBTOTAL (N) 4.2600**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	---------------	----------------

SUBTOTAL (O) 0.0000**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
TRANSPORTE DE ESCOMBROS DE HORMIGON	M3	0.20	14.000	2.8000

SUBTOTAL (P) 2.8000*Nota: estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		12.67
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	2.53
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		15.20
VALOR OFERTADO (\$)		15.20

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 2.1

UNIDAD: MES

DETALLE: GUARDIANA

RENDIMIENTO: 120.0000

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	20.46	20.4600		20.4600

SUBTOTAL (M) 20.4600**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
GUARDIAN		1.00	3.41	3.4100	120.0000	409.2000

SUBTOTAL (N) 409.2000**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	---------------	----------------

SUBTOTAL (O) 0.0000**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		429.66
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	85.93
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		515.59
VALOR OFERTADO (\$)		515.59

PROYECTO: PUNTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 3.1

UNIDAD: M3

DETALLE: EXCAVACION SIN CLASIFICACION

RENDIMIENTO: 0.2000

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.15	0.1545		0.1545
RETROEXCAVADORA	1.00	30.00	30.0000	0.2000	6.0000
VOLQUETA	2.00	22.00	44.0000	0.2000	8.8000

SUBTOTAL (M) 14.9500**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		2.00	3.41	6.8200	0.2000	1.3640
OPERADOR DE RETROEXCAVADORA		1.00	3.82	3.8200	0.2000	0.7640
CHOFER DE VOLQUETA		1.00	4.79	4.7900	0.2000	0.9580

SUBTOTAL (N) 3.0900**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	---------------	----------------

SUBTOTAL (O) 0.0000**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000

Nota: estos precios no incluyen IVA

Guayaquil, 3 de agosto de 2017

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		18.04
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	3.61
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		21.65
VALOR OFERTADO (\$)		21.65

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 3.2

UNIDAD: M3

DETALLE: MATERIAL DE PRESTAMO IMPORTADO

RENDIMIENTO: 0.2286

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.16	0.1605		0.1605
COMPACTADOR MANUAL	1.00	2.75	2.7500	0.2286	0.6286

SUBTOTAL (M) 0.7900**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		3.00	3.41	10.2300	0.2286	2.3383
MAESTRO DE OBRA		1.00	3.82	3.8200	0.2286	0.8731

SUBTOTAL (N) 3.2100**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
MATERIAL DE MEJORAMIENTO	M3	1.00	5.00	5.0000
CUARTON	U	0.08	2.60	0.2080

SUBTOTAL (O) 5.2100**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
TRANSPORTE DE MATERIAL DE MEJORAMIENTO	M3/KM	1.00	0.470	0.4700

SUBTOTAL (P) 0.4700*Nota: estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		9.68
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	1.94
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		11.62
VALOR OFERTADO (\$)		11.62

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 4.1

UNIDAD: MES

DETALLE: LIMPIEZA GENERAL DE OBRA

RENDIMIENTO: 30.0000

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	10.80	10.8030		10.8030

SUBTOTAL (M) 10.8000**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		2.00	3.41	6.8200	30.0000	204.6000
MAESTRO DE OBRA		0.10	3.82	0.3820	30.0000	11.4600

SUBTOTAL (N) 216.0600**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	---------------	----------------

SUBTOTAL (O) 0.0000**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000

Nota: estos precios no incluyen IVA

Guayaquil, 3 de agosto de 2017

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		226.86
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	45.37
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		272.23
VALOR OFERTADO (\$)		272.23

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 4.2

UNIDAD: M3

DETALLE: DESALOJO DE MATERIALES

RENDIMIENTO: 0.0800

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.09	0.0890		0.0890
RETROEXCAVADORA	1.00	30.00	30.0000	0.0800	2.4000
VOLQUETA	1.00	22.00	22.0000	0.0800	1.7600

SUBTOTAL (M) 4.2500**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
OPERADOR DE RETROEXCAVADORA		1.00	3.82	3.8200	0.0800	0.3056
CHOFER DE VOLQUETA		1.00	4.79	4.7900	0.0800	0.3832
PEON		4.00	3.41	13.6400	0.0800	1.0912

SUBTOTAL (N) 1.7800**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	---------------	----------------

SUBTOTAL (O) 0.0000**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		6.03
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	1.21
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		7.24
VALOR OFERTADO (\$)		7.24

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 5.1

UNIDAD: M3

DETALLE: HORMIGON ARMADO EN ESCALERA F'C= 210 Kg/cm2 INCL . ENCOFRADO

RENDIMIENTO: 5.3333

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	8.34	8.3360		8.3360
VIBRADOR DE MANGUERA	1.00	2.50	2.5000	5.3333	13.3333
CONCRETERA	1.00	3.50	3.5000	5.3333	18.6667

SUBTOTAL (M) 40.3400**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		4.00	3.41	13.6400	5.3333	72.7467
MAESTRO DE OBRA		1.00	3.82	3.8200	5.3333	20.3733
ALBAÑIL		2.00	3.45	6.9000	5.3333	36.8000
CARPINTERO		2.00	3.45	6.9000	5.3333	36.8000

SUBTOTAL (N) 166.7200**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50KG)	KG	350.00	0.14	49.0000
PIEDRA BASE	M3	0.90	7.00	6.3000
ARENA	M3	0.65	12.00	7.8000
AGUA	M3	0.18	2.00	0.3600
TABLA SEMIDURA	U	8.54	3.90	33.3060
CUARTON	U	7.25	2.60	18.8500
TIRAS 4 m	U	3.02	1.50	4.5300
CLAVOS 2 1/2"	KG	0.85	2.09	1.7765

SUBTOTAL (O) 121.9200**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000

Nota: estos precios no incluyen IVA

Guayaquil, 3 de agosto de 2017

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		328.98
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	65.80
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		394.78
VALOR OFERTADO (\$)		394.78

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.1

UNIDAD: M2

DETALLE: RELEVAMIENTO TOPOGRAFICO

RENDIMIENTO: 0.0696

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.01	0.0135		0.0135
COMPACTADOR MANUAL	1.00	2.75	2.7500	0.0696	0.1913

SUBTOTAL (M) 0.2000**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
OPERADOR DE EXCAVADORA		1.00	3.82	3.8200	0.0696	0.2657

SUBTOTAL (N) 0.2700**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
LISTON DE MARAÑON 4 MT	U	1.00	2.40	2.4000

SUBTOTAL (O) 2.4000**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
TRANSPORTE DE CEMENTO	KG/KM	1.00	0.013	0.0130

SUBTOTAL (P) 0.0100*Nota: estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):	2.88
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20% 0.58
OTROS INDIRECTOS	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	3.46
VALOR OFERTADO (\$)	3.46

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 5.2

UNIDAD: M2

DETALLE: REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE F'C= 180 kg/cm2 e= 5 cm

RENDIMIENTO: 0.5089

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.36	0.3595		0.3595
CONCRETERA	1.00	3.50	3.5000	0.5089	1.7812

SUBTOTAL (M) 2.1400**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		1.00	3.41	3.4100	0.5089	1.7354
CARPINTERO		1.00	3.45	3.4500	0.5089	1.7557
MAESTRO DE OBRA		1.00	3.82	3.8200	0.5089	1.9440
ALBAÑIL		1.00	3.45	3.4500	0.5089	1.7557

SUBTOTAL (N) 7.1900**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
CLAVOS 2 1/2"	KG	0.03	2.09	0.0627
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50KG)	KG	15.00	0.14	2.1000
TIRAS 4 m	U	0.70	1.50	1.0500
LASTRE FINO PARA HORMIGON INC. TRANSPORTE	M3	0.10	15.50	1.4880
AGUA	M3	0.08	2.00	0.1600

SUBTOTAL (O) 4.8600**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		14.19
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	2.84
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		17.03
VALOR OFERTADO (\$)		17.03

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 5.3

UNIDAD: M3

DETALLE: HORMIGON PREMEZCLADO F'C= 280 Kg/cm2 (cimentacion y torres)

RENDIMIENTO: 0.8000

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	1.52	1.5200		1.5200
VIBRADOR DE MANGUERA	1.00	2.50	2.5000	0.8000	2.0000

SUBTOTAL (M)**3.5200****N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		6.00	3.41	20.4600	0.8000	16.3680
MAESTRO DE OBRA		1.00	3.82	3.8200	0.8000	3.0560
ALBAÑIL		2.00	3.45	6.9000	0.8000	5.5200
AYUDANTE		2.00	3.41	6.8200	0.8000	5.4560

SUBTOTAL (N)**30.4000****O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
HORMIGON PREMEZCLADO BOMBEABLE F'C=280 kg/cm2	M3	1.00	450.00	450.0000

SUBTOTAL (O)**450.0000****P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P)**0.0000***Nota: estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		483.92
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	96.78
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		580.70
VALOR OFERTADO (\$)		580.70

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 5.4

UNIDAD: M2

DETALLE: ENCOFRADO METALICO (cimentacion y torres)

RENDIMIENTO: 0.0800

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.08	0.0835		0.0835

SUBTOTAL (M) 0.0800**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		3.00	3.41	10.2300	0.0800	0.8184
MAESTRO DE OBRA		1.00	3.82	3.8200	0.0800	0.3056
AYUDANTE		2.00	3.41	6.8200	0.0800	0.5456

SUBTOTAL (N) 1.6700**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
ENCOFRADO METALICO	M2	1.00	60.00	60.0000

SUBTOTAL (O) 60.0000**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		61.75
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	12.35
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		74.10
VALOR OFERTADO (\$)		74.10

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 5.5

UNIDAD: KG

DETALLE: ACERO DE REFUERZO FY=4200 Kg/cm2 (cimentacion, torres, dados de anclaje y escalera)

RENDIMIENTO: 0.0400

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.04	0.0420		0.0420
CORTADORA DOBLADORA	1.00	0.90	0.9000	0.0400	0.0360

SUBTOTAL (M) 0.0800**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
MAESTRO DE OBRA		1.00	3.82	3.8200	0.0400	0.1528
PEON		2.00	3.41	6.8200	0.0400	0.2728
FIERRERO		3.00	3.45	10.3500	0.0400	0.4140

SUBTOTAL (N) 0.8400**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
ACERO ESTRUCTURAL	KG	1.00	2.80	2.8000
ALAMBRE RECOCIDO N°18	KG	0.02	1.67	0.0334

SUBTOTAL (O) 2.8300**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000

Nota: estos precios no incluyen IVA

Guayaquil, 3 de agosto de 2017

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		3.75
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	0.75
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		4.50
VALOR OFERTADO (\$)		4.50

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 5.6

UNIDAD: M3

DETALLE: HORMIGON ESTRUCTURAL F'c= 180 Kg/cm2 (datos de anclaje) INCL. ENCOFRADO

RENDIMIENTO: 2.6667

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	5.53	5.5265		5.5265
VIBRADOR DE MANGUERA	1.00	2.50	2.5000	2.6667	6.6667
CONCRETERA	1.00	3.50	3.5000	2.6667	9.3333
SUBTOTAL (M)					21.5300

N.- MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		6.00	3.41	20.4600	2.6667	54.5600
MAESTRO DE OBRA		1.00	3.82	3.8200	2.6667	10.1867
AYUDANTE		2.00	3.41	6.8200	2.6667	18.1867
ALBAÑIL		1.00	3.45	3.4500	2.6667	9.2000
CARPINTERO		2.00	3.45	6.9000	2.6667	18.4000
SUBTOTAL (N)						110.5300

O.- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50KG)	KG	350.00	0.14	49.0000
PIEDRA BASE	M3	0.90	7.00	6.3000
ARENA	M3	0.65	12.00	7.8000
AGUA	M3	0.18	2.00	0.3600
ENCOFRADO	M2	3.00	25.00	75.0000
ADITIVO PARA HORMIGON	GLN	0.50	6.60	3.3000
SUBTOTAL (O)				141.7600

P.- TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL (P)				0.0000

SUBTOTAL (P)

<i>Nota: estos precios no incluyen IVA Guayaquil, 3 de agosto de 2017</i>	TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):	273.82
	INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%	54.76
	OTROS INDIRECTOS	0.00
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	328.58
	VALOR OFERTADO (\$)	328.58

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 5.7

UNIDAD: U

DETALLE: ANCLAS PARA CABLE PRINCIPAL

RENDIMIENTO: 4.0000

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	4.87	4.8720		4.8720
SOLDADORA	1.00	3.80	3.8000	4.0000	15.2000
CORTADORA ELECTRICA					

SUBTOTAL (M) 20.0720**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		4.00	3.41	13.6400	4.0000	54.5600
SOLDADOR		2.00	3.45	6.9000	4.0000	27.6000
MAESTRO DE OBRA		1.00	3.82	3.8200	4.0000	15.2800

SUBTOTAL (N) 97.4400**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
VARILLA ROSCADA D=65mm	KG	80.640	20.50	1 653.1200
TAMBOR PARA CABLE DE ACERO D=65mm	U	1.000	1 500.00	1 500.0000
TUERCAS D=65mm	U	8.000	10.00	80.0000
CUÑA PARA CABLE DE ACERO	U	1.000	180.00	180.0000
PLACA DE ACERO e=10mm	KG	3.000	9.00	27.0000
CARRO DE DILATACION APOYO CABLE EN TORRE	U	1.000	2 800.00	2 800.0000

SUBTOTAL (O) 6 240.1200**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: Estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		6 357.63
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	1 271.53
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		7 629.16
VALOR OFERTADO (\$)		7 629.16

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 5.8

UNIDAD: M2

DETALLE: PINTURA ESMALTE EN TORRES

RENDIMIENTO: 0.8000

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.27	0.2744		0.2744

SUBTOTAL (M)**0.2744****N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PINTOR		1.00	3.45	3.4500	0.8000	2.7600
AYUDANTE		1.00	3.41	3.4100	0.8000	2.7280

SUBTOTAL (N)**5.4880****O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
PINTURA ESMALTE	GLN	0.040	50.00	2.0000
DILUYENTE	GLN	0.010	15.00	0.1500

SUBTOTAL (O)**2.1500****P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P)**0.0000***Nota: Estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		7.91
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	1.58
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		9.49
VALOR OFERTADO (\$)		9.49

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6.1

UNIDAD: KG

DETALLE: SUMINISTRO E INSTALACION DE CABLE PRINCIPAL DEL PUENTE

RENDIMIENTO: 0.0160

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.02	0.0170		0.0170
GRUA 10 TON. CON POLEA ESPECIAL	2.00	30.00	60.0000	0.0160	0.9600

SUBTOTAL (M) 0.9770**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
OPERADOR DE GRUA		2.00	3.82	7.6400	0.0160	0.1222
AYUDANTE		4.00	3.41	13.6400	0.0160	0.2182

SUBTOTAL (N) 0.3405**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
CABLE DE ACERO TIPO CASCABEL D=65mm	KG	1.000	11.54	11.5400

SUBTOTAL (O) 11.5400**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000

*Nota: Estos precios no incluyen IVA
Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		12.86
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	2.57
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		15.43
VALOR OFERTADO (\$)		15.43

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6.2

UNIDAD: M

DETALLE: SUMINISTRO E INSTALACION DE VARILLA LISA PARA PENDOLAS D=16 mm

RENDIMIENTO: 0.0200

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.02	0.0175		0.0175
CORTADORA DOBLADORA	1.00	0.90	0.9000	0.0200	0.0180
SOLDADORA	1.00	3.80	3.8000	0.0200	0.0760
COMPRESOR	1.00	2.50	2.5000	0.0200	0.0500

SUBTOTAL (M) 0.1615**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
MAESTRO DE OBRA		1.00	3.82	3.8200	0.0200	0.0764
PEON		2.00	3.41	6.8200	0.0200	0.1364
SOLDADOR		1.00	3.45	3.4500	0.0200	0.0690
FIERRERO		1.00	3.45	3.4500	0.0200	0.0690

SUBTOTAL (N) 0.3508**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
VARILLA REDONDA LISA D=16mm	M	1.000	57.74	57.7400
PINTURA ANTICORROSIVA	GLN	0.020	15.93	0.3186

SUBTOTAL (O) 58.0586**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: Estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		58.57
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	11.71
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		70.28
VALOR OFERTADO (\$)		70.28

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6.3

UNIDAD: U

DETALLE: FERULA Y CUÑA PARA PENDOLAS

RENDIMIENTO: 0.0400

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.02	0.0206		0.0206
SOLDADORA	1.00	3.80	3.8000	0.0400	0.1520

SUBTOTAL (M) 0.1726**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		1.00	3.41	3.4100	0.0400	0.1364
SOLDADOR		2.00	3.45	6.9000	0.0400	0.2760

SUBTOTAL (N) 0.4124**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
FERULAS Y CUÑA PARA PENDOLAS D=16mm	U	1.000	100.00	100.0000

SUBTOTAL (O) 100.0000**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: Estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		100.59
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	20.12
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		120.71
VALOR OFERTADO (\$)		120.71

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6.4

UNIDAD: U

DETALLE: GRAPA PARA PENDOLAS Y ABRAZADERA DE CABLE TIPO FUNDICION

RENDIMIENTO: 0.2000

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.11	0.1064		0.1064

SUBTOTAL (M) 0.1064**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		2.00	3.41	6.8200	0.2000	1.3640
MAESTRO DE OBRA		1.00	3.82	3.8200	0.2000	0.7640

SUBTOTAL (N) 2.1280**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
GRAPAS DE ACERO GALVANIZADO D=16mm	U	1.000	12.30	12.3000
ABRAZADERA PARA CABLE D=65mm TIPO FUNDICION	U	1.000	95.60	95.6000

SUBTOTAL (O) 107.9000**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: Estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		110.13
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	22.03
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		132.16
VALOR OFERTADO (\$)		132.16

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6.5

UNIDAD: M2

DETALLE: SUMINISTRO E INSTALACION DE PLANCHA ANTIDESLIZANTE e= 3 mm

RENDIMIENTO: 0.8000

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.49	0.4872		0.4872
SOLDADORA	1.00	3.80	3.8000	0.8000	3.0400
CORTADORA ELECTRICA	1.00	1.88	1.8800	0.8000	1.5040

SUBTOTAL (M) 5.0312**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
SOLDADOR		1.00	3.45	3.4500	0.8000	2.7600
PEON		2.00	3.41	6.8200	0.8000	5.4560
MAESTRO DE OBRA		0.50	3.82	1.9100	0.8000	1.5280

SUBTOTAL (N) 9.7440**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
PLANCHA ANTIDESLIZANTE DE ACERO e=3mm	U	0.340	110.00	37.4000
SOLDADURA E-6011	KG	0.300	2.50	0.7500

SUBTOTAL (O) 38.1500**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000

*Nota: Estos precios no incluyen IVA
Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		52.93
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	10.59
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		63.52
VALOR OFERTADO (\$)		63.52

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6.6

UNIDAD: M2

DETALLE: SUMINISTRO E INSTALACION DE CERCA PEATONAL (incl. pintura anticorrosiva)

RENDIMIENTO: 0.3200

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.28	0.2806		0.2806
SOLDADORA	1.00	3.80	3.8000	0.3200	1.2160
COMPRESOR	1.00	2.50	2.5000	0.3200	0.8000

SUBTOTAL (M)**2.2966****N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		2.00	3.41	6.8200	0.3200	2.1824
MAESTRO DE OBRA		1.00	3.82	3.8200	0.3200	1.2224
SOLDADOR		2.00	3.45	6.9000	0.3200	2.2080

SUBTOTAL (N)**5.6128****O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
MALLA GALVANIZADA 50x50mm D=2,7mm	M2	1.000	5.90	5.9000
TUBO ESTRUCTURAL CUADRADO 50x50X2mm	U	0.710	70.00	49.7000
SOLDADURA E-6011	KG	0.150	2.50	0.3750
PINTURA ANTICORROSIVA	GLN	0.058	15.93	0.9239

SUBTOTAL (O)**56.8989****P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P)**0.0000***Nota: Estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		64.81
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	12.96
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		77.77
VALOR OFERTADO (\$)		77.77

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6.7

UNIDAD: KG

DETALLE: SUMINISTRO Y MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A36 EN LARGUEROS Y VIGAS TRANSVERSALES DEL PUENTE

RENDIMIENTO: 0.0190

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.02	0.0167		0.0167
SOLDADORA	1.00	3.80	3.8000	0.0190	0.0724
CORTADORA ELECTRICA	0.10	1.88	0.1880	0.0190	0.0036
COMPRESOR	0.20	2.50	0.5000	0.0190	0.0095

SUBTOTAL (M) 0.1022**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		2.00	3.41	6.8200	0.0190	0.1299
MAESTRO DE OBRA		1.00	3.82	3.8200	0.0190	0.0728
SOLDADOR		2.00	3.45	6.9000	0.0190	0.1314

SUBTOTAL (N) 0.3341**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A36	KG	1.030	1.10	1.1330
SOLDADURA E-6011	KG	0.150	2.50	0.3750
PINTURA ANTICORROSIVA	GLN	0.070	15.93	1.1150

SUBTOTAL (O) 2.6230**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000

Nota: Estos precios no incluyen IVA

Guayaquil, 3 de agosto de 2017

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		3.06
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	0.61
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		3.67
VALOR OFERTADO (\$)		3.67

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 7.1

UNIDAD: U

DETALLE: LUMINARIA SEMI CUTT OFF 250W

RENDIMIENTO: 0.5000

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.17	0.1715		0.1715

SUBTOTAL (M) 0.1715**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		1.00	3.41	3.4100	0.5000	1.7050
ELECTRICISTA		1.00	3.45	3.4500	0.5000	1.7250

SUBTOTAL (N) 3.4300**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
LUMINARIA TIPO LED 60 WATTS	U	1.000	160.00	160.0000

SUBTOTAL (O) 160.0000**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: Estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		163.60
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	32.72
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		196.32
VALOR OFERTADO (\$)		196.32

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 7.2

UNIDAD: ML

DETALLE: ACOMETIDA CIRCUITO DE ILUMINACION (2#10 - Ø PVC 1")

RENDIMIENTO: 0.0400

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.01	0.0137		0.0137

SUBTOTAL (M)

0.0137

N.- MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		1.00	3.41	3.4100	0.0400	0.1364
ELECTRICISTA		1.00	3.45	3.4500	0.0400	0.1380

SUBTOTAL (N)

0.2744

O.- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
CABLE CONDUCTOR CONCENTRICO 10 AWG	ML	2.000	3.50	7.0000
TUBO PVC 1"	ML	0.800	2.50	2.0000

SUBTOTAL (O)

9.0000

P.- TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P)

0.0000

Nota: Estos precios no incluyen IVA

Guayaquil, 3 de agosto de 2017

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		9.29
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	1.86
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		11.15
VALOR OFERTADO (\$)		11.15

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 7.3

UNIDAD: ML

DETALLE: CABLE CONDUCTOR 2X14AWG

RENDIMIENTO: 0.0100

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.00	0.0034		0.0034

SUBTOTAL (M)

0.0034

N.- MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		1.00	3.41	3.4100	0.0100	0.0341
ELECTRICISTA		1.00	3.45	3.4500	0.0100	0.0345

SUBTOTAL (N)

0.0686

O.- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
CABLE CONDUCTOR CONCENTRICO 14 AWG	ML	2.000	2.00	4.0000

SUBTOTAL (O)

4.0000

P.- TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P)

0.0000

Nota: Estos precios no incluyen IVA

Guayaquil, 3 de agosto de 2017

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		4.07
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	0.81
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		4.88
VALOR OFERTADO (\$)		4.88

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 8.1

UNIDAD: M2

DETALLE: HUMEDECIMIENTO DE AREAS EXPUESTAS

RENDIMIENTO: 0.0133

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.01	0.0056		0.0056
TANQUERO DE AGUA DE 9 M3	1.00	25.00	25.0000	0.0133	0.3333

SUBTOTAL (M) 0.3389**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		1.00	3.41	3.4100	0.0133	0.0455
CHOFER CON LICENCIA TIPO E		1.00	5.00	5.0000	0.0133	0.0667

SUBTOTAL (N) 0.1121**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
AGUA	M3	0.500	2.00	1.0000

SUBTOTAL (O) 1.0000**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: Estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):	1.45
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20% 0.29
OTROS INDIRECTOS	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	1.74
VALOR OFERTADO (\$)	1.74

PROYECTO: PUNTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 8.2

UNIDAD: U

DETALLE: BOTIQUIN DE PRIMEROS AUXILIOS

RENDIMIENTO: 2.0000

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.38	0.3820		0.3820

SUBTOTAL (M) 0.3820**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
MAESTRO DE OBRA		1.00	3.82	3.8200	2.0000	7.6400

SUBTOTAL (N) 7.6400**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
CAJA DE BOTIQUIN DE MADERA	U	1.000	13.20	13.2000
KIT DE PRIMEROS AUXILIOS	GBL	1.000	80.00	80.0000

SUBTOTAL (O) 93.2000**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: Estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		101.22
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	20.24
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		121.46
VALOR OFERTADO (\$)		121.46

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 8.3

UNIDAD: U

DETALLE: IMPLEMENTOS DE PROTECCION

RENDIMIENTO: 0.0000

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.00	0.0000		0.0000
SUBTOTAL (M)					0.0000

N.- MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Página 3						
SUBTOTAL (N)						0.0000

O.- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
CASCOS	U	1.000	15.00	15.0000
CHALECOS	U	1.000	9.50	9.5000
BOTAS DE CAUCHO	U	1.000	18.00	18.0000
GUANTES DE CUERO	U	1.000	8.50	8.5000
VIARIOS (PROTECCION DE POLVO, RUIDO, ETC)	U	1.000	86.33	86.3300
ARNES Y LINEA DE VIDA	U	1.000	80.00	80.0000
SUBTOTAL (O)				217.3300

P.- TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL (P)					0.0000

*Nota: Estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		217.33
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	43.47
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		260.80
VALOR OFERTADO (\$)		260.80

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 8.4

UNIDAD: U

DETALLE: LETREROS INFORMATIVOS DE OBRA

RENDIMIENTO: 4.0000

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	1.36	1.3640		1.3640

SUBTOTAL (M) 1.3640**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON		2.00	3.41	6.8200	4.0000	27.2800

SUBTOTAL (N) 27.2800**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
LETREROS DE INFORMACION	U	1.000	181.44	181.4420

SUBTOTAL (O) 181.4420**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000*Nota: Estos precios no incluyen IVA**Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		210.09
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	42.02
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		252.11
VALOR OFERTADO (\$)		252.11

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLGANTE METALICO LUZ 160 M

ELABORADO POR: CARLOS MENDOZA Y CHRISTOPHER TORRES

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 8.5

UNIDAD: GLB

DETALLE: MITIGACION DE IMPACTOS AMBIENTALES

RENDIMIENTO: -

M. - EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR 5% MO	1.00	0.00	0.0000		0.0000

SUBTOTAL (M) 0.0000**N.- MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
-------------	-----------	---------------	----------------	----------------------	------------------	----------------

SUBTOTAL (N) 0.0000**O.- MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B
MITIGACION DE IMPACTOS AMBIENTALES	GLB	1.000	15 697.32	15 697.3200

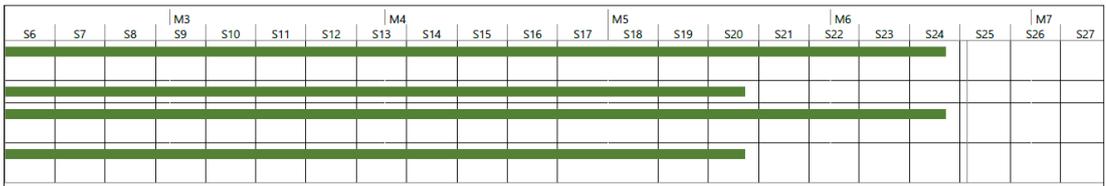
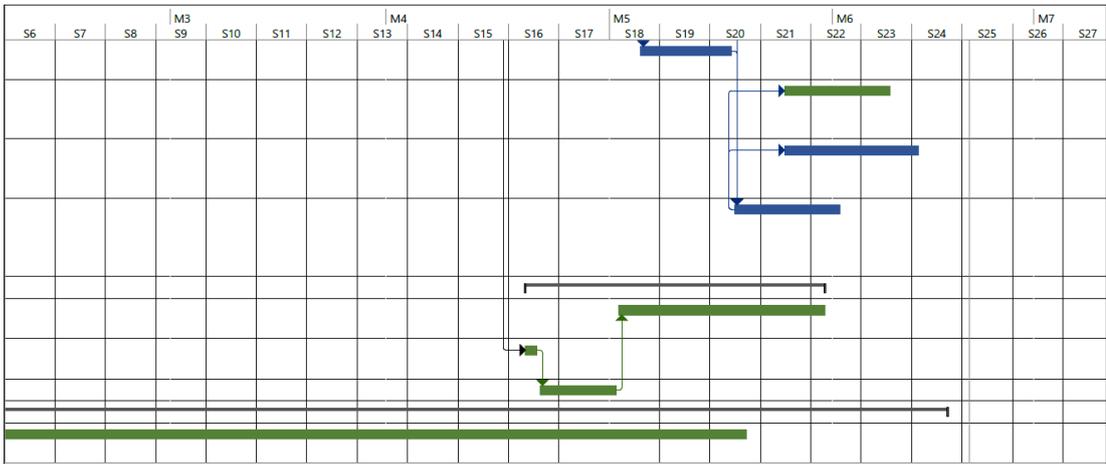
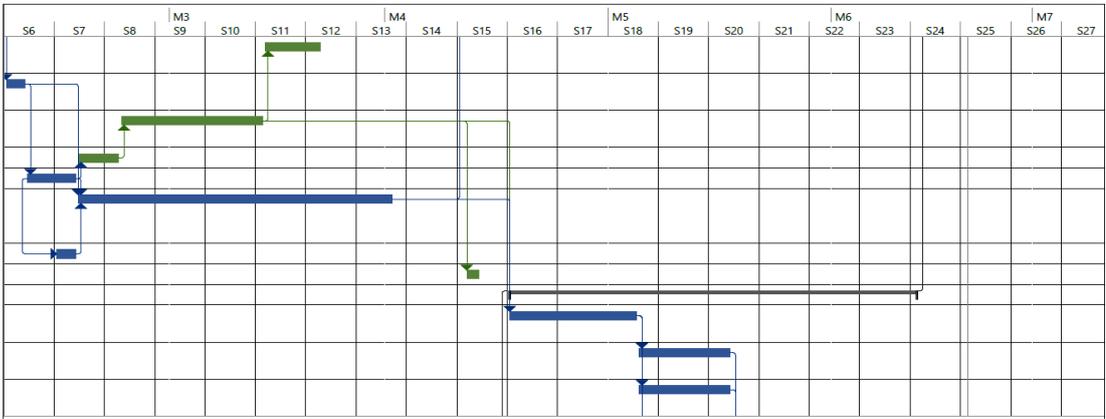
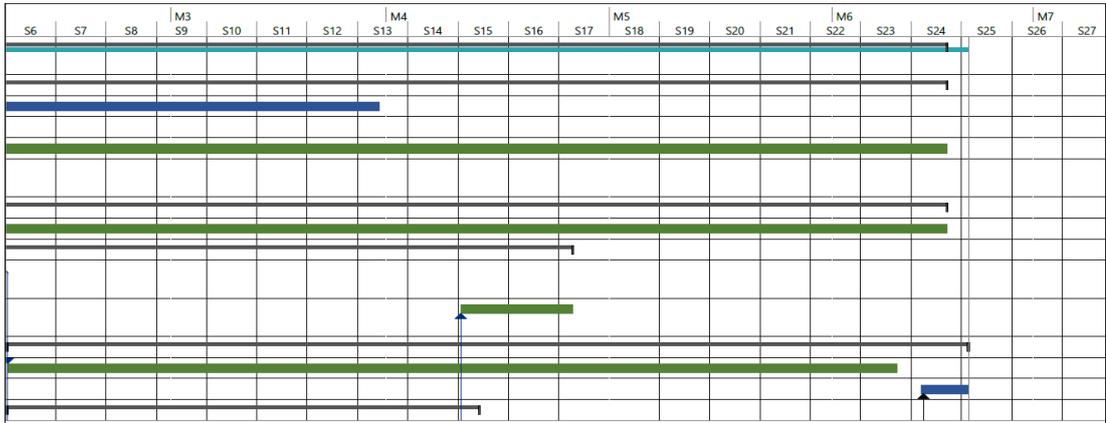
SUBTOTAL (O) 15 697.3200**P.- TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

SUBTOTAL (P) 0.0000

*Nota: Estos precios no incluyen IVA
Guayaquil, 3 de agosto de 2017*

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):		15 697.32
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20%	3 139.46
OTROS INDIRECTOS		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		18 836.78
VALOR OFERTADO (\$)		18 836.78



BIBLIOGRAFÍA

AASHTO - Asociación Americana de Carreteras de Estado y Funcionarios del Transporte. (1997). *GUÍA DE ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES PEATONALES*. Washington, DC.

AASHTO. (1997). *Guide Specifications for Design of Pedestrian Bridges*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. (2012). *LRFD Bridge Design Specification*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

ACI 318S-05. (2005). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. American Concrete Institute, Michigan.

Aparicio Mijares, F. J. (1992). *FUNDAMENTOS DE HIDROLOGÍA DE SUPERFICIE*. Ciudad de México, México: LIMUSA - GRUPO NORIEGA EDITORES.

Badillo , J., & León, Á. (2016). *Estudio, Diagnóstico y soluciones de Ingeniería para el Puente de Tarifa sobre el Río Los Tintos de la parroquia rural de Tarifa, cantón Samborondón, Provincia del Guayas*. Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil.

Barker, R., & Puckett, J. (2013). *Design of Highway Bridges* (3 ed.). New Jersey, United States: John Wiley & Sons, Inc.

C.P.R. Asociados. (2016). *ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DEL NUEVO MALECÓN "26 DE NOVIEMBRE". INFORME GEOTÉCNICO*. Guayaquil.

- Ceas Aguilar, I., & Moreno Santana, M. (2005). *Guía para el diseño de Puentes Peatonales analizado para construcción en casos de Emergencia*. México D.F.
- Cisneros, R. (2015). *Diseño de Puentes Peatonales mediante el uso de cables de acero*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito.
- Das, B. (2012). *Fundamento de Ingeniería de Cimentaciones* (7 ed.). Sacramento, California.
- Durán Roldán, R. A. (2014). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE PEATONAL COLGANTE SOBRE EL RÍO SANTA BÁRBARA, VINCULA LA COMUNIDAD DE UZHAR Y SAN ANTONIO PERTENECIENTE A LA PARROQUIA SAN JUAN CANTÓN GUALACEO PROVINCIA DEL AZUAY*. UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA, Cuenca.
- GAD Ilustre Municipalidad del cantón Daule. (2014). *Plan de Desarrollo y de Ordenamiento Territorial del Cantón Daule 2015-2025*. Daule.
- Garcés Unda, D., & Zaldumbide Araujo, J. (2006). *Mantenimiento de Puentes Colgantes con estructura de Acero*. Escuela Politécnica Nacional, Quito.
- INAMHI. (2015). *DATOS DE DESCARGAS DE ESTACIÓN DAULE EN LA CAPILLA*. Quito, Ecuador.
- Jara, F. C. (2010). *Diseño del Puente Colgante Proyecto Geotérmico Las Pailas*. INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA, ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN, Costa Rica.

- Manrique, E. S. (2004). *Guía para el Diseño de puentes con vigas y losas*. Universidad de Piura, Departamento de Ingeniería Civil, Piura.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2016). *Manual de Diseño de Puentes*. Lima.
- Moreira, M. (2015). *DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UN PUENTE METÁLICO COLGANTE PARA EL SITIO LODANA EN LA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ*. Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo.
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la construcción (Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado)*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Quito.
- NEC-SE-CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (Cargas No Sísmicas)*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Quito.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (Peligro Sísmico diseño sismoresistente)*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Quito.
- NEC-SE-HM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (Estructuras de Hormigón Armado)*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Quito.
- NEVI-12 - MTOP. (2013). *NORMA PARA ESTUDIOS Y DISEÑO VIAL (Vol. 2B)*. Quito, Pichincha, Ecuador.
- NEVI-12-MTOP. (2013). *Norma Ecuatoriana Vial (Norma para Estudios y Diseño Vial)*. Ministerio de Transporte y Obras Públicas, Quito.

- Quijada, J. M. (2017). *Diseño de un Puente Colgante Aldea Pueblo Nuevo y Red de alcantarillado sanitario para la aldea Tizubín, San Jacinto, Chiquimula*. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.
- Román, D. (2016). *Diseño Sismoresistente de un edificio de Hormigón Armado con el sistema de Losa Prefabricada con vigas peraltadas utilizando el programa SAP 2000 y comparación de resultados con el programa CYPE*. Universidad Central del Ecuador , Quito.
- Romo Proaño, M. (2009). *PUENTES Y VIADUCTOS*.
- Troyano, L. F. (2015). *Estructura y Forma de los Puentes en Arco Metálicos*. Madrid.
- Universidad Carlos III de Madrid. (2017). *uc3m - Universidad Carlos III de Madrid*. Recuperado el 4 de Julio de 2017, de Departamento de Estadística:
http://www.est.uc3m.es/esp/nueva_docencia/comp_col_leg/ing_tec_inf_gestion/estadistica/Documentacion/Tablas/tablas2caras.pdf
- Vélez, J., & Vera, J. (2015). *DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE UN PUENTE METÁLICO COLGANTE PARA EL SITIO LODANA, EN LA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA, DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ, FASE 2 - ETAPA 1*. Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo.
- Zegarra, L. (2007). *Análisis y Diseño de Puentes Colgantes*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.

