

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Estudio de prefactibilidad para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito del cantón Colimes

PROYECTO INTEGRADOR

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero Civil

Presentado por:

Melanie Estefanía Alvarez Alvarado

Bill Klein Vera Muentes

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2020

DEDICATORIA

Este trabajo con mucho cariño lo dedico a Dios, el propietario de cada uno de mis anhelos, a mis padres Manuel y Alexandra, mis hermanos Manuel y Erick, y mi cuñada Karina. Mi familia es mi motivación y apoyo fundamental; espero compensar todo el cariño y apoyo recibido.

Melanie Estefanía Alvarez Alvarado

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico a Dios, porque fue realizado gracias a él, que nos dio la oportunidad de llevarlo a cabo. Se lo dedico a mis padres, Guillermo y Annabel, que me apoyaron desde que nací y nunca han dejado de hacerlo, por lo que les agradezco mucho. Se lo dedico a mis hermanos, Jordan, Ken, Guillermo junto con mi tía Erika, mi abuelita Cielo y mi nana Marlene, siempre han estado de soporte para mí y se los agradezco.

Bill Klein Vera Muentes

AGRADECIMIENTOS

Nuestro más sincero agradecimiento a:

PhD. Miguel Ángel Chávez

Ing. Guillermo Muñoz

Ing. Daniel Falquez

PhD. Mijail Arias

Ing. Josué Briones

Municipio de Colimes

Comunidad de Colimes

Melanie Estefanía Alvarez Alvarado

Bill Klein Vera Muentes

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; *Melanie Estefanía Alvarez Alvarado* y *Bill Klein Vera Muentes*, damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Melanie Estefanía
Alvarez Alvarado

Bill Klein Vera Muentes

EVALUADORES

.....
PhD. Miguel Ángel Chávez

PROFESOR DE LA MATERIA

.....
Ing. Guillermo Muñoz

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

El recinto Boca de Guabito en Colimes tiene afectaciones anualmente debido a la crecida del Río Paján durante la época de invierno. Los pobladores hacen uso de un camino enrocado improvisado para poder cruzar durante el verano, pero cuando existen precipitaciones periódicas, el tirante alcanza aproximadamente 6 metros para un periodo de retorno de 50 años.

El municipio del cantón realizó un convenio con la ESPOC para desarrollar una solución a este problema anual que afecta a los pobladores y al sector productivo. La solución es la implementación de un puente carrozable metálico que permita el cruce durante las crecidas del río Paján.

El objetivo del trabajo es realizar un estudio de prefactibilidad y conocer el costo aproximado de la solución que se implementará. Se usó de referencia normativas internacionales (AASHTO, ACI, AISC) y nacionales (NEC) para dimensionar las superestructura y subestructura del puente.

El resultado de la solución es un puente carrozable de 7.55 metros de calzada, con dos tramos de 43 metros y 20 metros de longitud. El costo referencial es de \$671,674.52, con cotizaciones de empresas nacionales.

Palabras clave: puente, tirante, calzada, normativas internacionales, periodo de retorno.

ABSTRACT

The enclosure of “Boca de Guabito” in Colimes has affectations annually due to the growth of the “Paján” River during winter. The settlers use the improvised rock riprap in order to cross the river during summer, but when recurring precipitations occur, the water depth reaches approximately 6 meters for a return period of 50 years.

The town’s municipality performed an agreement with the university ESPOL for the development of a solution for this annual problem that affects the residents and the productive sector. The solution is the implementation of a car bridge that allows the crossing during winter.

The objective of the assignment is to develop a prefeasibility study and meet with a probable cost of the solution that will be implemented. For the dimensioning of the superstructure and substructure of the bridge, international (AASHTO, ACI, AISC) and national (NEC) regulations were used for safety issues.

The solution reached is a car bridge of 7.55 meters of roadway width, with two sections of 43 meters and 20 meters in length. The referential cost is \$672001.81, with references from national industries.

Keywords: *bridge, water depth, roadway width, international regulations, return period.*

ÍNDICE GENERAL

EVALUADORES	6
RESUMEN	I
ABSTRACT	II
ÍNDICE GENERAL	III
ABREVIATURAS.....	VIII
SIMBOLOGÍA.....	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	X
ÍNDICE DE TABLAS	XIV
ÍNDICE DE PLANOS.....	XVI
CAPÍTULO 1	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Definición del problema.....	3
1.3 Alcance del proyecto	4
1.4 Objetivos	4
1.4.1 General.....	4
1.4.2 Específico.....	4
1.5 Marco Teórico	5
1.5.1 Puentes: Definiciones y conceptos generales	5
1.5.2 Métodos de diseño	9
1.5.3 Estados límites de diseño.....	12
CAPÍTULO 2	14
2. METODOLOGÍA.....	14
2.1 Reconocimiento del terreno	14
2.2 Socialización	15
2.3 Estudios previos	15
2.3.1 Topografía	15
2.3.2 Estudios de suelo	16
2.3.3 Caudal de diseño	18
2.3.4 Cota de inundación	18

2.3.5 Tráfico	18
2.4 Definición de alternativas y restricciones.....	18
2.4.1 Selección de ruta según geografía	19
2.4.2 Selección de ruta según topografía	21
2.4.3 Selección según cota de inundación	23
2.4.4 Selección según factor socioeconómico.....	26
2.4.5 Selección de materiales	27
2.4.6 Restricciones.....	28
2.4.7 Tabla de alternativas	30
2.5 Método de diseño	31
2.5.1 Información General.....	32
2.5.2 Diseño de losa.....	32
2.5.3 Diseño de vigas de acero	33
2.5.4 Diseño de elementos de acero.....	33
2.5.5 Diseño de apoyos.....	34
2.5.6 Diseño de estribos y aleros	34
2.5.7 Diseño de pilas.....	35
2.5.8 Diseño de misceláneos	35
2.5.9 Diseño de pilotes	35
2.5.10 Planos	36
2.5.11 Estimación de costos.....	36
CAPÍTULO 3	38
3. RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	38
3.1 Información general / Introducción	38
3.1.2 Objetivo	38
3.1.3 Referencias AASHTO.....	38
3.1.4 Metodología de diseño	38
3.1.5 Geometría de diseño	39
3.1.6 Propiedades de materiales.....	40
3.1.7 Cargas de diseño	40
3.1.8 Presencia múltiple de carga viva.....	41
3.1.9 Incremento por efectos dinámicos: IM.....	42
3.1.10 Factores de carga y combinaciones.....	42
3.2 Losa	43
3.2.1 Predimensionamiento de viga	43

3.2.2 Predimensionamiento de losa	45
3.2.3 Cargas de diseño	45
3.2.4 Diagramas de momentos de diseño	46
3.2.5 Ancho equivalente de franja	47
3.2.6 Momento negativo de diseño	48
3.2.7 Momento positivo de diseño	49
3.2.8 Acero para losa	50
3.3 Volado	53
3.3.1 Cargas de diseño	54
3.3.2 Momentos de diseño	54
3.3.3 Cálculo de acero	55
3.4 Viga	57
3.4.1 Propiedades de la viga	57
3.4.2 Ancho efectivo del ala	58
3.4.3 Cargas muertas sobre la viga	59
3.4.4 Momentos por carga muerta	60
3.4.5 Cortantes por carga muerta	60
3.4.6 Cargas vivas sobre la viga	61
3.4.7 Momento por carga viva máxima	61
3.4.8 Diseño por método LFD	62
3.4.9 Momento por carga viva de diseño	63
3.4.10 Cortante por carga viva de máxima en los extremos	63
3.4.11 Cortante por carga viva de máxima en el centro del claro	64
3.4.12 Diseño por factor de carga	65
3.4.13 Verificación por momento	65
3.4.14 Verificación por corte	66
3.4.15 Comprobación de sección compacta	67
3.4.16 Sección compuesta	69
3.5 Rigidizadores	71
3.5.1 Rigidizador transversal intermedio	71
3.5.2 Rigidizador de apoyo	75
3.6 Deflexiones	80
3.6.1 Deflexiones debido a la carga permanente	80
3.6.2 Deflexiones debido a la carga viva	81
3.7 Conectores de corte	86

3.7.1 Dimensiones de los STUDS	86
3.7.2 Separación transversal.....	87
3.7.3 Diseño por fatiga	88
3.7.4 Verificación por resistencia.....	91
3.8 Diafragmas	93
3.8.1 Diseño de diagonales	96
5.8.2 Soldadura de la conexión viga – diagonal	102
3.9 Apoyos elastoméricos	103
3.9.1 Geometría del apoyo	104
3.9.2 Propiedades de los materiales	105
3.9.3 Cargas de diseño	105
3.9.4 Requerimientos de diseño	105
3.9.5 Pernos de anclaje.....	113
3.10 Estribo	116
3.10.1 Selección de tipo de estribo	116
3.10.2 Exposición al intemperismo	117
3.10.3 Revisión por volcamiento	119
3.10.4 Presión activa de tierra para condición sísmica	119
3.10.5 Presión lateral de tierra debida a una sobrecarga.....	120
3.10.6 Diseño de estribo derecho.....	121
3.10.7 Diseño de losa estribo derecho	141
3.10.8 Diseño de muro estribo derecho	144
3.10.9 Diseño de estribo izquierdo	149
3.10.10 Diseño de losa estribo izquierdo	164
3.10.11 Diseño de muro estribo izquierdo.....	166
3.11 Resumen de resultados.....	169
3.11.1 Losa.....	169
3.11.2 Viga	171
3.11.3 Estribo	175
3.11.4 Pila	177
3.12 Evaluación de impacto ambiental.....	178
3.12.1 Objetivo	178
3.12.2 Nombre del Proyecto.....	178
3.12.3 Tipo de Estudio: Según el Catálogo	178
3.12.4 Ubicación geográfica	179

3.12.5 Medio Físico	180
3.12.6 Medio Biótico	180
3.12.7 Conclusiones y recomendaciones	181
3.13 Análisis de costos	181
3.13.1 Mano de obra	182
3.13.2 Equipos	183
3.13.3 Materiales	183
3.13.4 Transporte	183
3.13.5 Costos indirectos	183
3.13.6 Cantidades de obra y precios unitarios	183
3.13.7 Cronograma	184
CAPÍTULO 4	192
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	192
4.1 Conclusiones	192
4.2 Recomendaciones	192
BIBLIOGRAFÍA	194
APÉNDICES	198
APÉNDICE A	199
APÉNDICE B	204
APÉNDICE C	206
APÉNDICE D	264
APÉNDICE E	293
APÉNDICE F	300
APÉNDICE G	346
APÉNDICE H	354
PLANOS	363

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
ASTM	American Society for Testing and Materials
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASD	Allowable Strength Design
LFD	Load Factor Design
LRFD	Load and Resistance Factor Design
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
AISC	American Institute of Steel Construction
MTOP	Ministerio de Transporte y Obras Públicas

SIMBOLOGÍA

m	Metro
m ²	Metro cuadrado
m ³	Metro cúbico
kg	Kilogramo
Ton	Toneladas
N	Newton
f'c	Resistencia a la compresión simple del hormigón
fy	Resistencia a la fluencia del acero
kh	Coeficiente horizontal sísmico
FS	Factor de seguridad
qu	Capacidad última del suelo
qadm	Capacidad admisible del suelo

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Ubicación geográfica del cantón Colimes. Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial – Cantón Colimes	2
Figura 1.2. Ubicación del puente Boca de Guabito	3
Figura 1.3. Situación actual del lugar. Fecha: 18/10/2019	4
Figura 1.4. Componentes generales de un puente. [Furgang, Hernandez, 2011]	7
Figura 2.1. Reconocimiento del terreno	14
Figura 2.2. Socialización con los habitantes de la zona	15
Figura 2.3. Topografía mediante estación total	16
Figura 2.4. Topografía mediante GPS.....	16
Figura 2.5. Perforaciones según NEC SE GM	17
Figura 2.6. Toma de muestras con retroexcavadora.....	17
Figura 2.7. Toma de muestra con tubo shelby	17
Figura 2.8. Análisis de suelo	18
Figura 2.9. Alternativas para la selección de rutas.....	19
Figura 2.10. Primera alternativa	19
Figura 2.11. Segunda alternativa	20
Figura 2.12. Socavación presente en la ubicación de la alternativa 3.....	20
Figura 2.13. Topografía en sitio designado por el Municipio de Colimes	21
Figura 2.14. Topografía en sitio de (Alternativa 2)	21
Figura 2.15. Abcisado de río en (Alternativa 1)	21
Figura 2.16. Abcisado de río (Alternativa 2)	22
Figura 2.17. Sección transversal (Alternativa 1).....	22
Figura 2.18. Sección transversal (Alternativa 2).....	23
Figura 2.19. Cuenca de aporte al punto de alternativa 1	23
Figura 2.20. Hietograma e Hidrograma unitario según Soil Conservation Service	23
Figura 2.21. Ubicación de estaciones pluviográficas del INAMHI y DGAC	24
Figura 2.22. Cota de inundación para alternativa 1	25
Figura 2.23. Cota de inundación de referencia 29.38 m.....	25
Figura 2.24. Cota de inundación para alternativa 2	26
Figura 2.25. Vía alterna propuesta para alternativa 2	27
Figura 2.26. Mapa de zonificación sísmica, Ecuador	29
Figura 2.27. Apartado sección 3.2.1 [NEC-SE-DS]	30
Figura 2.28. Resumen de la metodología realizada en el diseño del puente ...	31
Figura 3.1. Sección longitudinal del puente.....	39
Figura 3.2. Sección transversal del puente	39
Figura 3.3. Barrera tipo Jersey	40
Figura 3.4. Modelo HL-93.....	41
Figura 3.5. Camión de diseño HS-20	41

Figura 3.6. Tándem de diseño.....	41
Figura 3.7. Propiedades de la viga en Tramo 1 en centímetros	43
Figura 3.8. Dimensión de la viga del Tramo 1 en metros	44
Figura 3.9. Propiedades de la viga en Tramo 2 en centímetros	44
Figura 3.10. Dimensión de la viga del Tramo 2 en metros	44
Figura 3.11. Peso propio de losa 480 kg/m.....	46
Figura 3.12. Diagrama de momento por carga de losa	46
Figura 3.13. Peso propio de la barrera aplicado a 0.125 m del volado	46
Figura 3.14. Diagrama de momento por carga de las barreras.....	46
Figura 3.15. Peso propio de la carpeta asfáltica 115 kg/m.....	46
Figura 3.16. Diagrama de momento por carga de carpeta asfáltica.....	46
Figura 3.17. Carga viva máxima negativa de 7.4 Ton en el primer tramo interior	46
Figura 3.18. Diagrama de momento por carga viva negativa máxima	47
Figura 3.19. Carga viva máxima positiva de 7.4 Ton en el primer tramo interior	47
Figura 3.20. Diagrama de momento por carga viva positiva máxima.....	47
Figura 3.21. Esquema del acero negativo en losa	50
Figura 3.22. Longitud del volado para Tramo 1	53
Figura 3.23. Longitud del volado para Tramo 2.....	54
Figura 3.24. Distribución de acero en losa (Tramo 1)	57
Figura 3.25. Distribución de acero en losa (Tramo 2)	57
Figura 3.26. Esquema del ancho efectivo	58
Figura 3.27. Camión tipo HS20-44.....	61
Figura 3.28. Reacción de carga viva sobre la viga.....	61
Figura 3.29. Camión HS20 en el centro del claro.....	64
Figura 3.30. Diagrama de cortante por carga viva máxima en el centro del claro para Tramo 1	64
Figura 3.31. Diagrama de cortante por carga viva máxima en el centro del claro para Tramo 2.....	64
Figura 3.32. Sección a corto plazo	69
Figura 3.33. Rigidizador transversal intermedio	71
Figura 3.34. Sección de rigidizador de apoyo [AASHTO LRFD]	79
Figura 3.35. Rigidizadores dobles	79
Figura 3.36. Rigidizadores de apoyo.....	80
Figura 3.37. Modelación de la viga con Section Designer.....	82
Figura 3.38. Modelo viga + losa	82
Figura 3.39. Camión de diseño	82
Figura 3.40. Tandem de diseño.....	83
Figura 3.41. Factor de distribución	83
Figura 3.42. Sobrecarga distribuida	83
Figura 3.43. Propiedades de sección del Tramo 1 [SAP 2000].....	84
Figura 3.44. Propiedades de sección del Tramo 2 [SAP 2000].....	84
Figura 3.45. Deflexión por sobrecarga distribuida (Tramo 1)	85
Figura 3.46. Deflexión por sobrecarga del camión HL-93 (Tramo 1).....	85
Figura 3.47. Deflexión por sobrecarga distribuida (Tramo 2)	85
Figura 3.48. Deflexión por sobrecarga del camión HL-93 (Tramo 2).....	86

Figura 3.49. Espaciamiento de Studs para viga del Tramo 1	88
Figura 3.50. Espaciamiento de Studs para viga del Tramo 2	88
Figura 3.51. Transferencia de carga por sismo	93
Figura 3.52. Diafragmas tipo "K"	93
Figura 3.53. Espectro de diseño [Figura 3.10.4.1-1 AASHTO LRFD]	94
Figura 3.54. Modelado de diafragmas en SAP2000 para Tramo 1	95
Figura 3.55. Modelado de diafragmas en SAP2000 para Tramo 2	95
Figura 3.56. Perfil "L"	96
Figura 3.57. Carga axial de diseño para Tramo 1	97
Figura 3.58. Carga axial de diseño para Tramo 2	97
Figura 3.59. Geometría de la conexión de las diagonales con los rigidizadores transversales de la viga (Tramo 1)	101
Figura 3.60. Geometría de la conexión de las diagonales con los rigidizadores transversales de la viga (Tramo 2)	102
Figura 3.61. Diseño de apoyo. Fuente: Steel Bridge Bearing Design and Detailing Guidelines	104
Figura 3.62. Geometría del apoyo elastomérico.....	105
Figura 3.63. Máximo giro debido a la carga vehicular calculado con SAP2000	108
Figura 3.64. Curvas de esfuerzo de compresión en ksi VS Deformación unitaria para apoyos de neopreno de Grado 60 [Figura C14.7.6.3.3-1 de la AASHTO]	112
Figura 3.65. Geometría del apoyo elastomérico.....	116
Figura 3.66. Diagrama de selección de estribo [LRDF BRIDGE DESIGN Figura 11.1.1]	116
Figura 3.67. Geometría de estribo [LRDF BRIDGE DESIGN Figura 11.1.3.1.1]	117
Figura 3.68. Categorías y clases de exposición [ACI 19.3.1.1]	118
Figura 3.69. Requisitos para el concreto según la clase de exposición [ACI 318-14 19.3.2.1]	118
Figura 3.70. Revisión por volcamiento	119
Figura 3.71. Suposición de la cuña de falla para solución de Mononobe-Okabe	120
Figura 3.72. Presión lateral de tierra causada por vehículo [AASHTO 3.11.6.2-2]	121
Figura 3.73. Configuración de estribos y pila	121
Figura 3.74. Dimensiones del estribo derecho	122
Figura 3.75. División de estribo derecho	123
Figura 3.76. Cortante por carga muerta de superestructura y carga móvil HL-93	124
Figura 3.77. Cortante por sobrecarga distribuida	124
Figura 3.78. Distribución de neoprenos en planta	126
Figura 3.79. Variación de carga lateral de vehículo con altura.....	127
Figura 3.80. Momento máximo por envolvente en el muro	130
Figura 3.81. Cortante máximo para diseño de muro	131
Figura 3.82. Reacción en la base del muro	131
Figura 3.83. Modelo de losa SAP2000	132

Figura 3.84. Esfuerzo máximo de presión de suelo	133
Figura 3.85. Coeficiente A1 para asentamiento elástico	134
Figura 3.86. Coeficiente A2 para asentamiento elástico	134
Figura 3.87. Estratos para cálculo de consolidación	135
Figura 3.88. Simulación de pilotes en SAP2000	137
Figura 3.89. Planta de cimentación con pilotes	137
Figura 3.90. Perímetro de punzonamiento	143
Figura 3.91. Sección de muro en SAP2000	146
Figura 3.92. Diagrama de interacción muro de estribo derecho.....	146
Figura 3.93. Dimensiones del estribo izquierdo.....	150
Figura 3.94. División de estribo izquierdo	151
Figura 3.95. Cortante por carga muerta de superestructura y carga móvil HL-93	152
Figura 3.96. Cortante por sobrecarga distribuida	152
Figura 3.97. Distribución de neoprenos en planta	153
Figura 3.98. Variación de carga lateral de vehículo con altura.....	155
Figura 3.99. Modelo de muro en SAP2000	158
Figura 3.100. Momento máximo sin mayorar	158
Figura 3.101. Cortante máximo sin mayorar	159
Figura 3.102. Reacción en la base del muro	159
Figura 3.103. Modelo de losa SAP2000	160
Figura 3.104. Planta de cimentación con pilotes	160
Figura 3.105. Estratigrafía para el estribo izquierdo	161
Figura 3.106. Diagrama de interacción muro de estribo derecho.....	168
Figura 3.107. Armado de losa (Tramo 1)	170
Figura 3.108. Armado de losa (Tramo 2)	170
Figura 3.109. Dimensión final de viga (Tramo 1).....	171
Figura 3.110. Dimensión final de viga (Tramo 2).....	171
Figura 3.111. Dimensión final de rigidizador doble (Tramo 1)	172
Figura 3.112. Dimensión final de rigidizador de apoyo (Tramo 1).....	172
Figura 3.113. Dimensión final de rigidizador doble (Tramo 2).....	172
Figura 3.114. Dimensión final de conectores de corte (Tramo 1).....	173
Figura 3.115. Dimensión final de conectores de corte (Tramo 2).....	173
Figura 3.116. Dimensión final de diafragmas (Tramo 1)	174
Figura 3.117. Dimensión final de diafragmas (Tramo 2)	174
Figura 3.118. Dimensión final de apoyo elastomérico (Tramo 1)	174
Figura 3.119. Dimensión final de apoyo elastomérico (Tramo 2)	175
Figura 3.120. Armado de estribo derecho	176
Figura 3.121. Armado de estribo izquierdo	177
Figura 3.122. Dimensiones de pila intermedia	178
Figura 3.123. Tipo de estudio según el catálogo.....	179
Figura 3.124. Ubicación geográfica del recinto	179
Figura 3.125. Ubicación geográfica del puente	179
Figura 3.126. Paso del río en época seca.....	181
Figura 3.127. Presupuesto de obra	190
Figura 3.128. Cronograma de actividades de obra	191

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Datos generales del cantón Colimes. Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial – Cantón Colimes	2
Tabla 1.2. Combinaciones de carga y factores de carga. Fuente: Especificaciones de diseño del puente AASHTO LRFD, octava edición, Tabla 3.4.1-1.	12
Tabla 2.1. Propiedades de la Cuenca	24
Tabla 2.2. Tabla 1 NEC-SE-CG	28
Tabla 2.3. Tabla 2 NEC-SE-CG	28
Tabla 2.4. Matriz de Leopold para selección de alternativa óptima	30
Tabla 3.1. Fracción de tráfico de camiones en un solo carril [Tabla 3.6.1.4.2-1 de la AASHTO].....	42
Tabla 3.2. Incremento por efectos dinámicos: IM [Tabla 3.6.2.1-1 de la AASHTO].....	42
Tabla 3.3. Combinaciones de carga.....	42
Tabla 3.4. Factores de carga permanente, γ_p	43
Tabla 3.5. Resumen de momentos negativos para diseño de losa en Tramo 148	
Tabla 3.6. Resumen de momentos negativos para diseño de losa en Tramo 249	
Tabla 3.7. Resumen de momentos positivos para diseño de losa en Tramo 1 49	
Tabla 3.8. Resumen de momentos positivos para diseño de losa en Tramo 2 50	
Tabla 3.9. Resumen de momentos para diseño en voladizo en Tramo 1	55
Tabla 3.10. Resumen de momentos para diseño en voladizo en Tramo 2	55
Tabla 3.11. Propiedades de la viga W145cm (Tramo 1)	57
Tabla 3.12. Propiedades de la viga W70cm (Tramo 2)	58
Tabla 3.13. Carga muerta sobre viga W145cm (Tramo 1)	59
Tabla 3.14. Carga muerta sobre viga W70cm (Tramo 2)	59
Tabla 3.15. Sección compuesta a corto plazo del Tramo 1.....	69
Tabla 3.16. Sección compuesta a corto plazo del Tramo 2.....	70
Tabla 3.17. Propiedades del perfil L60x60x6mm	96
Tabla 3.18. Propiedades del perfil L40x40x4mm	96
Tabla 3.19. Cargas de estribo debido a peso propio.....	123
Tabla 3.20. Carga vertical de relleno.....	124
Tabla 3.21. Parámetros [Mononobe-Okabe]	125
Tabla 3.22. Parámetros [Seed y Whitman, 1970].....	126
Tabla 3.23. Resumen de momentos de volcamiento y resistentes	127
Tabla 3.24. Parámetros de entrada para deslizamiento	128
Tabla 3.25. Valores comunes de la reacción de la subrasante	132
Tabla 3.26. Esfuerzos para la primera capa de suelo	135
Tabla 3.27. Fuerzas máximas sobre pilote.....	137
Tabla 3.28. Combinaciones de carga para diseño de muro	144
Tabla 3.29. Resultados del diagrama de interacción.....	146
Tabla 3.30. Cargas de estribo debido a peso propio.....	151

Tabla 3.31. Carga vertical de relleno.....	152
Tabla 3.32. Parámetros Mononobe-Okabe	153
Tabla 3.33. Parámetros Seed y Whitman, 1970.....	154
Tabla 3.34. Resumen de momentos de volcamiento y resistentes	155
Tabla 3.35. Parámetros de entrada para deslizamiento.....	156
Tabla 3.36. Fuerzas máximas sobre pilote.....	161
Tabla 3.37. Combinaciones de carga para diseño de muro	166
Tabla 3.38. Resultados del diagrama de interacción.....	168
Tabla 3.39 Resumen de acero de refuerzo en losa.....	170
Tabla 3.40. Resumen de acero estructural	175
Tabla 3.41. Resumen de acero de estribo derecho.....	176
Tabla 3.42. Resumen de acero de estribo izquierdo	177
Tabla 3.43 Resumen de acero de pila intermedia.....	178
Tabla 3.44. Listado de mano de mano de obra para proyecto	182
Tabla 3.45. Presupuesto de costos directos.....	184
Tabla 3.46. Presupuesto de costos indirectos.....	186
Tabla 3.47. Presupuesto de obra	188

ÍNDICE DE PLANOS

- PLANO 1 Implementación general
- PLANO 2 Sección de corte transversal y planta general
- PLANO 3 Detalle de estribo con cimentación (Tramo 1)
- PLANO 4 Detalle de estribo con cimentación (Tramo 2)
- PLANO 5 Detalle de pila con cimentación (Tramo 1-2)
- PLANO 6 Detalle de vigas y losa (Tramo 1)
- PLANO 7 Detalle de vigas y losa (Tramo 2)
- PLANO 8 Cuantía

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

El recinto Boca de Guabito es un lugar afectado por las fuertes lluvias y la crecida del Río Paján. Durante el invierno se les imposibilita a los pobladores el cruce entre recintos, razón por la cual el municipio de Colimes realiza un convenio con la Escuela Superior Politécnica del Litoral para el estudio de prefactibilidad para la construcción de un puente carrozable en la zona de interés.

La municipalidad requiere un puente por donde crucen maquinarias, pobladores y semovientes en el recinto, donde existe una baja afluencia de vehículos. Por disposición de la alcaldesa, no se puede hacer uso de rutas alternas para disminuir la longitud del puente, por lo que se buscaron alternativas cercanas al camino de lastre existente. El río Paján tiene una crecida de aproximadamente 6 metros de altura desde la superficie del terreno. El suelo en su mayoría son limos arcillosos altamente plásticos, razón que justifica el uso de cimentaciones profundas para disminuir los asentamientos excesivos.

Antecedentes

Colimes es un cantón perteneciente a la provincia del Guayas y está ubicado a 85 km al norte de Guayaquil. Su principal cabecera cantonal es la ciudad de Colimes. La población en el 2015, alcanzó los 25.353 habitantes (Municipio de Colimes, 2014). El cantón posee una extensión de 755 km y limita al norte con Balzar, al sur con Palestina, al este con la provincia de los Ríos y al oeste con la provincia de Manabí, tal como se muestra en la Figura 1. La Tabla 1 muestra los datos generales del cantón Colimes.

El principal río es el Colimes o Paján, el cual desemboca en el río Daule. El terreno del lugar es irregular puesto que posee elevaciones que van desde 32 a 232 metros. Se destacan los cerros, Las Palmeras y Flor de María. También se encuentran los cerros de Los Monos, Las Raíces y Las Lozas. Su principal fuente de ingreso son la agricultura y la ganadería (Municipio de Colimes, 2014).

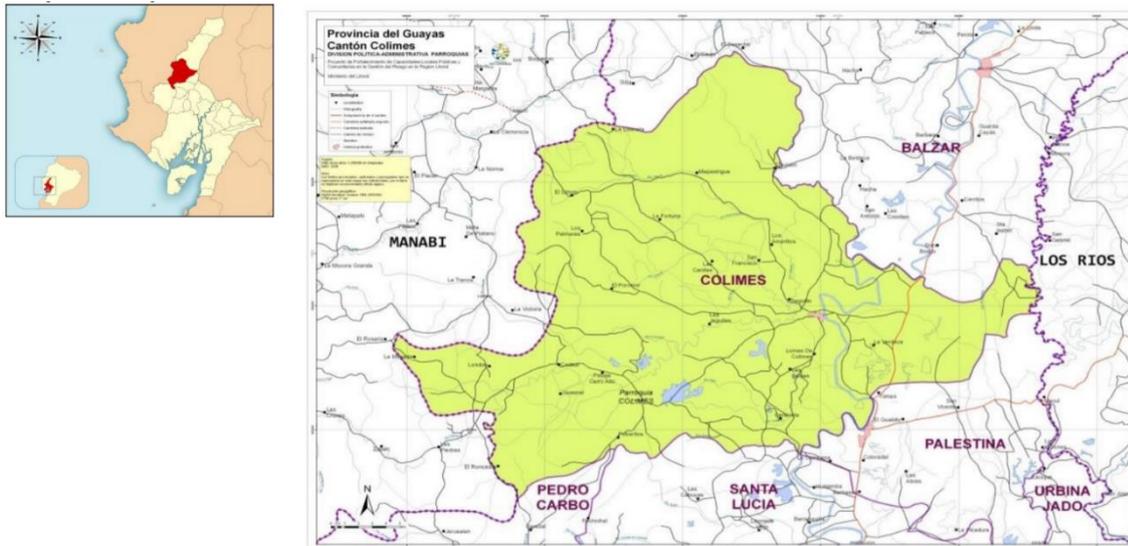


Figura 0.1. Ubicación geográfica del cantón Colimes. Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial – Cantón Colimes

Tabla 0.1. Datos generales del cantón Colimes. Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial – Cantón Colimes

Nombre del GAD	Colimes
Fecha de creación	29 de abril de 1988
Población hasta el 2015	25.353 habitantes
Extensión	755 km
Límites	Norte: Balzar Sur: Palestina Este: Provincia de los Ríos Oeste: Provincia de Manabí
Rango altitudinal	32 a 232 msnm
Clima	Tropical. Húmedo.
Cabecera cantonal	Colimes
Número de recintos	75

Los periodos del Fenómeno del Niño 1982-1983, 1997-1998 y 2008 han causado afectaciones materiales y pérdidas humanas debido al desbordamiento de río. Según el INAHMI, el caudal del río Colimes superó en estas épocas los niveles de escorrentía correspondientes a períodos de retorno de 100 años (INAHMI, 1998). Las inundaciones en este sitio son causadas por el crecimiento del caudal del río Daule, el tipo de suelo y pendiente influye a que el agua se retenga por largos periodos. Las vías consideradas de alto riesgo son los caminos de herradura y lastrados debido a que generalmente

conectan a recintos y son utilizadas para el transporte de productos y la movilización de personas.

Definición del problema

El recinto Boca de Guabito está ubicado al este del cantón Colimes, provincia del Guayas (ver Figura 2). Este recinto se encuentra de 30 a 40 minutos de la cabecera cantonal de Colimes en época seca, y a 1 hora 30 minutos en época lluviosa. El principal problema de acceso a este recinto es el cruce del río Paján. En época seca, el nivel del río es bajo y los pobladores pueden cruzar el río caminando o utilizando un medio de transporte, tal como se muestra en la Figura 3; pero en época lluviosa el río aumenta su cota de inundación, dificultando el acceso a dicho recinto. Esto provoca que las actividades diarias de los pobladores se vean afectadas, así como las actividades económicas como la venta de los productos perecibles como el arroz.

Según los moradores, en épocas de lluvia, deben cruzar el puente por medio de canoas que operan desde las 7 am hasta las 6 pm y el valor de cada trayecto es de 1 USD. Adicionalmente, el dispensario médico más cercano de la población Boca de Guabito queda en la cabecera cantonal de Colimes lo que involucra tiempos para este servicio.

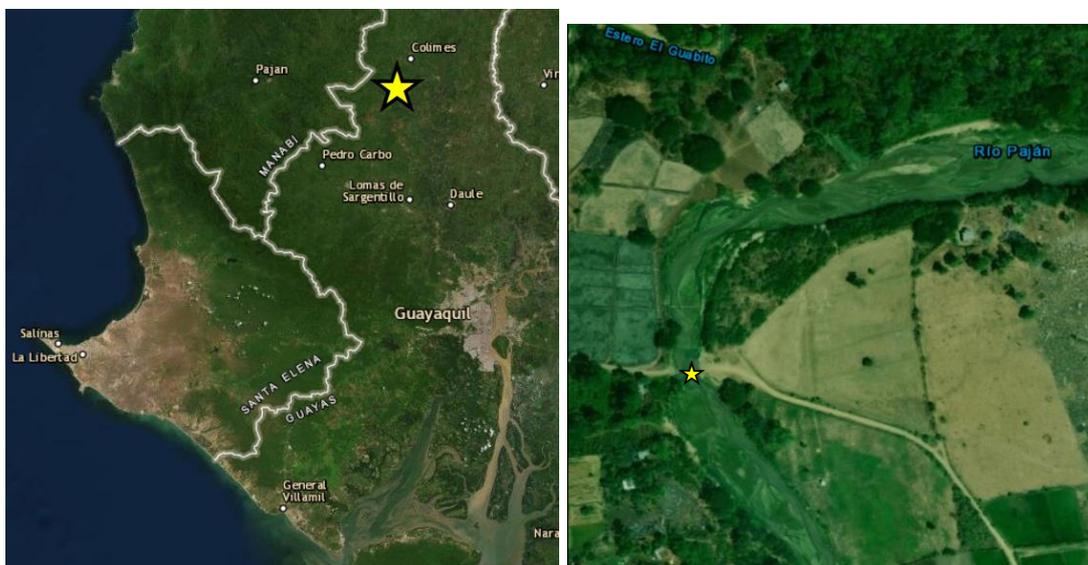


Figura 0.2. Ubicación del puente Boca de Guabito



Figura 0.3. Situación actual del lugar. Fecha: 18/10/2019

En este contexto, para dar solución a este problema de movilidad, la alcaldía de Colimes junto con la Prefectura del Guayas propusieron un puente carrozable metálico. Esta tesis contribuirá al estudio de prefactibilidad del puente carrozable que dará acceso al recinto en cualquier época del año.

Alcance del proyecto

Esta tesis se centra en la prefactibilidad de construcción del puente en el recinto Boca de Guabito con el objetivo de acceder a dicho recinto. Esto requiere el desarrollo de estudios preliminares, como topografía y extracción de muestras de suelo para posterior análisis de laboratorio, para así definir las alternativas de ubicación, diseño estructural, diseño arquitectónico, memoria técnica, presupuesto y planos.

Objetivos

1.4.1 General

Elaborar una propuesta que contribuya al estudio de prefactibilidad para la construcción de un puente carrozable metálico en el recinto Boca de Guabito del cantón Colimes.

1.4.2 Específico

Proponer diferentes alternativas de ubicación del puente por medio de un estudio de suelo y topográfico.

Realizar topografía, análisis hidrológico, hidráulico y estructural para diseñar el puente carrozable metálico.

Realizar el diseño y análisis de la superestructura y subestructura del puente carrozable metálico bajo la normativa AASHTO con el método LRFD.

Marco Teórico

Puentes: Definiciones y conceptos generales

Definición

Un puente es una estructura construida para evitar obstáculos físicos, como un cuerpo de agua, cerro o carretera. Está construido con la finalidad de proporcionar un paso sobre dicho obstáculo. Los primeros puentes hechos por humanos probablemente fueron tramos de troncos, tablas cortadas o piedras, utilizando un soporte simple y una viga transversal. Los romanos construyeron los primeros puentes de arco y acueductos (Balasubramanian, 2017). Los diseños de los puentes varían según la función, naturaleza del terreno, cimentación, material utilizado y fondos disponibles para construirlo.

Partes del puente

Los puentes constan de dos partes fundamentales: la superestructura y la infraestructura. (Ver Figura 1.4)

La superestructura son todos los componentes sobre los apoyos. A continuación, se detallan las partes fundamentales:

Carpeta asfáltica o tablero: Es la porción de la sección transversal de la losa que resiste al desgaste del tráfico. En muchas ocasiones está hecho de un material bituminoso, pero además puede ser parte integral de la losa de concreto. El espesor de la carpeta asfáltica es de alrededor de 2 a 4 pulgadas. Mientras que la superficie de rodamiento forma parte de un pavimento rígido, el espesor es de $\frac{1}{2}$ a 2 pulgadas. (Chen & Duan, 2000)

Losa de hormigón: Es el elemento estructural que recibe directamente las cargas del tráfico vehicular. En la mayoría de los casos está formado por una losa de hormigón armado apoyado sobre los largueros o vigas principales. Contribuye a formar el conjunto de la superestructura y permite uniformizar las cargas concentradas de los vehículos a las vigas o elementos principales. (Torres, 2013)

Junta de expansión térmica: Es un elemento estructural que permite la libertad de las deformaciones por causa de los cambios ambientales que generan esfuerzos adicionales; a la vez, impide la formación de una zona de falla por presencia de un espacio libre. Los materiales usados para las juntas de dilatación son el acero estructural, banda de PVC, o caucho sintético. (Torres, 2013)

Miembro primario o larguero: Es el elemento encargado de distribuir las cargas longitudinales y es usado principalmente para resistir la flexión y el cortante. Además, distribuye las cargas longitudinales. Este elemento puede ser de materiales como: perfiles de acero, concreto postensado, madera, etc.

Miembro secundario, arriostramiento o diafragma: Es un elemento estructural que resiste fuerzas transversales, que actúa en la superestructura como: sísmicas, viento y deformaciones de los elementos transversales. Tienen gran importancia porque al unirse en varios puntos de los elementos principales, permiten uniformizar las deflexiones en las vigas o elementos auxiliares. Asimismo, impiden la formación de fallas en los bordes discontinuos del tablero que generalmente se presentan en los sitios de junta de dilatación. Además, distribuyen la carga entre los miembros primarios. (Torres, 2013)

Rigidizadores transversales: Son elementos de refuerzos transversales que proporcionan una acción de campo de tensión que aumenta la resistencia al cizallamiento. (Chen & Duan, 2000)

Protecciones Laterales: Son elementos de seguridad colocados en los extremos del tablero o losa. Estos elementos pueden ser: los bordillos, barandilla, veredas y postes. Constituyen guías que ayudan a impedir accidentes.

La infraestructura son todos los elementos que soportan la superestructura. A continuación, se detallan las partes fundamentales:

Estribo: Estructuras que retienen la tierra, proveen soporte a la estructura y están localizados en los extremos de la estructura.

Pila: Soportan la superestructura en la parte intermedia del puente. Posee una obstrucción mínima para el flujo del tráfico o de agua.

Viga de cabezal: Da apoyos de sistemas mecánicos.

Pedestal: Columna corta sobre el estribo o pila. Soporta los miembros principales.

Aproche o losa de aproximación: Vía de acceso al puente en los extremos.

Alero: muro de confinamiento. Se localiza al lado de los estribos.

Apoyo: Provee una interfase entre la superestructura y subestructura. Generalmente están hechos de neopreno.

Disipador sísmico: Disipa la energía entregada por un evento sísmico. Su función es proteger y disminuir al mínimo los posibles daños que puedan ocurrir, aumentando así el nivel de amortiguamiento.

Cimentación: Transfiere las cargas desde los estribos o pilas al subsuelo o pilotes.

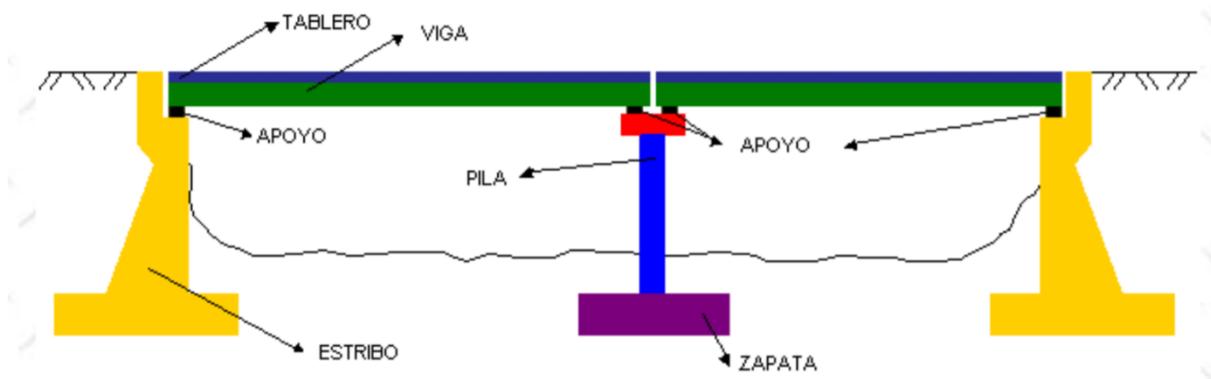


Figura 0.4. Componentes generales de un puente. [Furgang, Hernandez, 2011]

1.5.1.3 Clasificación

Los tipos de puentes se clasifican según:

Material

Madera

Piedra

Metálico

Hormigón

Hormigón y acero

Pretensado

Longitud del tramo

Corto: 6 a 38 metros.

Medio: 38 a 122 metros.

Largo: mayor a 122 metros.

Forma estructural

Arco: El componente estructural principal es el arco. Tienen estribos en cada extremo del puente. Las fuerzas creadas por la carga se transfieren hacia abajo a través del arco y es resistido por los soportes o estribos, en su base.

Atirantando: Son parecido a los colgantes, pero se diferencia en su principio y construcción. A medida que el tráfico empuja hacia abajo el tablero, los cables (que están adjuntos a la carretera) transportan la carga a las torres poniéndola en compresión. La

tensión actúa constantemente sobre los cables, los cuales se estiran porque están unidos a la calzada.

Colgante: Consiste en cables de suspensión principales que se extienden sobre dos torres y unidas en cada extremo a un anclaje profundo en el suelo. Los cables más pequeños son conectados a los cables principales para soportar la cubierta de abajo. (Balasubramanian, 2017)

Son puentes sostenidos por un arco invertido formado por numerosos cables de acero, del que se suspende el tablero del puente mediante tirantes verticales. Las fuerzas principales en este tipo de puentes son de tracción en los cables principales y de compresión en los pilares.

Voladizo: Se asemejan en apariencia a los puentes en arco, pero su principal diferencia radica en que su carga es soportada a través de arriostramientos diagonales más no por sus miembros verticales.

Armadura: Diseño de puente muy popular que usa malla diagonal de postes sobre el puente. Los dos diseños más comunes son los postes principales (dos postes diagonales soportados por una sola columna vertical en el centro) y postes secundarios (dos postes diagonales, dos postes verticales y postes horizontales que conectan dos postes verticales en la parte superior).

Vigas: Son los más antiguos y simples de diseñar, consiste en pilares verticales y vigas horizontales.

Tipo de tramos

Simple: Vigas isostáticas.

Continuo

Características de la distribución de carga

Sistema unidimensional: Puente losa.

Sistema tridimensional: Puente losa con vigas.

Uso

Tráfico de carretera

Tráfico ferroviario

Transporte de cargas y tráfico no vehicular

Posición

Móviles o básculas: Tiene como objetivo facilitar el paso de embarcaciones por debajo de canales navegables. Está compuesto por dos secciones que se abren con la ayuda de contrapesos situados bajo la plataforma.

Elevación vertical o levadizos: Este tipo de puente permite levantar su tablero con la ayuda de una instalación mecánica para de esta manera permitir que embarcaciones pasen a través de cuencas de agua.

Giratorio: Realiza la maniobra de girar el puente para el paso de embarcaciones. Existe 2 opciones: girar un vano simétrico sobre una pila o girar dos semivanos. (Furgang, Hernandez, 2011)

Tipo de tablero

Doble tablero

Combinados: Transportan tráfico vehicular y ferroviario.

Métodos de diseño

Diseño por esfuerzos admisibles (ASD)

Desde la emisión del primer diseño del puente a finales de la década de 1920 hasta principios de la década de 1970, los puentes fueron diseñados utilizando el diseño de esfuerzos admisibles (ASD). El método ASD se basa en que las tensiones creadas por cargas actúen sobre el puente y sus componentes crean "esfuerzo de cargas" o condiciones de esfuerzo permisibles para ser mantenidas por debajo de una cierta fracción de la resistencia material (Bayrak, 2010). A continuación se muestra la fórmula del factor de seguridad:

$$FS = \frac{\text{Resistencia, } R}{\text{Efecto de cargas, } Q} = \frac{R}{\sum DL + \sum LL} \quad (0.1)$$

Donde:

FS: Factor de seguridad menor a 1

DL: Carga muerta

LL: Carga viva

Después de casi medio siglo de uso exitoso, ASD se dejó de lado, y se tomó una nueva dirección basada en la noción más rigurosa del factor de seguridad.

Diseño por factor de carga (LFD)

El diseño del factor de carga (LFD) se introdujo hace varias décadas en un esfuerzo por mejorar el método ASD. LFD utiliza cargas multiplicadas por factores de carga y coeficientes de combinación de carga, que generalmente son mayores que la unidad. Las cargas factorizadas se combinan para producir un efecto máximo en un miembro. Los factores de carga varían según el tipo de carga y reflejan la incertidumbre en la estimación de magnitudes de diferentes tipos de carga (Grubb, Wilson, White, & Nickas, 2017).

En LFD, la incertidumbre también se explica en el lado de la resistencia de la desigualdad. El lado de la resistencia se multiplica por un factor de reducción, phi (ϕ), que generalmente es menor que la unidad para tener en cuenta la variabilidad de las propiedades del material, las dimensiones estructurales y la mano de obra. La combinación de las cargas factorizadas no puede exceder la resistencia del material multiplicado por un factor de reducción menor que la unidad. La siguiente ecuación representa el diseño LFD:

$$\gamma \left(\sum \beta_{DL} DL + \sum \beta_{LL} LL \right) = \phi R \quad (0.2)$$

Donde:

γ : Factor de carga

β_{DL} : Coeficiente de combinación de carga para cargas muertas

β_{LL} : Coeficiente de combinación de carga para cargas vivas

ϕ : Factor de reducción

Diseño por factor de carga y resistencia (LFRD)

En el año 2000, AASHTO y FHWA, establecieron una fecha de transición del 1 de octubre de 2007, después de la cual todos los puentes nuevos se diseñarán de acuerdo con los requisitos de AASHTO LRFD (Grubb et al., 2017). La filosofía de diseño de LRFD explica

la variabilidad tanto en la resistencia como en las cargas, para lograr niveles relativamente uniformes de seguridad dentro de la superestructura y subestructura. Además, se basa en una evaluación de riesgos que implica la teoría de la confiabilidad (Bayrak, 2010).

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (0.3)$$

Donde:

η_i : Modificador de carga, relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional

γ_i : Factor de carga

Q_i : Fuerza

ϕ : Factor de resistencia

R_n : Resistencia nominal

R_r : Resistencia factorada

El factor de resistencia ϕ para un estado límite particular debe tener en cuenta las incertidumbres en:

- Propiedades del material
- Ecuaciones que predicen la resistencia.
- Mano de obra
- Control de calidad
- Consecuencia de una falla

El factor de carga γ y elegido para un tipo de carga particular debe considerar las incertidumbres en:

- Magnitudes de cargas
- Disposición (posiciones) de cargas

- Posibles combinaciones de cargas.

A continuación, se muestra las combinaciones de carga y factores de carga Tabla 2:

Tabla 0.2. Combinaciones de carga y factores de carga. Fuente: Especificaciones de diseño del puente AASHTO LRFD, octava edición, Tabla 3.4.1-1.

Load Combination Limit State	DC	LL	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time							
	DD									EH	EV	ES	EL	PS	CR	SH	LS
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{T0}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{T0}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{T0}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{T0}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	—
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{T0}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{T0}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Estados límites de diseño

Estados límite de servicio

El estado límite de servicio cuenta con una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio.

Los tipos de estados límite de servicio son:

Servicio I

Servicio II

Servicio III

Servicio IV

Estados límite de límite y fractura

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número esperado de ciclos correspondientes a ese rango de esfuerzos.

Los tipos de estados límite de límite y fractura son:

Fatiga I

Fatiga II

Estados límite de resistencia

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

Los tipos de estados límite de resistencia son:

Resistencia I

Resistencia II

Resistencia III

Resistencia IV

Resistencia V

Estados límite de evento extremo

El estado límite de evento extremo será tomado en cuenta para asegurar la supervivencia estructural de un puente durante un sismo importante o durante inundaciones o cuando es chocado por un buque, vehículos o flujos de hielo, posiblemente ocurridos bajo condiciones muy especiales.

Los tipos de estados límite de evento extremo son:

Evento extremo I

Evento extremo II

CAPÍTULO 2

METODOLOGÍA

Reconocimiento del terreno

Es importante examinar el sitio para proporcionar información que incluya la ubicación de características tales como edificios cercanos, vegetación y cercas, la pendiente de la tierra, las alturas de los edificios, las características de la carretera y cualquier servicio público que esté actualmente presente.

Se deben considerar los siguientes factores para la construcción del puente:

Ubicación del sitio: el área donde se encuentra la propiedad afecta directamente el precio. El costo aumenta si hay muchos árboles presentes o si la zona no es fácilmente accesible para los vehículos.

Tamaño del terreno: cuanto más grande sea el área de estudio, mayor tiempo llevará construir la estructura.

Forma del terreno: es más barato construir una estructura de tamaño rectangular en comparación con una estructura irregular.

Características físicas de la tierra: es posible que cobren tasas de construcción más altas para las áreas ubicadas en un terreno montañoso con abundante vegetación. Además de la dificultad de inspeccionar estas tierras.



Figura 0.1. Reconocimiento del terreno

2.2 Socialización

Socializar es involucrar a los habitantes de la zona en el proyecto que los concierne. El objetivo es explicar a todos los pobladores afectados, las obras que se van a realizar y conocer la opinión de ellos para así saber sus necesidades y la importancia del proyecto.



Figura 0.2. Socialización con los habitantes de la zona

2.3 Estudios previos

2.3.1 Topografía

El levantamiento topográfico puede desempeñar un papel crucial para asegurar el éxito del proyecto, por lo que es importante saber qué muestra un levantamiento topográfico y por qué es necesario. Los levantamientos topográficos se utilizan para mapear e identificar las características del terreno de un área terrestre. Representan con precisión cualquier objeto existente en o cerca de la superficie, como edificios, calles, pozos de registro, pasillos, muros de contención, postes y árboles. Un estudio topográfico proporciona a los ingenieros toda la información que necesitan para determinar cómo se tendrá que moldear el terreno para proporcionar una base adecuada para la construcción planificada.

La topografía se realizó mediante el uso de equipos especializados como niveles, teodolitos electrónicos, cintas y unidades del Sistema Global de Navegación por Satélite (GNSS) y dron. De esta manera, se midió con precisión la tierra y definimos los límites del terreno.



Figura 0.3. Topografía mediante estación total



Figura 0.4. Topografía mediante GPS

2.3.2 Estudios de suelo

Para el estudio de suelos se efectuaron los siguientes ensayos:

Granulometría (ASTM D422)

Límites de Atterberg (ASTM D318)

Gravedad Específica de los suelos (ASTM D854)

Ensayo de corte directo (ASTM D3080)

Ensayo triaxial UU (ASTM D2850)

Ensayo de consolidación (ASTM D2435)

Las muestras se tomaron de manera superficial con calicatas como se muestra en la figura 8. En la figura 7 se muestra la distribución de las perforaciones que fueron tomadas según las indicaciones de la normativa del Ecuador. Los resultados de los ensayos se encuentran en los anexos

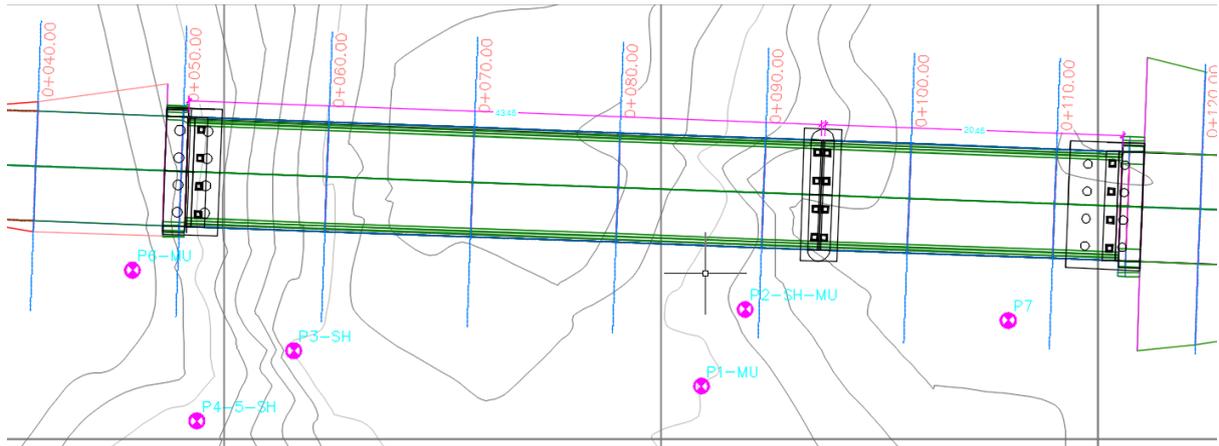


Figura 0.5. Perforaciones según NEC SE GM



Figura 0.6. Toma de muestras con retroexcavadora



Figura 0.7. Toma de muestra con tubo shelby



Figura 0.8. Análisis de suelo

2.3.3 Caudal de diseño

Para estimar el caudal de diseño, se determinó la microcuenca de aporte al punto de desfogue del puente. Por medio del método de hidrograma unitario se calculó el caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años. Se determinó el hietograma de la cuenca y la curva del hidrograma unitario con el programa HEC HMS. En las alternativas se encuentran los valores para cada topografía que se levantó.

2.3.4 Cota de inundación

Debido a que se tiene más de una alternativa, se modeló en HEC RAS el perfil longitudinal del río. Por medio de Cowan se estimó el coeficiente de Manning ponderado para la sección que se muestra en el análisis de alternativas. Se determinó la cota de inundación para cada alternativa que se tenía, para así escoger la menos crítica en condición de inundación.

2.3.5 Tráfico

200 vehículos por día (Incluye motocicletas)

2.4 Definición de alternativas y restricciones

El diseño del puente se realizó bajo la normativa de transporte de los Estados Unidos (AASHTO LRFD). Para seleccionar la mejor alternativa se debe usar parámetros como seguridad, serviciabilidad, facilidad de construcción, economía, estética y drenaje.

2.4.1 Selección de ruta según geografía



Figura 0.9. Alternativas para la selección de rutas

La primera alternativa se seleccionó porque el lugar fue dispuesto por la municipalidad del cantón Colimes. La primera alternativa forma parte de la planificación, se creó un camino de lastre dentro de la jurisdicción que conforma la red vial cantonal urbana, donde la competencia está a cargo del Gobierno Autónomo Descentralizado.



Figura 0.10. Primera alternativa

En la Figura 2.10, se evidencia las fallas topográficas causadas por los habitantes y medios de transporte para cruzar el río. Para la fecha de inicio del estudio, septiembre del 2019, se presentó un camino enrocado que atraviesa el cauce del río Paján.

De manera similar, la segunda alternativa se encuentra atravesando el río Paján con una distancia aproximada a 335 metros al sur-este del sitio designado por el municipio. Esta

alternativa se dispuso por parte del grupo encargado del estudio, debido a su formación natural del cauce, presentando un tramo recto de 100 metros río abajo y río arriba.

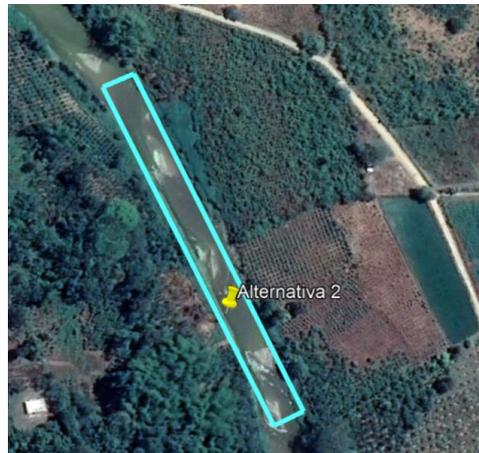


Figura 0.11. Segunda alternativa

En la tercera alternativa, se pudo denotar que existe un alto riesgo de deslizamiento en el talud izquierdo del cauce (Figura 2.11), lo que elimina esta opción por completo debido al alto costo que llevaría estabilizar el talud. Otro contraargumento ante la alternativa 3 es que está dentro de la curva del río, que, por razones similares a la segunda alternativa, dificulta tanto el proceso de diseño como el constructivo.



Figura 0.12. Socavación presente en la ubicación de la alternativa 3

De acuerdo con el análisis de ubicación de las alternativas propuestas, la primera opción está próxima a una curva como se observa en la Figura 2.9, mientras que, en la segunda alternativa, al diseñar el puente en un tramo recto, involucra la disminución de incertidumbres en el cálculo de la cota de inundación del terreno.

No se consideraron más alternativas debido al tiempo que involucra analizar cada una y además los sitios seleccionados son los que tienen cotas más altas medidas desde la

base del río, lo que disminuye el riesgo de inundación en sus llanuras a diferencia de escoger menores cotas medidas desde la base del río.

2.4.2 Selección de ruta según topografía

Para la topografía del terreno, se realizaron expediciones al sitio a lo largo del mes de septiembre y octubre, con estación total y con sistema GNSS Trimble (RTK) para poder terminar el levantamiento en diferentes alternativas.



Figura 0.13. Topografía en sitio designado por el Municipio de Colimes



Figura 0.14. Topografía en sitio de (Alternativa 2)

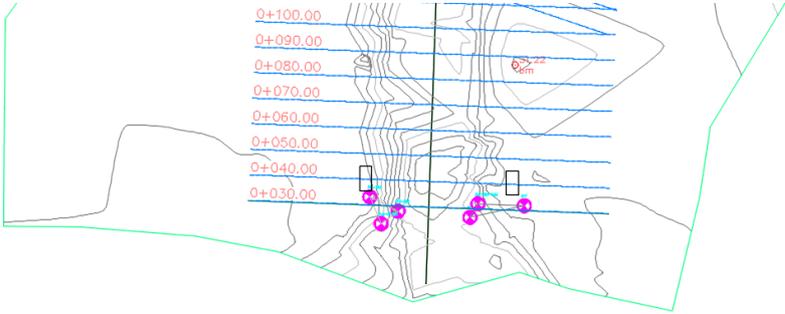


Figura 0.15. Abscisado de río en (Alternativa 1)

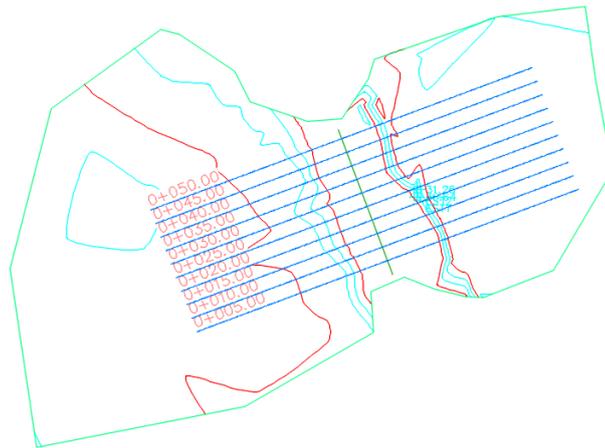


Figura 0.16. Abscisado de río (Alternativa 2)

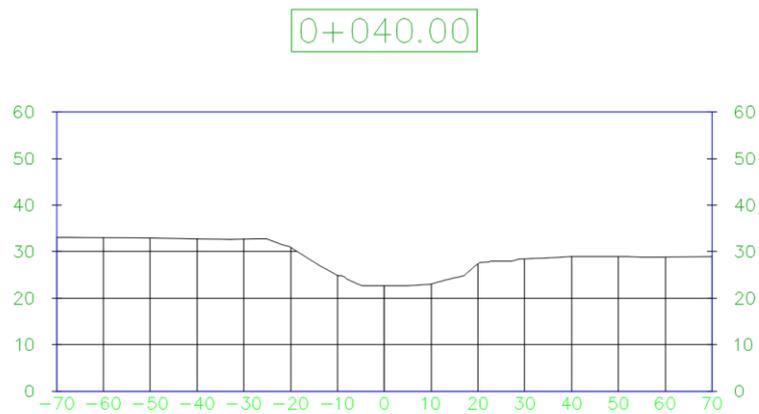


Figura 0.17. Sección transversal (Alternativa 1)

De la topografía de la alternativa 1 (Figura 2.13) se escogió la sección con menor desnivel entre los posibles cabezales del puente y con menor nivel de inundación para un periodo de retorno de 50 años (Figura 2.17).

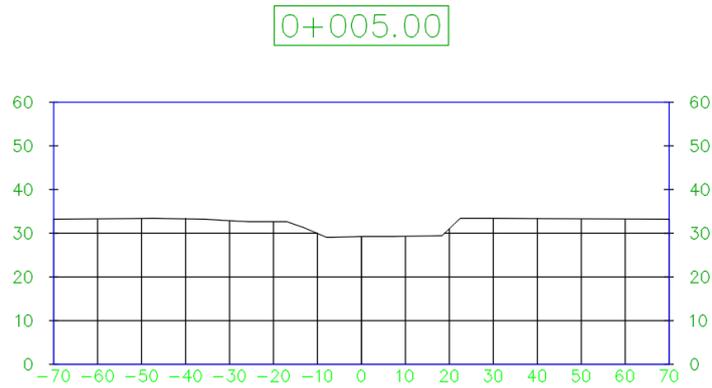


Figura 0.18. Sección transversal (Alternativa 2)

Para la segunda sección se escogió la de menor longitud entre los posibles cabezales del puente (Figura 2.18).

2.4.3 Selección según cota de inundación

Para obtener una referencia de la cota de inundación se conversó con pobladores en diferentes días. También se usó la cuenca de aporte al punto de desfogue del puente de la Figura 2.19.



Figura 0.19. Cuenca de aporte al punto de alternativa 1

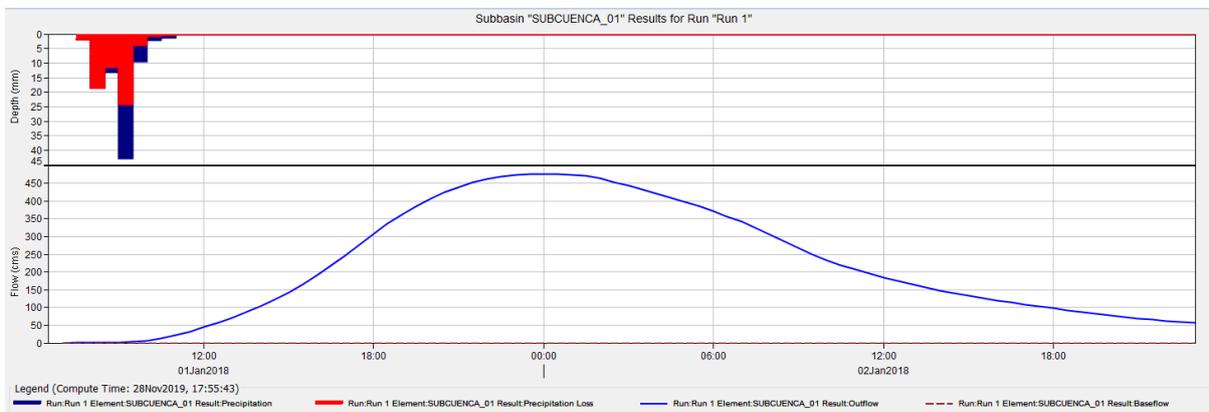


Figura 0.20. Hietograma e Hidrograma unitario según Soil Conservation Service

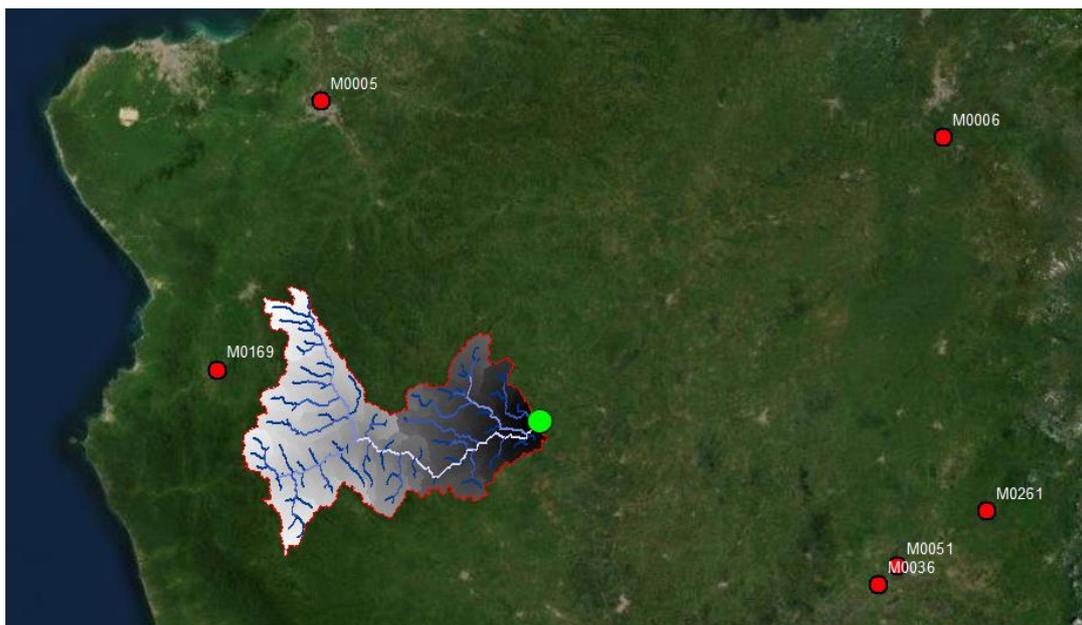


Figura 0.21. Ubicación de estaciones pluviográficas del INAMHI y DGAC

Tabla 0.1. Propiedades de la Cuenca

Propiedades de la cuenca	
Lmax [m]	87338.09
Area [m ²]	1202284241
Perimetro [m]	270158
Zmax[msnm]	754.979
Zmin[msnm]	35.5249
DeltaZ [m]	719.4541
Pendiente [m/m]	0.008

Para determinar el caudal de escorrentía se usó la estación JULCUY M0169 del INAMHI (Figura 2.21). Para el punto de desfogue se calculó un caudal de 476 m³/s para un periodo de retorno de 50 años y un tiempo de duración de lluvia de 4 horas. Para el caudal provisto, se usó el programa HECRAS para determinar la cota de inundación en las alternativas seleccionadas. Para determinar el coeficiente de Manning del banco izquierdo, derecho y central del cauce, se usó el procedimiento de Cowan que toma en consideración las irregularidades de la superficie, la variación en la forma y tamaño de la sección transversal, las obstrucciones, la vegetación y la presencia de meandros. El resultado para los coeficientes de Manning calculados se los observa en la Figura 2.22.

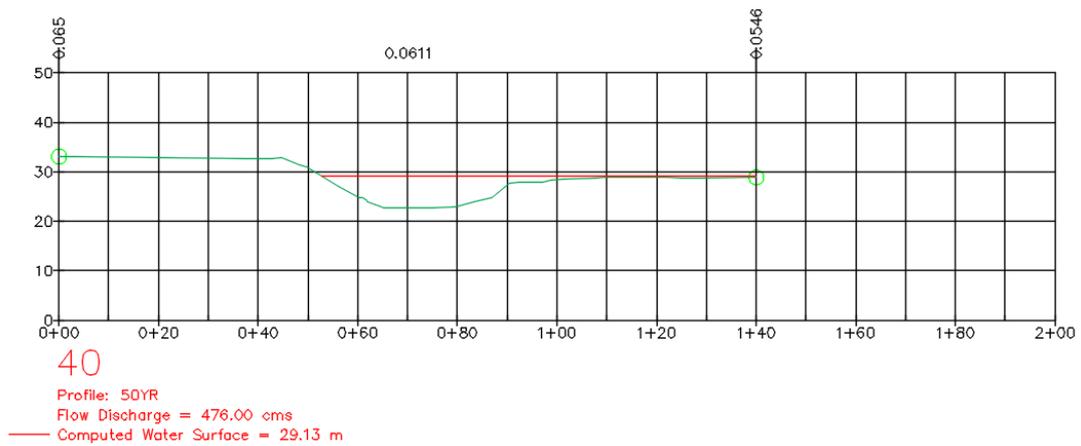


Figura 0.22. Cota de inundación para alternativa 1



Figura 0.23. Cota de inundación de referencia 29.38 m

En la Figura 2.23 se observa a un habitante de la zona, que fue consultado sobre de inundación que ha observado durante sus 41 años de vida. Para el periodo de retorno de 50 años se encontró una diferencia de 25 cm entre lo que se ha entrevistado y lo calculado.

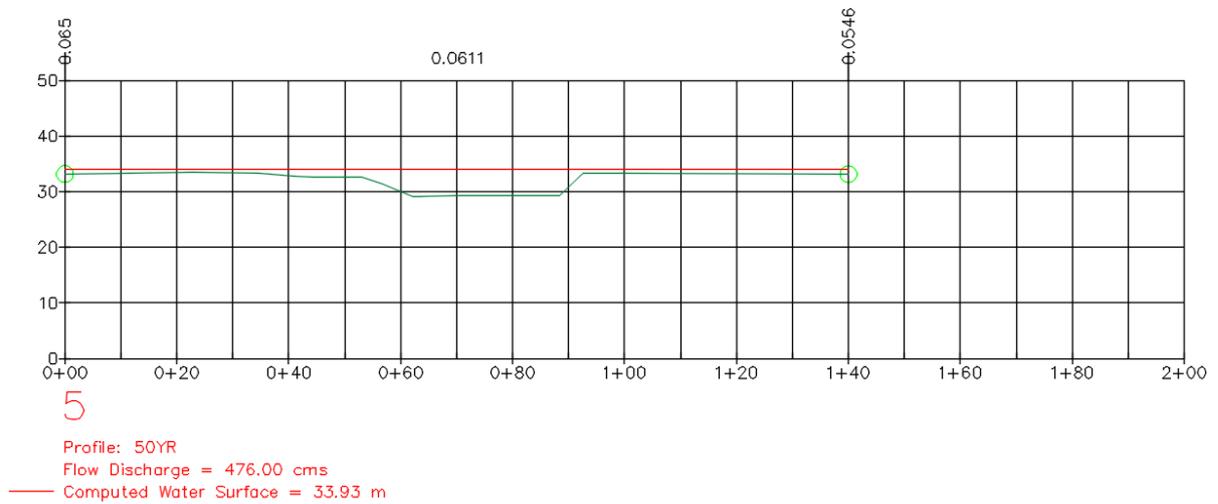


Figura 0.24. Cota de inundación para alternativa 2

En la Figura 2.24 se aprecia que las dos llanuras de la sección se inundan por completo, a diferencia de la Ilustración 15 donde solamente se inunda el banco derecho del río.

2.4.4 Selección según factor socioeconómico

El sitio seleccionado por el municipio para la alternativa 1 es el que genera un menor impacto social a los moradores del sector. Al hablar del impacto social, se hace referencia a la cantidad de terreno que debe expropiarse para la construcción del puente. El municipio y la alcaldesa prefieren que se lleve a cabo la menor cantidad de expropiación posible, porque su objetivo es agilizar la movilización sin afectar a los habitantes del sector. La segunda alternativa involucra una mayor cantidad de expropiación de terreno y también la construcción de una vía alterna de 676 metros (Figura 2.25). Se envió una solicitud dirigida a la alcaldesa de Colimes para usar la segunda alternativa, pero por las razones expuestas, se la rechazó.



Figura 0.25. Vía alterna propuesta para alternativa 2

2.4.5 Selección de materiales

Una vez seleccionada la mejor ruta para la construcción del puente, se debe determinar el tipo de material de construcción. Analizando la luz probable del puente sin tomar en consideración los enfoques, se tiene una luz de aproximadamente 40 metros de longitud. La mejor opción sería construir con vigas pretensadas, porque son más rápidas de montar y no requieren conexiones soldadas como una estructura de acero. El problema de usar vigas pretensadas es el transporte hasta el sitio de construcción. El municipio de Colimes construyó una vía de lastre que conecta a la alternativa 1, pero el camino es muy complicado como para transportar una viga de 40 metros, y transportar 2 vigas pretensadas de 20 metros involucraría el uso de una pila intermedia para conectarlas, lo que no justifica el costo. La segunda opción es un puente de hormigón armado, pero no es viable por la luz del puente. De manera similar a la viga pretensada, el hormigón armado requiere una pila intermedia, debido a que no se recomienda construir en hormigón armado con una luz de puente tan larga. Lo recomendable es dividir por partes para evitar la fisuración y deformaciones excesivas, que deben ser controladas para respetar el galibo del puente. La tercera opción es hacer el puente de estructura metálica porque es más fácil de transportar y el costo/beneficio del acero resulta en usarlo en luces grandes, lo que es el caso del puente. Otra razón para seleccionar acero para la construcción del puente es por motivo del peso de la estructura.

Debido a la presencia de suelos cohesivos y limos con presencia de arcilla, se planifica usar pilotes para el diseño de la cimentación, para mejorar la capacidad portante de la cimentación y disminuir las deformaciones plásticas excesivas. Al disminuir el peso de la estructura, el diseño es menos costoso, a pesar del mayor costo del acero sobre el

hormigón. El acero es un natural noble por naturaleza, lo que significa que las propiedades con las que se haga el modelo para el puente serán muy similares durante la construcción. El hormigón armado necesita llevar un proceso de control en obra riguroso, incluyendo un especialista en ensayos de hormigón en obra, lo cual es muy escaso de ver en obras del Ecuador. Para el diseño en acero se debe escoger entre una armadura espacial o vigas simplemente apoyadas. Por cuestiones de gestión del GAD, se necesitan construir de manera rápida para satisfacer la necesidad de sus habitantes, por lo que la opción de vigas simplemente apoyadas será a la que se dará más énfasis. El uso de armaduras espaciales no justifica el costo de cuadrillas de soldadores calificados para la construcción en sitio, ni el riesgo de realizar conexiones fuera de las especificaciones técnicas.

2.4.6 Restricciones

1.- Según la tabla 1 de NEC-SE-CG (Tabla 3), el puente se encuentra en una categoría entre media y alta según la descarga a los estribos por parte de subestructura, superestructura y tránsito. La descarga en cada estribo es de aproximadamente 4000 kN.

Tabla 0.2. Tabla 1 NEC-SE-CG

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4 000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4 001 y 8 000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8 000

2.-La profundidad y el número de sondeos se encuentra en la Tabla 4, donde se evidencia la necesidad de un mayor número de perforaciones a mayores profundidades. En el proyecto se obtuvo una perforación discretizada de aproximadamente 10 metros, la normativa requiere como mínimo 4 sondeos de 15 metros de profundidad.

Tabla 0.3. Tabla 2 NEC-SE-CG

CATEGORÍA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN (Véase en la sección 2.5)							
Baja		Media		Alta		Especial	
Profundidad de sondeos:	Mínima 6 m.	Profundidad de sondeos:	Mínima 15 m.	Profundidad de sondeos:	Mínima 25 m.	Profundidad de sondeos:	Mínima 30 m.
Número mínimo de sondeos:	3	Número mínimo de sondeos:	4	Número mínimo de sondeos:	4	Número mínimo de sondeos:	5

3.- Es necesario recalcar que el puente se encuentra en un sitio de gran actividad sísmica, según NEC-SE-DS. En el sitio se puede encontrar una aceleración máxima en roca estimada de 0.4g (Figura 2.26).

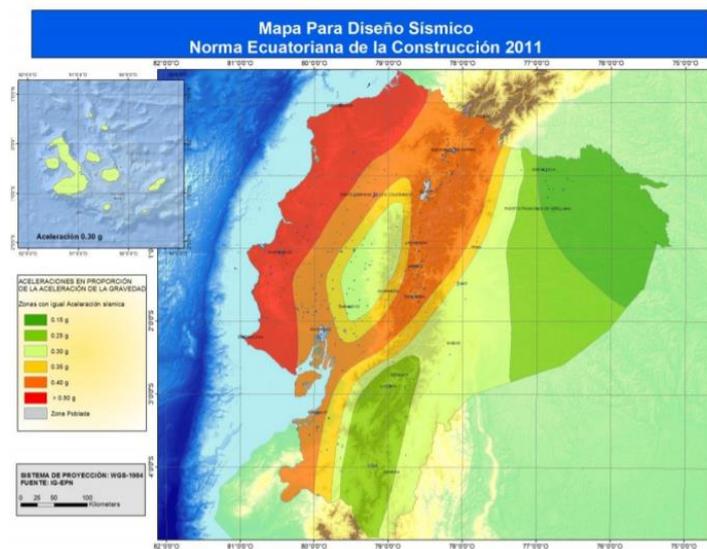


Figura 0.26. Mapa de zonificación sísmica, Ecuador

4.- En el sitio hay presencia de arena SM y SP con presencia de nivel freático. Es necesario recalcar esta particularidad debido a la posible licuefacción que pueda ocurrir bajo acción sísmica. Es de vital importancia realizar exploraciones a mayor profundidad para estimar los estratos de arena con licuefacción potencial.

5.- Para poder tener el tipo de perfil de suelo para el diseño sísmico (A, B, C, D, E, F), es necesario realizar una clasificación de los 30 primeros metros de la zona de construcción según la sección 3.2.1 de NEC-SE-DS (Figura 2.27). Como se lo mencionó previamente hay existencia de arena SM y SP, pero también arcillas CH, CL y limos con contenidos de materia orgánica, por lo que según la tabla 2 de NEC-SE-DS, puede existir la posibilidad que el sitio esté dentro de una clasificación de suelo tipo E o F.

3.2. Geología local

3.2.1. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la [Tabla 2](#).

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

Figura 0.27. Apartado sección 3.2.1 [NEC-SE-DS]

2.4.7 Tabla de alternativas

Tabla 0.4. Matriz de Leopold para selección de alternativa óptima

Categoría\Alternativa	1	2
Ubicación	10	5
Topografía	7	10
Impacto Ambiental	8	2
Longitud de diseño	7	10
Material a usar	8	10
Facilidad constructiva	8	5
Expropiación	10	2
Cota de inundación	7	4
Total	65	48

De la tabla 2.4 se tiene una tabla comparativa entre la alternativa 1 y la alternativa 2, donde se calificó cada parámetro del 1 al 10, donde 10 es “bueno” y 1 es “malo”. La tercera alternativa se descartó por completo por la presencia de la socavación en la Figura 2.12, lo que representaría una estabilización de talud para la construcción del puente. La ubicación de la alternativa 1 es más predominante porque se encuentra en un sitio que fue designado por el GAD municipal específicamente para la construcción del puente. La primera alternativa tiene un acceso más cercano a la vía de lastre construida previamente por la municipalidad. La topografía de la segunda alternativa es mejor debido a la imperceptible diferencia de cotas entre los dos cabezales del puente (Figura 2.17), pero la primera alternativa tiene una diferencia entre cotas de 4 metros, lo que dificulta la construcción. El impacto ambiental en la primera alternativa es menor al de la segunda alternativa, en la figura 2.25, se ilustra la necesidad de la construcción de una vía alterna para tener acceso al puente. La longitud de diseño para la primera alternativa es de 60 metros, mientras que la segunda alternativa tiene una longitud de

diseño de 40 metros. La diferencia de 20 metros no justifica la expropiación que se necesita para construir el puente en la segunda alternativa, pero es una mejor longitud, por lo que tiene una mejor puntuación. Para la segunda alternativa, es óptimo usar vigas de hormigón pretensadas, debido a que tiene una luz de 40 metros. En la primera alternativa se optó por vigas de acero por su eficiencia ante luces de gran longitud. La facilidad constructiva se evaluó según el acceso al sitio de trabajo, la primera alternativa tiene un acceso directo por lo que recibió una mejor puntuación a la alternativa 2. La cota de inundación en la primera alternativa para un periodo de retorno de 50 años es 29.13 metros, para la segunda alternativa es de 33.93 metros. La segunda alternativa recibió una peor puntuación en la categoría de cota de inundación, porque se requeriría un gálibo de mayor longitud, lo que incrementaría el costo del puente. La opción óptima es la de mejor puntuación, en este caso la primera alternativa es la que se usará para el diseño del puente.

2.5 Método de diseño

La metodología de diseño se basa en el factor de carga y resistencia (LRFD), como se presenta en las especificaciones de normativa de diseño de puentes AASHTO LRFD. A continuación, se presenta un diagrama de proceso (Figura 2.28), para la realización del diseño del puente en el recinto Boca de Guabito:

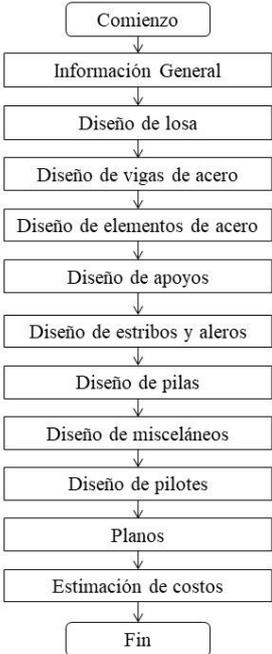


Figura 0.28. Resumen de la metodología realizada en el diseño del puente

2.5.1 Información General

Obtener el criterio de diseño: especificaciones, códigos y normas vigentes, metodología de diseño, requisitos de carga, ancho de puente, longitud del puente, propiedades de los materiales, y modificadores de carga.

Obtener requisitos de geometría del puente.

2.5.2 Diseño de losa

Obtener criterios de diseño: espaciado de viga, número de vigas, cubierta superior e inferior, resistencia del concreto, resistencia de acero de refuerzo, densidad del hormigón, combinaciones de carga aplicables y factores de resistencia.

Determinar el espesor mínimo de la losa (AASHTO 2.5.2.6.3 y 9.7.1.1): calcular la longitud efectiva del tramo, S .

Determinar el espesor mínimo de voladizo (AASHTO 3.7.3.1.2): se requiere que la región de voladizo de la cubierta esté diseñada para tener una resistencia mayor que la resistencia real del concreto.

Seleccionar la losa y espesor de voladizo: basado en el requerimiento del cliente.

Calcular los efectos de carga muerta (AASHTO 3.5.1 y 3.4.1): incluye los momentos para la carga muerta de componentes (DC) y la carga muerta de superficie de rodadura (DW).

Calcular los efectos de carga viva (AASHTO 3.6.1.3 y 3.4.1): se debe considerar la capacidad de carga dinámica, factor de presencia múltiple y tabla de momentos AASHTO 4.1-1.

Calcular momentos de diseño positivos y negativos factorizados (AASHTO 4.6.2.1)

Diseño para flexión positiva en losa (AASHTO 5.7.3)

Comprobación de grietas de flexión positivas en el estado límite de servicio (AASHTO 5.7.3.4 y 5.7.1): generalmente, el refuerzo transversal inferior de la losa se verifica para el control de grietas.

Diseño de flexión negativa en losa (AASHTO 4.6.2.1 y 5.7.3): el momento negativo de carga viva se calcula en la sección de diseño a la derecha y a la izquierda de cada viga interior, y el valor extremo es aplicable a todas las secciones de diseño.

Compruebe si hay grietas de flexión negativas en el estado límite de servicio (AASHTO 5.7.3.4 y 5.7.1): en general, el refuerzo transversal superior en la losa se verifica para el control de grietas.

Diseño para flexión en voladizo de losa (AASHTO 5.7.3.4, 5.7.1 y 13.4)

Voladizo de diseño para carga muerta y carga viva (AASHTO 13.4.1)

Verificar si hay grietas en el voladizo bajo el estado límite de servicio (AASHTO 5.7.3.4 y 5.7.1)

Calcular el requisito de longitud de corte de voladizo (AASHTO 5.11.1.2)

Calcular longitud de desarrollo de voladizo (AASHTO 5.11.2): Deben incluirse factores de corrección apropiados.

Diseño de refuerzo de distribución longitudinal inferior (AASHTO 9.7.3.2)

Diseño de refuerzo de distribución longitudinal superior (AASHTO 5.10.8.2)

Diseño de refuerzo longitudinal sobre pilas.

Dibujar un esquema del diseño final de la cubierta.

2.5.3 Diseño de vigas de acero

Obtener criterios de diseño: incluye criterios de diseño específicos del proyecto (como la configuración del tramo, la configuración de la viga, el espacio inicial de las vigas transversales, las propiedades del material y el diseño de la los) y los criterios de diseño de AASHTO (como factores de carga, factores de resistencia y múltiples factores de presencia).

Seleccionar una viga de prueba.

Calcular efectos de carga muerta (AASHTO 3.5.1): Incluye carga muerta de componente (DC) y carga muerta de superficie de rodadura (DW).

Calcular efectos de carga en vivo (AASHTO 3.6.1)

Combinación de efectos de carga (AASHTO 3.4.1)

Verifique los límites de proporción de la sección (AASHTO 6.10.2)

Determinar si la sección es compacta o no compacta (AASHTO 6.10.4.1)

Diseño para flexión: estado límite de resistencia (AASHTO 6.10.4): Resistencia a la flexión en términos de momento.

Diseño para corte (AASHTO 6.10.7)

Diseño para flexión: fatiga y estado límite de fractura (AASHTO 6.6.1.2 y 6.10.6)

Diseño para flexión - Estado límite de servicio (AASHTO 2.5.2.6.2 y 6.10.5)

Diseño para flexión - Verificación de constructibilidad (AASHTO 6.10.3.2)

Dibujar el esquema del diseño final de la viga de acero.

2.5.4 Diseño de elementos de acero

Diseño de conectores de corte (AASHTO 6.10.7.4): Detalles del conector de corte (tipo, longitud, diámetro, espaciado transversal, cubierta, penetración y paso.

2.5.5 Diseño de apoyos

Obtener criterios de diseño.

Seleccione el tipo de apoyo óptimo (AASHTO 14.6.2)

Seleccionar propiedades preliminares del apoyo: longitud, ancho, número de capas de refuerzo de acero, espesor de las capas de refuerzo de acero, distancia del borde y propiedades materiales.

Seleccionar método de diseño (A o B) (AASHTO 14.7.5 o 14.7.6)

Calcular factor de forma (AASHTO 14.7.5.1 o 14.7.6.1): el factor de forma es el área del plan dividida por el área del perímetro libre de abultamiento.

Comprobar el esfuerzo compresivo (AASHTO 14.7.5.3.2 o 14.7.6.3.2)

Verificar la deflexión compresiva (AASHTO 14.7.5.3.3 o 14.7.6.3.3)

Verifique la deformación de corte (AASHTO 14.7.5.3.4 o 14.7.6.3.4): comprueba la capacidad del estribo para facilitar el movimiento anticipado del puente horizontal. La deformación de corte es limitada para evitar vuelcos en los bordes y la delaminación debido a la fatiga.

Rotación de control o Compresión y rotación combinadas (AASHTO 14.7.5.3.5 o 14.7.6.3.5): asegura que ningún punto en el estribo sufra una elevación neta y evita una tensión de compresión excesiva en un borde.

Verificar la estabilidad (AASHTO 14.7.5.3.6 o 14.7.6.3.6)

Verificar refuerzo (AASHTO 14.7.5.3.7 o 14.7.6.3.7): comprueba que el refuerzo puede soportar los esfuerzos de tensión inducidos por la compresión en la capa de rodadura.

Diseño de anclaje (AASHTO 14.7.6.4)

Dibujo esquemático del diseño final del apoyo.

2.5.6 Diseño de estribos y aleros

Obtener criterios de diseño: resistencia del concreto, densidad del hormigón, resistencia de acero de refuerzo, información de superestructura, altura de pilar requerida e información de cargas.

Seleccionar el tipo de estribo óptimo.

Seleccionar dimensiones preliminares del estribo: incluido la pared posterior, aleros y aproches.

Calcular efectos de carga muerta (AASHTO 3.5.1)

Calcular efectos de carga viva (AASHTO 3.6.1): longitudinalmente, colocar la carga viva de modo que la reacción en el estribo se maximice. Transversalmente, colocar el número

máximo de camiones y carriles de diseño a lo ancho de la carretera para producir el máximo efecto de carga viva en el estribo.

Calcular otros efectos de carga (AASHTO 3.6 y 3.12): fuerza de frenado (3.6.4), cargas de viento (en carga viva y en superestructura) (3.8), cargas de terremoto (3.10), presión de la tierra (3.11), recargo por carga en vivo (3.11.6.2) y cargas de temperatura (3.12)

Analizar y combinar efectos de fuerza (AASHTO 3.4.1)

Verificar los requisitos de estabilidad y seguridad (AASHTO 11.6)

Diseño de contrafuerte o aleros (AASHTO Sección 5)

Dibujo esquemático del diseño final del estribo.

2.5.7 Diseño de pilas

Obtener criterios de diseño.

Seleccione el tipo de pila óptimo: puede ser cabeza de martillo, multi-columna, tipo pared, pila doblada y una sola columna.

Seleccionar dimensiones preliminares de la pila.

Calcular efectos de carga muerta (AASHTO 3.5.1)

Calcular efectos de carga viva (AASHTO 3.6.1): longitudinalmente, colocar la carga viva de modo que la reacción en la pila se maximice. Transversalmente, colocar camiones y carriles de diseño a lo ancho de la carretera en varios lugares para proporcionar diferentes condiciones de carga. El diseño de la pila debe satisfacer todos los casos de carga viva.

Calcular otros efectos de carga (AASHTO 3.6 y 3.14)

Analizar y combinar efectos de fuerza (AASHTO 3.4.1)

Dibujo esquemático del diseño final de la pila.

2.5.8 Diseño de misceláneos

Diseño del drenaje del puente (AASHTO 2.6.6)

Iluminación de puente de diseño: consultar con el cliente o con el departamento de carreteras o electricidad para obtener pautas y requisitos.

2.5.9 Diseño de pilotes

Definir condiciones subsuperficiales y cualquier restricción geométrica (AASHTO 10.4): la exploración del subsuelo y las recomendaciones geotécnicas suelen ser tareas separadas.

Determinar cargas aplicables y combinaciones de carga: las cargas y las combinaciones de carga se determinan en los pasos de diseño anteriores.

Factor de cargas para cada combinación: las cargas y las combinaciones de carga se determinan en los pasos de diseño anteriores.

Verificar la necesidad de una base de pilotes (AASHTO 10.6.2.2)

Seleccionar el tipo y tamaño de pilote adecuados según las cargas factorizadas y las condiciones del subsuelo.

Determinar la resistencia estructural axial nominal para el tipo y tamaño de pila seleccionados (AASHTO 6.9.4)

Determinar la resistencia geotécnica axial nominal para el tipo y tamaño de pila seleccionados (AASHTO 10.7.3.5)

Determinar la resistencia estructural axial factorizada para una sola pila (AASHTO 6.5.4.2)

Determinar la resistencia geotécnica axial factorizada para un solo pilote (AASHTO Tabla 10.5.5-2)

Comprobar la capacidad de conducción de la pila (AASHTO 10.7.1.14)

Realizar el diseño preliminar de la pila en base a cargas factorizadas y momentos de vuelco.

Realizar análisis de interacción de suelo de pila (AASHTO 6.15.1 y 10.7.3.11)

Verificar la capacidad axial geotécnica (AASHTO 10.5.3)

Comprobar la capacidad axial estructural (AASHTO 6.5.4.2, 6.15.2 y 6.15.3.1)

Verificar la capacidad de corte estructural.

Verifique la desviación horizontal y vertical máxima del grupo de pilotes (AASHTO 10.5.2 y 10.7.2.2)

2.5.10 Planos

Realizar planos estructurales con detallamiento de viga, losa, pilotes, pilas y estribos.

2.5.11 Estimación de costos

Calcular el costo estimado de construcción: obtenga una lista de números de artículos y descripciones de artículos del cliente, desarrollar una lista de elementos del proyecto, calcular cantidades estimadas, determinar precios unitarios estimados y calcular el costo total estimado de construcción.

CAPÍTULO 3

RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1 Información general / Introducción

3.1.2 Objetivo

El propósito de este proyecto es proporcionar un ejemplo de diseño básico para un puente de vigas de acero como herramienta informativa para el puente en práctica.

3.1.3 Referencias AASHTO

Por uniformidad y simplicidad, este ejemplo de diseño se basa en las especificaciones de diseño de puente AASHTO LRFD (cuarta edición, 2007) y en manual del National Highway Institute (FHWA) para diseño de puentes metálicos.

3.1.4 Metodología de diseño

Este diseño se basa en el diseño del factor de carga y resistencia (LRFD), tal como se presenta en las especificaciones de diseño del puente AASHTO LRFD y en el diseño por factor de carga (LFD).

A continuación, se especifica la diferencia entre los diferentes tipos de diseño:

El diseño de esfuerzo admisible (ASD) generalmente trata cada carga en la estructura como igual. El margen de seguridad está integrado principalmente en la capacidad o resistencia de un miembro en lugar de las cargas. El diseño del factor de carga (LFD) reconoce que ciertas cargas de diseño, como la carga viva, son más variables que otras cargas, como la carga muerta. Por lo tanto, se utilizan diferentes multiplicadores para cada tipo de carga. La resistencia, basada principalmente en la resistencia máxima estimada de un miembro, debe exceder la carga combinada. El diseño del factor de carga y resistencia (LRFD) tiene en cuenta tanto la resistencia media estadística como las cargas medias estadísticas. La ecuación LRFD fundamental incluye un modificador de carga (η), factores de carga (γ), efectos de fuerza (Q), un factor de resistencia (ϕ), una resistencia nominal (R_n) y una resistencia factorizada ($R_r = \phi R_n$). LRFD proporciona un nivel de seguridad más uniforme en todo el puente, en el que la medida de seguridad es una función de la variabilidad de las cargas y la resistencia.

3.1.5 Geometría de diseño

La Figura 3.1 muestra la vista longitudinal del puente. El puente consta de dos tramos. La luz del primer tramo es de 43 m, el segundo tramo es de 20 m y gálibro de 1.14 y 1.84 m.

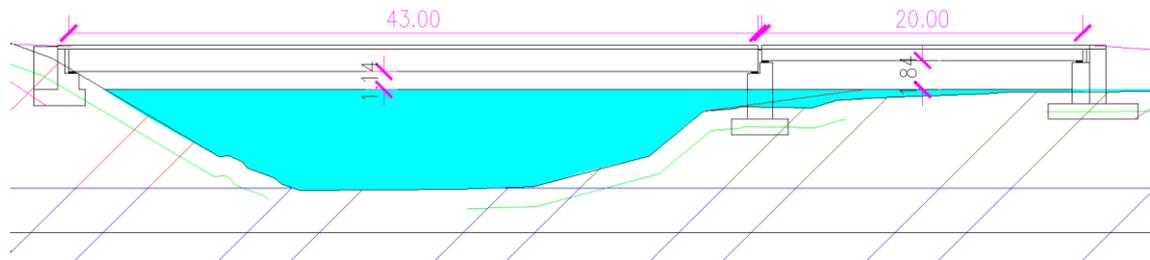


Figura 0.1. Sección longitudinal del puente

La Figura 3.2 muestra la sección transversal del puente. El puente constará con dos carriles (un carril para cada sentido) para tránsito de vehículos con un ancho de 3.4 m cada carril, barreras laterales tipo Jersey de 0.375 m de ancho y 0.85 m de alto, con drenaje del 2% en ambos lados y sin acera peatonal. El ancho total del puente es de 7.55 m.

Se colocarán 4 vigas metálicas espaciadas a 1.95 m en la parte central y espaciadas 0.85 m de los extremos.

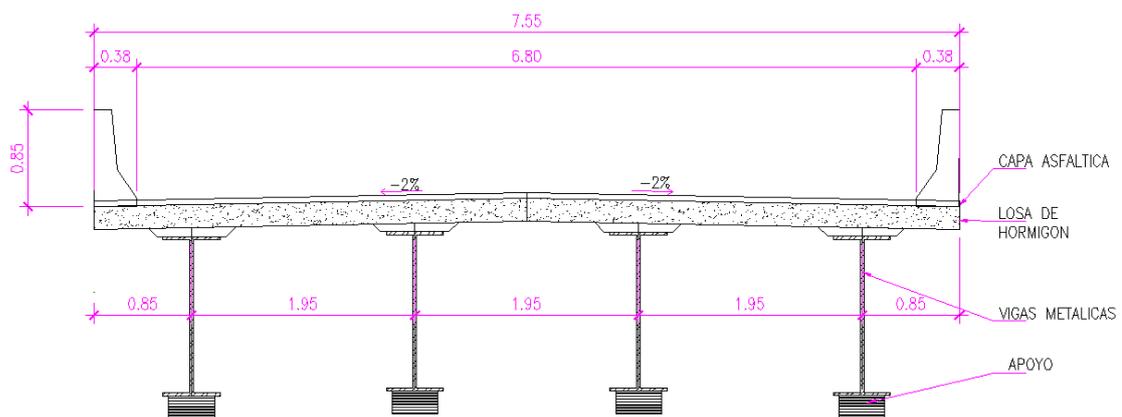


Figura 0.2. Sección transversal del puente

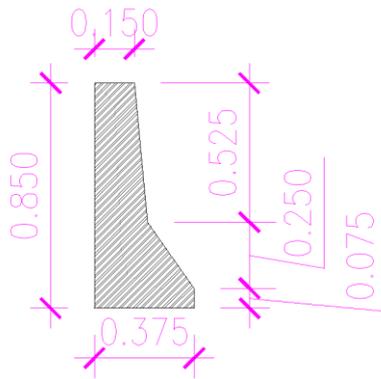


Figura 0.3. Barrera tipo Jersey

3.1.6 Propiedades de materiales

Hormigón

Losa del tablero: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Estribos y muro de contención: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Acero

Barras de acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Perfiles y planchas: ASTM A572 Gr50, $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

Perno

Pernos de alta resistencia ASTM A325: $F_y = 6450 \text{ kg/cm}^2$, $F_u = 8400 \text{ kg/cm}^2$

Pernos de anclaje ASTM F1554 Gr55: $F_y = 3860 \text{ kg/cm}^2$, $F_u = 5270 \text{ kg/cm}^2$

Conectores de corte ASTM A108: $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$, $F_u = 4200 \text{ kg/cm}^2$

3.1.7 Cargas de diseño

Cargas permanentes

DC = Carga muerta de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW = Carga muerta de la superficie de rodadura.

Cargas transitorias

LL = Carga viva vehicular.

3.1.7.1 Cargas permanentes

Peso específico del concreto: 2400 kg/m^3

Peso específico del hormigón asfáltico: 2300 kg/cm^3

3.1.7.2 Cargas vivas

Carga viva vehicular: modelo HL-93. Según el Artículo 3.6.1.2 de la AASHTO, este modelo consiste en una combinación de camión de diseño o tándem de diseño más la carga del carril de diseño o sobrecarga distribuida.

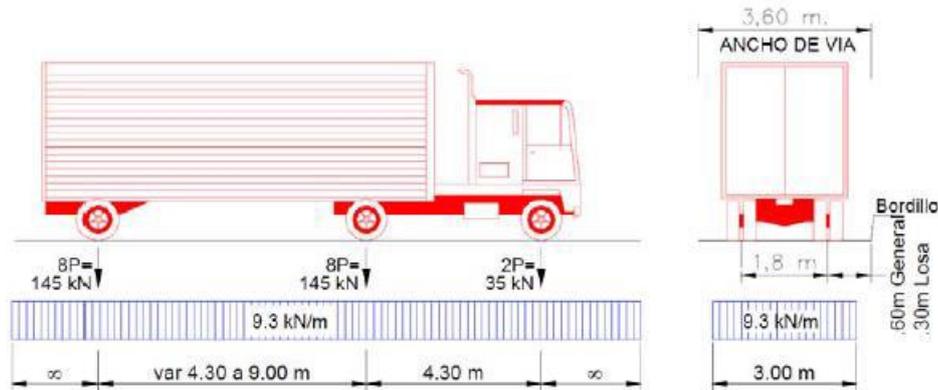


Figura 0.4. Modelo HL-93

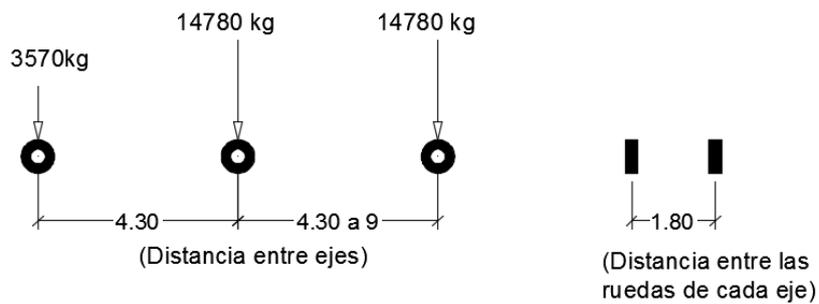


Figura 0.5. Camión de diseño HS-20

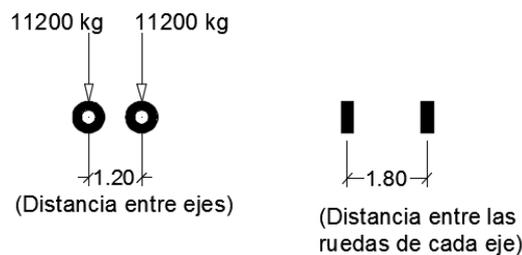


Figura 0.6. Tándem de diseño

3.1.8 Presencia múltiple de carga viva

El Artículo 3.6.1.1.2 de la AASHTO establece que “los efectos debido a la carga viva deben determinarse considerando cada posible combinación de número de vías cargadas, multiplicando las cargas provenientes del camión o tándem de diseño por un factor de presencia múltiple, para tener en cuenta la probabilidad de que cada vía esté

ocupada por toda la carga de diseño HL93.” Los factores de presencia múltiple se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 0.1. Fracción de tráfico de camiones en un solo carril [Tabla 3.6.1.4.2-1 de la AASHTO]

Number of Lanes Available to Trucks	<i>p</i>
1	1.00
2	0.85
3 or more	0.80

3.1.9 Incremento por efectos dinámicos: IM

El Artículo 3.6.2.1 de la AASHTO establece que “los efectos estáticos del camión o tándem de diseño deben ser incrementados por los porcentajes mostrados en la Tabla 3.6.2.1-1 de incrementos por efectos dinámicos. El factor que debe aplicarse a la carga estática debe tomarse como: $(1+IM/100)$. El incremento por efectos dinámicos no debe aplicarse a cargas peatonales o a la sobrecarga distribuida”

Tabla 0.2. Incremento por efectos dinámicos: IM [Tabla 3.6.2.1-1 de la AASHTO]

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

3.1.10 Factores de carga y combinaciones

La AASHTO establece diferentes combinaciones de carga en consideración de los distintos estados límite a los que estará expuesto el puente. En la presente tesis se analizarán los siguientes estados límite:

Resistencia I: Uso vehicular y sin considerar carga por viento.

Servicio I: Relacionado con el uso normal del puente, con una velocidad del viento de 90 km/h y con todas las cargas a su valor sin factorizar. Se utilizará este estado límite para analizar las deflexiones de las vigas principales.

Los factores de carga para cada combinación de carga elegida para esta tesis se muestran las siguientes tablas:

Tabla 0.3. Combinaciones de carga

ESTADO LÍMITE	DC, DW	LL
---------------	--------	----

Resistencia I	γ_p	1.75
Servicio I	1	1

Tabla 0.4. Factores de carga permanente, γ_p

Tipo de carga	Factor de carga γ_p	
	Máximo	Mínimo
DC	1.25	0.9
DW	1.5	0.65

3.2 Losa

La losa se diseñará con el método LRFD propuesto por la AASHTO.

3.2.1 Predimensionamiento de viga

Se diseñará la losa (fundida en sitio) del tablero con acero perpendicular a la dirección del tráfico. La losa soportará una carpeta asfáltica de 5 cm y barreras en sus voladizos para protección de los transeúntes. Para la viga principal se toma como referencia la Tabla 2.5.2.6.3-1 del manual de diseño del AASHTO donde para un vano simplemente apoyado, el peralte de la viga debe ser:

$$\text{peralte } T1 = 0.033L = 1.42 \text{ m}$$

$$\text{peralte } T2 = 0.033L = 0.66 \text{ m}$$

Para el Tramo 1 se escogió una viga con peralte de 1.45 m (Ver Figura 3.7) y para el Tramo 2 una viga de 0.70 m de peralte (Ver Figura 3.8) con las siguientes propiedades:

VIGA			PROPIEDADES	
DIMENSIONES [cm]:			ÁREA [cm ²]	516.98
h	145.00		Ix [cm ⁴]	1799398.46
bf	50.00		Iy [cm ⁴]	58447.48
tw	1.7		Rx [cm]	59.00
tf	2.8		Ry [cm]	10.63
d	139.4		Sx [cm ³]	24819.29
MATERIALES			Sy [cm ³]	2337.90
Fy [ksi]	50		Zx [cm ³]	28166.75
Fu [ksi]	58		Zy [cm ³]	3600.7
E [ksi]	29000			

Figura 0.7. Propiedades de la viga en Tramo 1 en centímetros

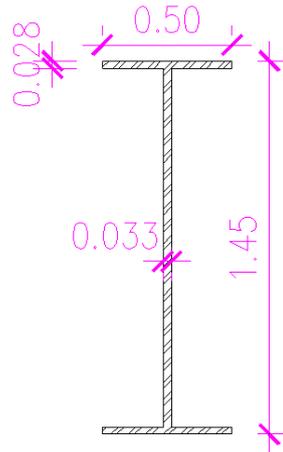


Figura 0.8. Dimensión de la viga del Tramo 1 en metros

VIGA			PROPIEDADES	
DIMENSIONES [cm]:			ÁREA [cm ²]	297.50
h	70.00		Ix [cm ⁴]	262244.79
bf	40.00		Iy [cm ⁴]	26703.23
tw	1.5		Rx [cm]	29.69
tf	2.5		Ry [cm]	9.47
d	65		Sx [cm ³]	7492.71
MATERIALES			Sy [cm ³]	1335.16
Fy [ksi]	50		Zx [cm ³]	8334.38
Fu [ksi]	58		Zy [cm ³]	2036.6
E [ksi]	29000			

Figura 0.9. Propiedades de la viga en Tramo 2 en centímetros

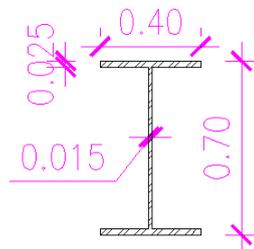


Figura 0.10. Dimensión de la viga del Tramo 2 en metros

El Artículo 9.7.2.3 de la AASHTO define la longitud efectiva como: “Distancia entre las puntas de las alas, más el volado de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma.”

$$S = \text{eje viga} - \frac{w}{2} \quad (3.1)$$

Donde:

w: Ancho superior del ala.

Tramo 1:

$$S = 1950 - \frac{500}{2} = 1700 \text{ mm}$$

Tramo 2:

$$S = 1950 - \frac{400}{2} = 1750 \text{ mm}$$

3.2.2 Predimensionamiento de losa

Se calcula el espesor mínimo según AASHTO 9.7.1.1; C13.7.3.1.2 y T 2.5.2.6.3-1.

$$e_{min} = 175m \text{ (9.7.1.1)}$$

$$e_{min} = 200 \text{ mm (C13.7.3.1.2)}$$

$$e_{min} = 165 \text{ mm (T2.5.2.6.3 - 1)}$$

3.2.3 Cargas de diseño

Para calcular la carga de la losa se utiliza el espesor mayor de los anteriores previamente calculados:

$$DC_{losa} = 0.2m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 480 \frac{kg}{m}$$

Para la barrera se utilizó una sección tipo Jersey.

$$\text{Área total} = 0.192 \text{ m}^2$$

$$\text{Centro de gravedad (medido desde el canto izquierdo)} = 0.125m$$

$$DC_{barrera} = \text{Área total} * \gamma_{hormigón} = 460.5 \frac{kg}{m}$$

Se calcula la carga por carpeta asfáltica como:

$$DC_{carpeta} = 0.05m * 1m * 2300 \frac{kg}{m^3} = 115 \frac{kg}{m}$$

La carga viva se la obtiene del camión de diseño o tándem de diseño. Para el puente se asumió la carga del camión debido a que es la más crítica:

$$CV = 7400 \text{ kg}$$

La carga por efecto de los postes de luz se ha considerado despreciable.

3.2.4 Diagramas de momentos de diseño

Carga muerta (DC)

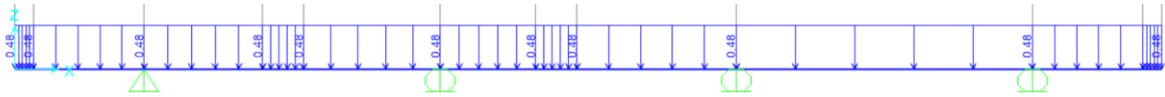


Figura 0.11. Peso propio de losa 480 kg/m

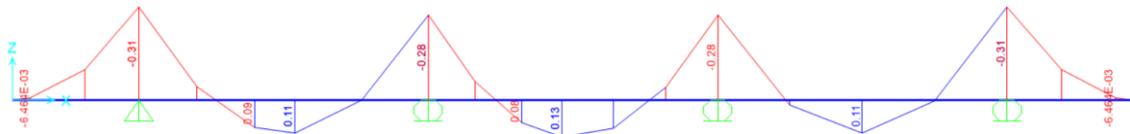


Figura 0.12. Diagrama de momento por carga de losa



Figura 0.13. Peso propio de la barrera aplicado a 0.125 m del volado

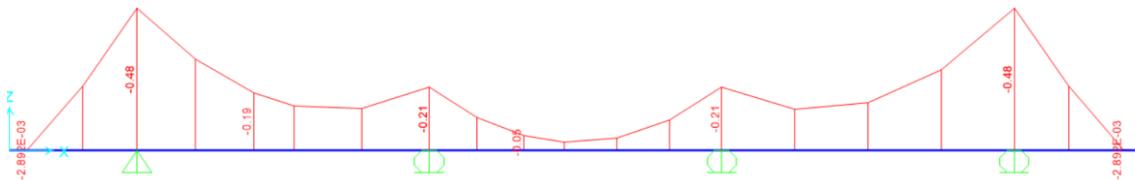


Figura 0.14. Diagrama de momento por carga de las barreras

Carga por superficie de rodadura (DW)

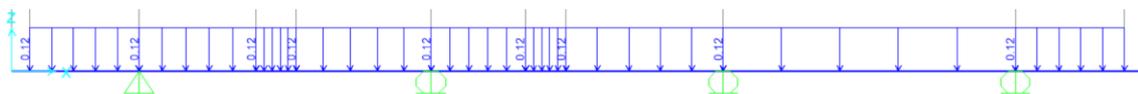


Figura 0.15. Peso propio de la carpeta asfáltica 115 kg/m

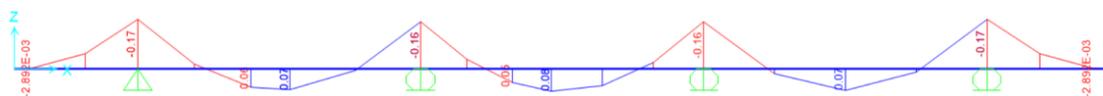


Figura 0.16. Diagrama de momento por carga de carpeta asfáltica

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

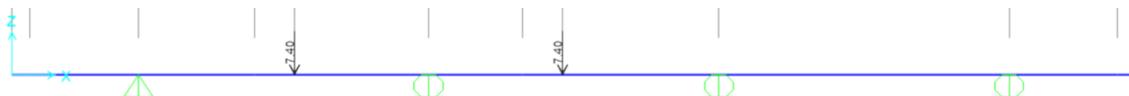


Figura 0.17. Carga viva máxima negativa de 7.4 Ton en el primer tramo interior

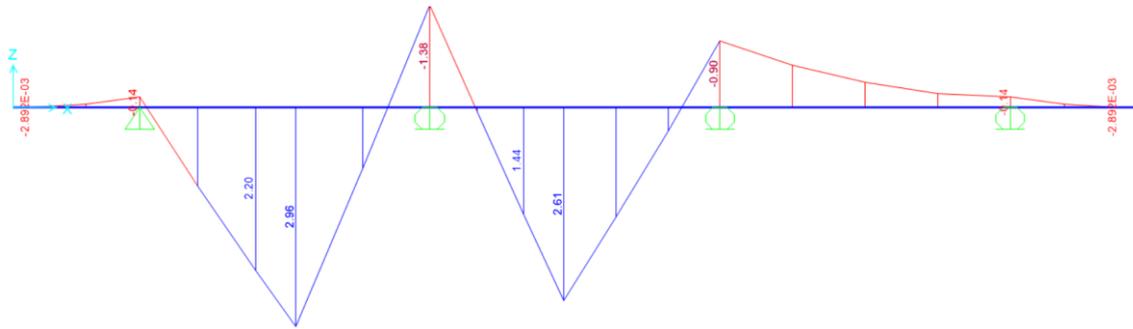


Figura 0.18. Diagrama de momento por carga viva negativa máxima

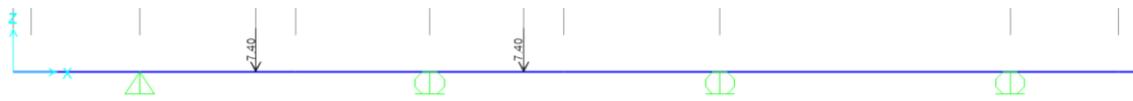


Figura 0.19. Carga viva máxima positiva de 7.4 Ton en el primer tramo interior

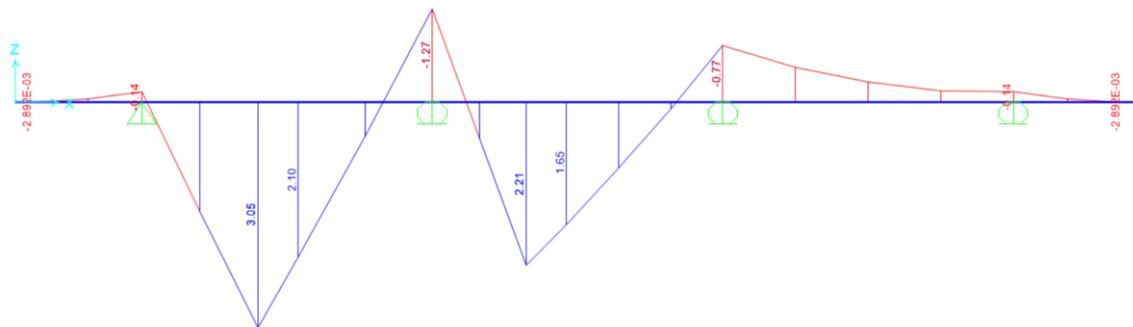


Figura 0.20. Diagrama de momento por carga viva positiva máxima

3.2.5 Ancho equivalente de franja

El cálculo del ancho equivalente de franja está establecido en el T4.6.2.1.3.1 de la AASHTO.

$$M^- = 1220 + 0.25S \text{ (Para momento negativo)} \quad (3.2)$$

$$M^+ = 660 + 0.55S \text{ (Para momento positivo)} \quad (3.3)$$

$$M_v = 1140 + 0.833X \text{ (Para voladizo)} \quad (3.4)$$

Donde:

S : Longitud efectiva

X : Distancia entre la carga y el punto de apoyo

3.2.6 Momento negativo de diseño

Tramo 1:

Ancho equivalente de franja:

$$M^- = 1220 + 0.25S = 1625 \text{ mm}$$

Factor de presencia múltiple:

$$m = 1.2$$

Incremento por efectos dinámicos (IM):

$$IM = 33\% = 1.33$$

Momento negativo crítico, incluido el efecto de carga dinámica y el ancho de granja:

$$M_{LL+IM}^- = m \times \frac{M}{M^-} \times IM \quad (3.6)$$
$$M_{LL+IM}^- = m \times \frac{M}{M^-} \times IM = -1.34 [T]$$

Momento Último para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I:

$$U = n[(1,25 \text{ ó } 0,9)DC + (1,50 \text{ ó } 0,65)DW + (1,75)(LL + IM)] \quad (3.7)$$

Al usar el criterio de Resistencia I, el valor de los factores será:

$$n = n_d * n_r * n_i = 1$$

Tabla 0.5. Resumen de momentos negativos para diseño de losa en Tramo 1

Elemento	Codificación	M Negativo (1° apoyo int.)	Factor Y (M-)
Losa	DC	-0.28	1.25
Barrera	DC	-0.21	0.9
Carpeta Asfáltica	DW	-0.16	1.5
Carga viva	LL+IM	-1.34	1.75

$$M_u^- = -3.12 [T - m]$$

Tramo 2:

$$M^- = 1220 + 0.25S = 1657.5 \text{ mm}$$

$$M_{LL+IM}^- = m \times \frac{M}{M^-} \times IM = -1.33 [T]$$

Tabla 0.6. Resumen de momentos negativos para diseño de losa en Tramo 2

Elemento	Codificación	M Negativo (1° apoyo int.)	Factor Y (M-)
Losa	DC	-0.28	1.25
Barrera	DC	-0.21	0.9
Carpeta Asfáltica	DW	-0.16	1.5
Carga viva	LL+IM	-1.33	1.75

$$M_u^- = -3.10 [T - m]$$

3.2.7 Momento positivo de diseño

Tramo 1:

Ancho equivalente de franja:

$$M^+ = 660 + 0.55S = 1595 \text{ mm}$$

Factor de presencia múltiple:

$$m = 1.2$$

Incremento por efectos dinámicos (IM):

$$IM = 33\% = 1.33$$

Momento negativo crítico, incluido el efecto de carga dinámica y el ancho de franja:

$$M_{LL+IM}^- = m \times \frac{M}{M^-} \times IM = 3.05 [T]$$

Momento Último para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I:

$$U = n[(1,25 \text{ ó } 0,9)DC + (1,50 \text{ ó } 0,65)DW + (1,75)(LL + IM)]$$

Al usar el criterio de Resistencia I, el valor de los factores será:

$$n = n_d * n_r * n_i = 1$$

Tabla 0.7. Resumen de momentos positivos para diseño de losa en Tramo 1

Elemento	Codificación	M Positivo (a 0.4L del 1° apoyo ext.)	Factor Y (M+)
----------	--------------	---------------------------------------	---------------

Losa	DC	0.11	1.25
Barrera	DC	-0.19	0.9
Carpeta Asfáltica	DW	0.07	1.5
Carga viva	LL+IM	3.05	1.75

$$M_u^+ = 5.41 [T - m]$$

Tramo 2:

$$M^+ = 660 + 0.55S = 1622.5 \text{ mm}$$

$$M_{LL+IM}^+ = m \times \frac{M}{M^+} \times IM = -3.00 [T]$$

Tabla 0.8. Resumen de momentos positivos para diseño de losa en Tramo 2

Elemento	Codificación	M Positivo (a 0.4L del 1° apoyo ext.)	Factor Y (M+)
Losa	DC	0.11	1.25
Barrera	DC	-0.19	0.9
Carpeta Asfáltica	DW	0.07	1.5
Carga viva	LL+IM	3.00	1.75

$$M_u^+ = 5.32 [T - m]$$

3.2.8 Acero para losa

Los cálculos de acero para losa se realizarán con los momentos más grandes de los tramos debido a que los momentos en ambos tramos no son tan discordes entre sí.

3.2.8.1 Acero negativo (por 1 m de losa)

El recubrimiento se lo establece según la Tabla 5.1.2.3-1 de la AASHTO.

$$Z = 5 \text{ cm}$$

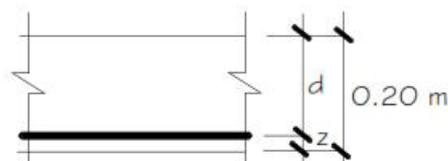


Figura 0.21. Esquema del acero negativo en losa

El Artículo 5.7.3.3.2 define que el acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1,2M_{cr}$ y $1,33M_u$.

$$1.2M_{cr} = 1.2F_r S \quad (3.7)$$

$$F_r = 2.01\sqrt{f'c} \quad (3.8)$$

$$S = \frac{bh^2}{6} \quad (3.9)$$

Usar \varnothing 14 mm @ 25 cm

$$2.69 \leq 3.20$$

SATISFACE

3.2.8.2 Acero positivo (por 1 m de losa)

Usar \varnothing 14 mm @ 35 cm

$$2.69 \leq 2.729$$

SATISFACE

3.2.8.3 Acero por retracción y temperatura

El acero de temperatura se colocará en el parte superior en sentido del tráfico.

El Artículo 5.10.8-1 y 5.10.8-2 de la AASHTO establecen que la cuantía de acero por retracción y temperatura debe cumplir lo siguiente:

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)f_y}, f_y \leq 520MPa \quad (3.10)$$

$$0.233 \leq A_s \leq 1.27 \left(\frac{mm^2}{mm} \right) \quad (3.11)$$

Por seguridad se escoge el mayor.

$$A_s = 2.33 \frac{cm^2}{cm}$$

$$Separación = \frac{\text{área de varilla}}{\frac{A_{s,Temp}}{2}} \quad (3.12)$$

Ambos Tramos:

Usar \varnothing 10 mm:

$$Separación = 0.674 \text{ m}$$

Separación máxima:

El Artículo 5.10.8 de la AASHTO establece que la separación máxima debe cumplir con:

$$S_{m\acute{a}x} \begin{cases} 3h \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad (3.12)$$

$$S_{m\acute{a}x} = 45 \text{ cm} \quad (3.13)$$

Usar \varnothing 10 mm @ 45 cm

3.2.8.4 Acero de distribución

El Artículo 9.7.3.1 de la AASHTO establece que “El refuerzo se colocará en la dirección secundaria en la parte inferior de las losas como un porcentaje del refuerzo primario para el momento positivo de la siguiente manera:”

Para refuerzo primario perpendicular al tráfico:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad (3.14)$$

Donde:

S: Longitud de tramo efectiva. (Artículo 9.7.2.3)

Ambos Tramos:

$$\% = 67$$

$$A_{s,distr} = \frac{A_{s+}}{\%} = 5.73 \text{ cm}^2$$

Usar \varnothing 14 mm:

$$Separación = \frac{A_{\varnothing}}{A_{s,distr}} = 0.27 \text{ m}$$

Usar \varnothing 14 mm @ 30 cm

3.3 Volado

El Artículo 13.4.1 de la AASHTO establece que existen 3 casos de diseño para el volado del tablero:

Caso de Diseño 1: fuerzas transversales y longitudinales especificadas en el Artículo A13.2 Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo.

Caso de Diseño 2: fuerzas verticales especificadas en el Artículo A13.2 Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo

Caso de Diseño 3: cargas que ocupan el vuelo, especificadas en el Artículo 3.6.1 Estado Límite de Resistencia

En la presente tesis se diseñará el volado del tablero siguiendo el caso de diseño 3.

Para el voladizo se usan las mismas consideraciones dimensionales que para el tablero principal, a excepción de los momentos, donde su cálculo se realiza por medio de la separación de la barrera hasta una distancia "x" del ala del larguero más cercano. Se obtiene la longitud del volado de la Figura 54 y 55 para cada Tramo:

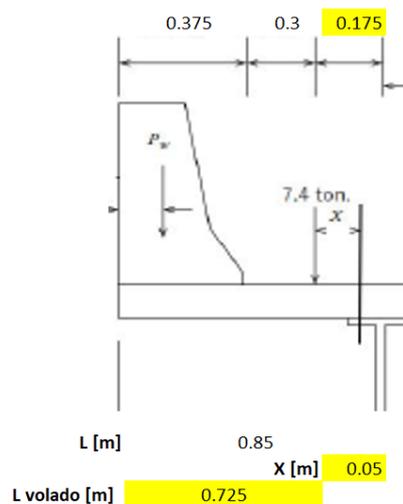


Figura 0.22. Longitud del volado para Tramo 1

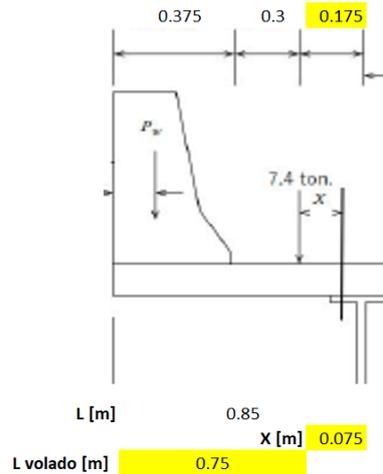


Figura 0.23. Longitud del volado para Tramo 2

3.3.1 Cargas de diseño

$$q_{losa} = 480 \frac{kg}{m}$$

$$q_{barrera} = 460.5 \frac{kg}{m}$$

$$q_{DW} = 115 \frac{kg}{m}$$

$$q_{viva} = 7400 \text{ kg}$$

3.3.2 Momentos de diseño

Tramo 1:

Ancho equivalente de franja:

$$M_v = 1140 + 0.833X = 1181.65 \text{ mm}$$

Momento por carga viva:

$$M^+ = q_{viva}X = 370 \text{ [kg} \cdot \text{m]}$$

Momento Último para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I:

$$U = n[(1,25 \text{ ó } 0,9)DC + (1,50 \text{ ó } 0,65)DW + (1,75)(LL + IM)]$$

Al usar el criterio de Resistencia I, el valor de los factores será:

$$n = n_d * n_r * n_i = 1$$

Cálculo de momentos:

$$M_{losa} = \frac{q_{losa} \times L_{volado}^2}{2} \quad (3.15)$$

$$M_{barrera} = q_{barrera} \times (L_{volado} - CG) \quad (3.16)$$

$$M_{DW} = \frac{q_{DW} \times (X + 0.3)}{2} \quad (3.17)$$

$$M_{LL+IM} = \frac{IM \times \text{Momento por carga viva} \times m}{\left(\frac{S}{1000}\right)} \quad (3.18)$$

Tabla 0.9. Resumen de momentos para diseño en voladizo en Tramo 1

Elemento	Codificación	M [kg*m]	Factor Y
Losa	DC	126.15	1.25
Barrera	DC	276.22	1.25
C. Asfáltica	DW	7.04	1.5
Carga viva	LL+IM	499.74	1.75

$$M_u = 1.39 [T - m]$$

Tramo 2:

$$M_v = 1140 + 0.833X = 1202.48 \text{ mm}$$

$$M^+ = q_{total} \times X = 555 [kg - m]$$

Tabla 0.10. Resumen de momentos para diseño en voladizo en Tramo 2

Elemento	Codificación	M [kg*m]	Factor Y
Losa	DC	135.00	1.25
Barrera	DC	287.73	1.25
C. Asfáltica	DW	8.09	1.5
Carga viva	LL+IM	736.63	1.75

$$M_u = 1.83 [T - m]$$

3.3.3 Cálculo de acero

3.3.3.1 Acero negativo (por 1 m de losa)

Tramo 1:

Usar \varnothing 14 mm @ 40 cm

$$1.85 \leq 2.03$$

SATISFACE

Tramo 2:

Usar \varnothing 14 mm @ 30 cm

$$2.43 \leq 2.69$$

SATISFACE

3.3.3.2 Acero por retracción y temperatura

Para ambos Tramos:

Usar \varnothing 10 mm:

$$Separación = 0.674 \text{ m}$$

Separación máxima:

El Artículo 5.10.8 de la AASHTO establece que la separación máxima debe cumplir con:

$$S_{m\acute{a}x} \begin{cases} 3h \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 45 \text{ cm}$$

Usar \varnothing 10 mm @ 45 cm

3.3.3.3 Acero de distribución

Para ambos Tramos:

$$\% = 67$$

$$A_{s,distr} = \frac{A_{s+}}{\%} = 5.73 \text{ cm}^2$$

Usar \varnothing 14 mm:

$$Separación = \frac{A_{\varnothing}}{A_{s,distr}} = 0.27 \text{ m}$$

Usar \varnothing 14 mm @ 30 cm

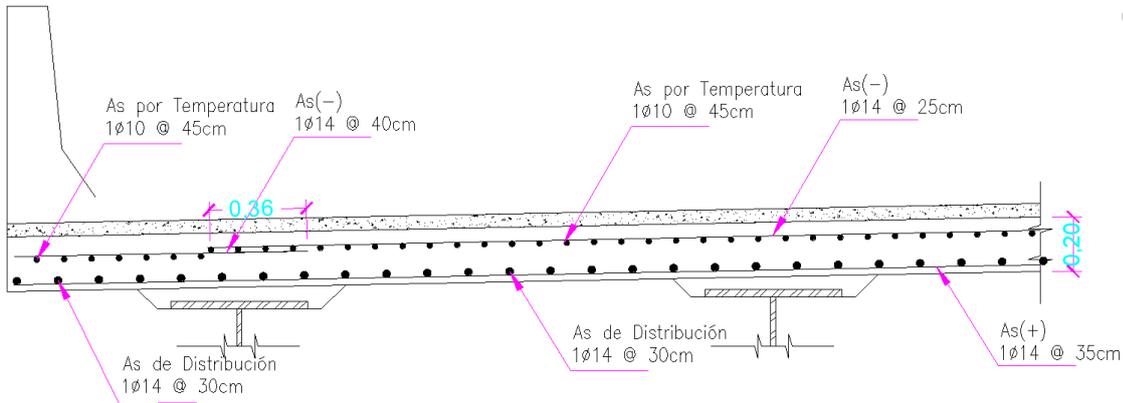


Figura 0.24. Distribución de acero en losa (Tramo 1)

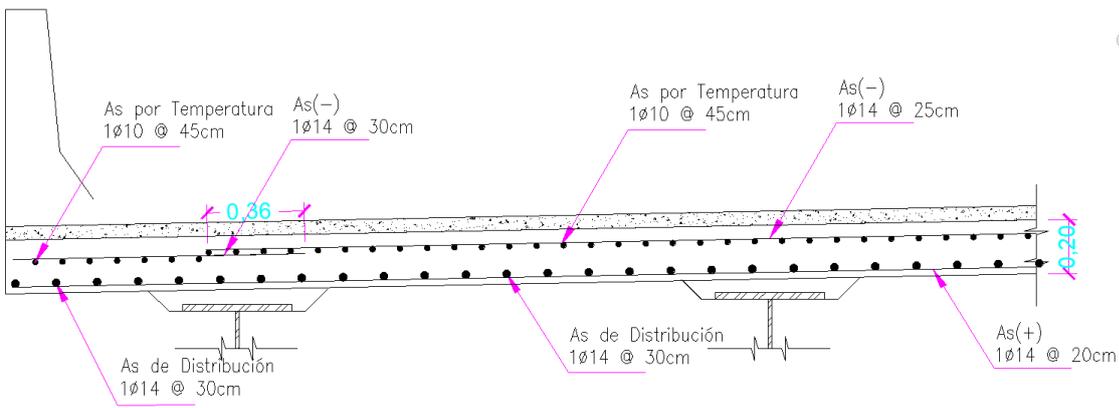


Figura 0.25. Distribución de acero en losa (Tramo 2)

3.4 Viga

3.4.1 Propiedades de la viga

Las propiedades de la viga W145cm y W70cm se definen a continuación en las Tablas 3.11 y 3.12:

Tabla 0.11. Propiedades de la viga W145cm (Tramo 1)

PROPIEDADES	
ÁREA [cm ²]	516.98
I _x [cm ⁴]	1799398.46
I _y [cm ⁴]	58447.48
R _x [cm]	59.00
R _y [cm]	10.63

Sx [cm3]	24819.29
Sy [cm3]	2337.90
Zx [cm3]	28166.75
Zy [cm3]	3600.7

Tabla 0.12. Propiedades de la viga W70cm (Tramo 2)

PROPIEDADES	
ÁREA [cm2]	297.50
Ix [cm4]	262244.79
Iy [cm4]	26703.23
Rx [cm]	29.69
Ry [cm]	9.47
Sx [cm3]	7492.71
Sy [cm3]	1335.16
Zx [cm3]	8334.38
Zy [cm3]	2036.6

3.4.2 Ancho efectivo del ala

El Artículo 10.3.8 establece que el ancho efectivo del ala será el menor de los siguientes valores:

$$B \leq \begin{cases} \frac{Luz}{4} \\ 12t \end{cases} \text{ o la distancia del centro de las vigas} \quad (3.19)$$

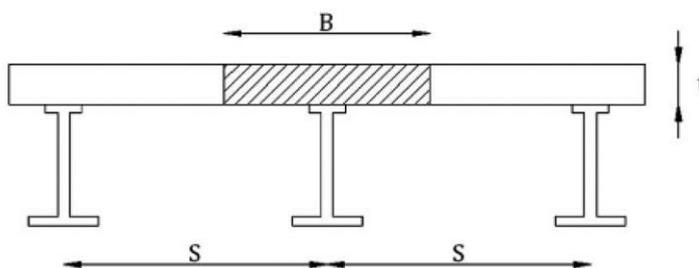


Figura 0.26. Esquema del ancho efectivo

Reemplazando:

Tramo 1:

$$B \leq \begin{cases} \frac{43}{4} = 10.75 \text{ m} \\ 12 \times 0.2 = 2.4 \text{ m} \\ 1.95 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rightarrow B = 1.95 \text{ m}$$

Tramo 2:

$$B \leq \begin{cases} \frac{20}{4} = 5 \text{ m} \\ 12 \times 0.2 = 2.4 \text{ m} \\ 1.95 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rightarrow B = 1.95 \text{ m}$$

3.4.3 Cargas muertas sobre la viga

Las cargas muertas sobre las que actuarán sobre la viga son las siguientes:

$$Bq_{losa} = \text{Ancho efectivo} \times \text{Espesor de losa} \quad (3.19)$$

$$q_{viga} = \text{Peso propio} + \%5 \text{ del peso propio} \quad (3.20)$$

$$q_{CA} = \frac{\text{Ancho de calzada} \times \text{Carga}}{\# \text{ vigas}} \quad (3.21)$$

$$q_{barrera} = \frac{\text{Densidad hormigón} \times A_{barrera} \times 2}{\# \text{ vigas}} \quad (3.22)$$

Tabla 0.13. Carga muerta sobre viga W145cm (Tramo 1)

CARGA MUERTA SOBRE LA VIGA TRAMO 1			
Peso Propio	Dc Losa	936	kg/m
	Dc Viga	426.07	kg/m
	Total	1362.07	kg/m
Sobreimpuesta	Bw calzada	195.5	kg/m
	Bw barrera	230.25	kg/m
	Total	425.75	kg/m
	Carga Muerta Total	1787.82	kg/m

Tabla 0.14. Carga muerta sobre viga W70cm (Tramo 2)

CARGA MUERTA SOBRE LA VIGA			
Peso Propio	Dc Losa	936	kg/m

	Dc Viga	245.18	kg/m
	Total	1181.18	kg/m
Sobreimpuesta	Bw calzada	195.5	kg/m
	Bw barrera	230.25	kg/m
	Total	425.75	kg/m
	Carga Muerta Total	1606.93	kg/m

3.4.4 Momentos por carga muerta

Para el cálculo de los momentos negativos por carga muerta se utiliza la siguiente fórmula:

$$M = \frac{WL^2}{8} \quad (3.23)$$

Tramo 1:

$$M_{\text{peso propio}} = 314807.62 \text{ [kg} \cdot \text{m]}$$

$$M_{\text{sobreimpuesta}} = 98401.47 \text{ [kg} \cdot \text{m]}$$

Tramo 2:

$$M_{\text{peso propio}} = 59059.16 \text{ [kg} \cdot \text{m]}$$

$$M_{\text{sobreimpuesta}} = 21287.5 \text{ [kg} \cdot \text{m]}$$

3.4.5 Cortantes por carga muerta

Para el cálculo de los momentos negativos por carga muerta se utiliza la siguiente fórmula:

$$V = \frac{WL}{2} \quad (3.24)$$

Tramo 1:

$$V_{\text{peso propio}} = 29284.43 \text{ [kg]}$$

$$V_{\text{sobreimpuesta}} = 9153.63 \text{ [kg]}$$

Tramo 2:

$$V_{\text{peso propio}} = 11811.83 \text{ [kg]}$$

$$V_{\text{sobreimpuesta}} = 4257.5 \text{ [kg]}$$

3.4.6 Cargas vivas sobre la viga

Para el cálculo del momento por carga viva máxima se toma el tipo de camión HS20-44. (Ver Figura 3.27)

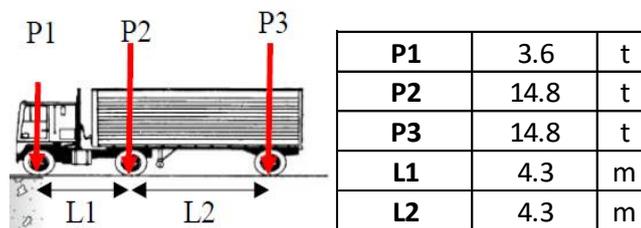


Figura 0.27. Camión tipo HS20-44

3.4.7 Momento por carga viva máxima

Se debe calcular la reacción A_y dada en el primer apoyo de la viga y así encontrar el momento máximo bajo la carga P2, M_L . (Ver Figura 3.28)

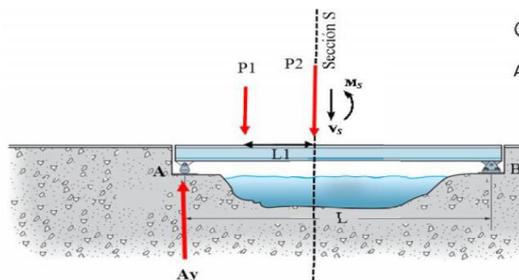


Figura 0.28. Reacción de carga viva sobre la viga

Para el cálculo de la fuerza resultante y distancia x donde se ubica la fuerza resultante:

$$Fr = P1 + P2 + P3$$

$$x = \frac{(P2 * L1) + (P3(L1 + L2))}{Fr}$$

También se calcula la reacción A_y dada en el primer apoyo de la viga:

$$A_y = \frac{\left(Fr \left(\left(\frac{\text{Longitud de vano}}{2} \right) - \left(\frac{(x - L1)}{2} \right) \right) \right)}{\text{Longitud de vano}}$$

Finalmente, el Momento máximo bajo la carga P2:

$$M_L = \left(A_y \left(\left(\frac{L_{vano}}{2} \right) - \left(\frac{(x - L1)}{2} \right) \right) \right) - (P1 * L1)$$

Tramo 1:

$$F_r = 33.2 \text{ Ton}$$

$$X = 5.75 \text{ m}$$

$$A_y = 16.04 \text{ Ton}$$

$$M_L = 317.75 \text{ [Ton - m]}$$

Tramo 2:

$$F_r = 33.2 \text{ Ton}$$

$$X = 5.75 \text{ m}$$

$$A_y = 15.40 \text{ Ton}$$

$$M_L = 127.31 \text{ [Ton - m]}$$

3.4.8 Diseño por método LFD

El Artículo 3.12.1 de la AASHTO indica que la carga viva no se reduce debido al número de carriles.

El Artículo 3.23.2 de la AASHTO indica que el factor de distribución por carga viva se encuentra mediante:

$$\text{Factor de distribución} = \frac{S}{1.6764} \quad (3.25)$$

Donde:

S: Longitud efectiva (m)

El Artículo 3.8.2 de la AASHTO indica que el impacto por factor de carga viva es:

$$I = \frac{50}{L + 125} [\%]; I_{m\acute{a}x} = 30\% \quad (3.26)$$

Donde:

L : Longitud de viga (m)

3.4.9 Momento por carga viva de diseño

El momento por carga viva se encuentra mediante la siguiente fórmula:

$$M_{LL+I} = M_L \times FD \times I$$

Tramo 1:

$$FD = 1.01$$

$$I = 0.19$$

$$M_{LL+I} = 191.38 [Ton - m]$$

Tramo 2:

$$FD = 1.04$$

$$I = 0.26$$

$$M_{LL+I} = 83.88 [Ton - m]$$

3.4.10 Cortante por carga viva de máxima en los extremos

Se analiza el camiqn HS20 cuando se encuentra el peso P3 en el apoyo Ay de la Figura 26.

Tramo 1:

$$u = L - L1 - L2 = 34.4$$

$$A_y = 31.00 [Ton]$$

$$V_{LL+I} = 18.67 [Ton]$$

Tramo 2:

$$u = 11.4 m$$

$$A_y = 28.47 [Ton]$$

$$V_{LL+I} = 18.76 [Ton]$$

3.4.11 Cortante por carga viva de máxima en el centro del claro

En la Figura 3.29 y 3.30 se muestra el camión de diseño en el centro del claro.

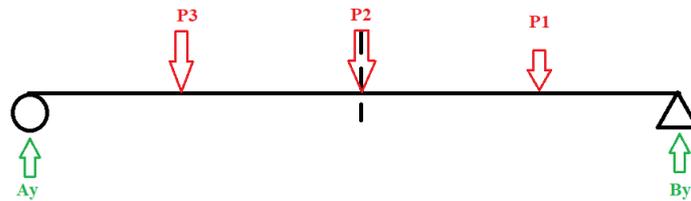


Figura 0.29. Camión HS20 en el centro del claro

Tramo 1:

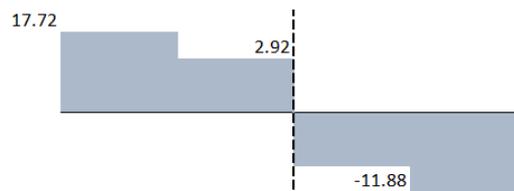


Figura 0.30. Diagrama de cortante por carga viva máxima en el centro del claro para Tramo 1

$$V_{LL+I} = -7.16 [Ton]$$

Tramo 2:



Figura 0.31. Diagrama de cortante por carga viva máxima en el centro del claro para Tramo 2

$$V_{LL+I} = -6.98 [Ton]$$

3.4.12 Diseño por factor de carga

La combinación de carga muerta (D) + carga viva e impacto (L+I) prevé la siguiente combinación de carga:

$$\text{Grupo I} = \gamma(B_D D + B_L(L + I)) \quad (3.27)$$

Donde:

γ : Factor de carga.

B_D : Factor para miembros a flexión y tensión.

B_L : Factor por carga viva e impacto de carga por camión H o HS.

Para el diseño por factor de carga es necesario tener los valores de γ , B_D , B_L , posterior a esto se puede calcular el momento último (M_u), cortante último en el centro de claro (V_u CC) y apoyos (V_u AP):

Gamma	1.3
Bd	1
Bl	1.67

Tramo 1:

Mu	952.67	Ton-m
Vu CC	-15.53	Ton
Vu AP	90.51	Ton

Tramo 2:

Mu	286.56	t.m
Vu CC	-15.15	t
Vu AP	61.61	t

3.4.13 Verificación por momento

Se realiza la verificación de la capacidad de momento de la viga:

$$M_{u,viga} = F_y Z_x$$

Tramo 1:

$$M_{u,viga} = 990.8 [Ton - m] > M_u \rightarrow OK$$

Tramo 2:

$$M_{u,viga} = 293.2 [Ton - m] > M_u \rightarrow OK$$

3.4.14 Verificación por corte

3.4.14.1 Resistencia Nominal al corte sin rigidizadores en el alma (en los extremos)

El Art. 6.10.5 de la AASHTO establece que el cortante debe investigarse por fatiga, debiendo satisfacer los siguientes requisitos:

$$V_u \leq V_{cr} \quad (3.28)$$

Donde:

V_u : Corte en el alma en la sección considerada debido a la carga permanente no mayorada

más la sobrecarga de fatiga (T).

V_{cr} : Resistencia al pandeo por corte (T).

$$V_n = V_{cr} = CxV_p \quad (3.29)$$

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w \quad (3.30)$$

Donde:

V_{cr} : Resistencia al pandeo por corte.

C : Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte.

V_p : Fuerza de corte plástico.

La relación C se determina según AASHTO Art. 6.9.10.9.3.2 del LRFD:

Si $\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$, entonces: $C = 1$

De no cumplir la condición anterior, se tienen dos opciones más para calcular el valor de C:

- Si $1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.4 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$, entonces: $C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$

- Si $\frac{D}{t_w} > 1.4 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$, entonces: $C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$

- Si $\frac{D}{t_w} > 1.4 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$, entonces: $C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$

Donde:

k : Coeficiente de pandeo al corte. Donde $K=5$ si no se tiene rigidizadores.

Además, si $\frac{d}{t_w} < 502k^{\frac{0.5}{F_y^{0.5}}}$, entonces cortante no cumple y se deberá usar rigidizadores.

Tramo 1:

$$502k^{\frac{0.5}{F_y^{0.5}}} = 60.46 > 82 \rightarrow \text{NO OK, Necesita rigidizadores}$$

Tramo 2:

Vp	198.93
k	5
$502k^{\frac{0.5}{F_y^{0.5}}}$	60.46
C	1
Vu	198.93

$$V_{u,CC} \leq V_u \rightarrow \text{OK}$$

3.4.14.2 Resistencia Nominal al corte sin rigidizadores en el alma (en el apoyo)

Tramo 2:

$$V_{u,AP} \leq V_u \rightarrow \text{OK}$$

3.4.15 Comprobación de sección compacta

3.4.15.1 Pandeo local del ala

Si $\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{343.87}{F_y^{0.5}}$, entonces la viga no se flexiona en el ala y es compacta. Caso contrario se deberá escoger otras dimensiones de viga.

Donde:

b_f : ancho del ala.

t_f : espesor del ala.

Tramo 1:

$\frac{b_f}{t_f}$	17.86
$\frac{343.87}{F_y^{0.5}}$	18.52
Comprobación	OK

Tramo 2:

$\frac{b_f}{t_f}$	16.00
$\frac{343.87}{F_y^{0.5}}$	18.52
Comprobación	OK

3.4.15.2 Pandeo local del alma

Si $\frac{D}{t_w} \leq \frac{1608.9}{F_y^{0.5}}$, entonces la viga no se flexiona en el alma y es compacta. Caso contrario se deberá escoger otras dimensiones de viga.

Donde:

D : Peralte de la viga sin considerar los espesores del ala.

t_w : Espesor del alma.

Tramo 1:

$\frac{D}{t_w}$	82.00
D	1394
$\frac{1608.9}{F_y^{0.5}}$	86.65
Comprobación	OK

Tramo 2:

$\frac{D}{t_w}$	43.33
D	650
$\frac{1608.9}{F_y^{0.5}}$	86.65
Comprobación	OK

Con el proceso realizado se concluye que todas las comprobaciones fueron satisfactorias mostrando así que la viga escogida presenta una geometría adecuada. La capacidad de la viga ya sea por flexión y corte es lo suficientemente adecuada para que pueda soportar las cargas vivas y muertas que se presentarán en el puente que se está diseñando.

3.4.16 Sección compuesta

Para la sección compuesta a corto plazo, el área transformada de concreto se calculará dividiendo el área del ancho efectivo de la losa entre el factor n, para tener en cuenta los efectos del creep, que disminuirán el módulo de elasticidad del concreto a lo largo del tiempo. Para $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$, el factor n será igual a 8.

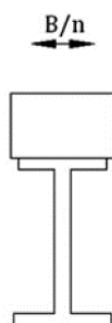


Figura 0.32. Sección a corto plazo

Tabla 0.15. Sección compuesta a corto plazo del Tramo 1

n	8	
---	---	--

Espesor losa	20	cm
h viga	145.00	cm
A viga	516.98	cm ²
Ix viga	1799398.46	cm ⁴
A losa	487.5	cm ²
Ix losa	16250.0	cm ⁴
A tot	1004.48	cm ²
ys	52.46	cm
yi	112.54	cm
Ix tot	3523361.77	cm ⁴

Tabla 0.16. Sección compuesta a corto plazo del Tramo 2

n	8	
Espesor losa	20	cm
h viga	70.00	cm
A viga	297.50	cm ²
Ix viga	262244.79	cm ⁴
A losa	487.5	cm ²
Ix losa	16250.0	cm ⁴
A tot	785.00	cm ²
ys	27.05	cm
yi	62.95	cm
Ix tot	652619.99	cm ⁴

3.5 Rigidizadores

3.5.1 Rigidizador transversal intermedio

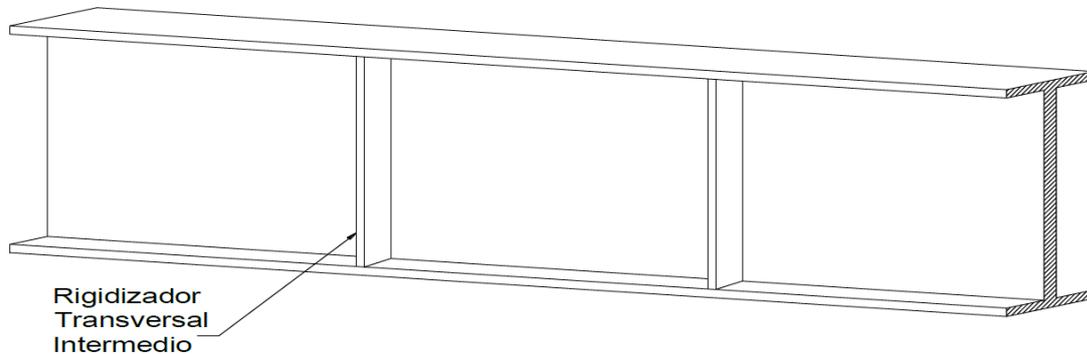


Figura 0.33. Rigidizador transversal intermedio

Los rigidizadores intermedios son utilizados para dar rigidez a la viga y se ubican a una distancia calculada. Cuando se tiene un cortante en una sección de la viga se producen tensiones y compresiones diagonales que pueden generar el pandeo del alma, en este momento es que son necesarios los rigidizadores; su función es crear tableros en la viga que resistan cortantes incrementadas o crear campos de tensión para resistir la compresión diagonal.

3.5.2.1 Ancho saliente

La AASHTO indica que, “el ancho de un rigidizador transversal intermedio, placa o ala sobresaliente de un ángulo, debe ser, por lo menos”:

$$b_t \geq 50 + \frac{d}{30} \quad (3.31)$$

$$16b_t \geq b_t \geq \frac{b_f}{4} \quad (3.32)$$

Donde:

b_f : Ancho total del ala de compresión más ancha dentro de la sección (mm).

d : Profundidad total de la sección de acero (mm).

t_p : Espesor de un elemento rigidizador saliente (mm).

El borde exterior de todos los rigidizadores transversales deberá estar a una distancia mayor o igual que 25 mm del borde exterior de cualquiera de las alas.

D	145.00	cm	
D	1450	mm	
bf	50.00	cm	
bf	500	mm	
bt	98.33333	mm	
Aproximar	125	mm	OK
bt			
VERIFICAR			
tp	>=	bt/16	
		7.8125	
Aproximar	8	mm	OK
tp			
bt	>=	0.25bf	OK

3.5.1.2 Momento de inercia

Según la AASHTO, “el momento de inercia de cualquier rigidizador transversal debe satisfacer”:

$$I_t \geq d_o t_w^2 J \quad (3.33)$$

$$J = 2.5 \left(\frac{D}{d_o} \right)^2 - 2.0 \geq 0.5 \quad (3.34)$$

Donde:

J : Relación requerida entre la rigidez de un rigidizador y la de la placa de alma.

d_o : Separación entre rigidizadores transversales (mm).

I_t : Momento de inercia del rigidizador transversal respecto del borde en contacto con el alma en el caso de rigidizadores simples y respecto de la mitad del espesor del alma en el caso de pares de rigidizadores (mm⁴).

do	1400	mm	
tw	17	mm	
J	>=	0.5	OK

0.68

$$I_t \geq \frac{d_o^3 J}{4689283} \text{ mm}^4$$

Para que el alma pueda tener adecuada resistencia al pandeo por corte, el rigidizador transversal debe tener la rigidez necesaria para mantener un empinamiento con deflexión lateral prácticamente cero en la totalidad de la línea del rigidizador.

3.5.1.3 Resistencia Nominal al corte con rigidizadores en el alma

El Art. 6.10.5 de la AASHTO establece que el cortante debe investigarse por fatiga, debiendo satisfacer los siguientes requisitos:

$$V_u \leq V_{cr} \quad (3.35)$$

$$V_n = V_{cr} = CxV_p \quad (3.36)$$

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w \quad (3.37)$$

La relación C se determina según AASHTO Art. 6.9.10.9.3.2 del LRFD:

Si $\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$, entonces: $C = 1$

De no cumplir la condición anterior, se tienen dos opciones más para calcular el valor de C:

- Si $1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.4 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$, entonces: $C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$

- Si $\frac{D}{t_w} > 1.4 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$, entonces: $C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$

- Si $\frac{D}{t_w} > 1.4 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$, entonces: $C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$

Coeficiente de pandeo al corte para rigidizadores en vigas:

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}$$

Vp	502.93	Ton
k	10.4	
C	1	
Vu	502.93	Ton
Comprobación	OK	

3.5.1.4 Área

Según la AASHTO, “los rigidizadores transversales intermedios que deban soportar las fuerzas impuestas por la acción del campo de tensiones del alma deberán satisfacer”:

$$A_s \geq [0.15B \left(\frac{D}{t_w}\right) (1 - C) \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n}\right) - 18] \left(\frac{F_{yw}}{F_{crs}} t_w^2\right) \quad (3.38)$$

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p}\right)^2} \leq F_{ys} \quad (3.39)$$

Donde:

F_{crs} : Tensión de pandeo local elástico para el rigidizador (MPa).

ϕ_v : Factor de Resistencia para corte.

A_s : Área del rigidizador (mm²)

B : 1.0 para pares de rigidizadores, 1.8 para rigidizadores simples y 2.4 para rigidizadores de placa simple.

C : Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte.

F_{ys} : Mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa).

V_n : Resistencia nominal al corte determinada para almas no rigidizadas y rigidizadas, respectivamente (N).

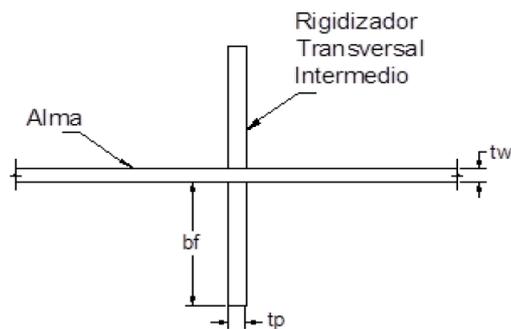
V_u : Corte debido a las cargas mayoradas en el Estado Límite de Resistencia (N)

Vu	90.51	Ton
ϕ	1	
Fyw	345	MPa
Fys	250	MPa

Fcrs	250	MPa	
B	1	pares de	
		rigidizadores	
	1.8	rigidizadores simples	
	2.4	rigidizadores de placa	
		simple	
C	1		
As	>=	-7173.31	mm ²

Cuando A_s da un resultado negativo, en estos casos el área requerida es nula, por lo tanto, el rigidizador solo debe ser dimensionado por rigidez, entonces tenemos que las dimensiones propuestas para nuestro rigidizador son definitivas por satisfacer todos los requisitos.

3.5.1.5 Sección definitiva



$$b_t = 125 \text{ mm}$$

$$t_p = 8 \text{ mm}$$

3.5.2 Rigidizador de apoyo

3.5.2.1 Ancho saliente

La AASHTO indica que, “el ancho, b_t , de cada elemento rigidizador saliente deberá satisfacer”:

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{yt}}} \quad (3.40)$$

Donde:

F_{yt} : Mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa).

t_p : Espesor del elemento rigidizador saliente (mm).

Adoptar $t_p = 15 \text{ mm}$.

E	200000	MPa	
Fyt	250	MPa	
tp	15	mm	
bt	<=	203.6468	
Escoger	150	mm	OK
bt			

3.5.2.2 Resistencia al aplastamiento

La AASHTO indica que, “la resistencia al aplastamiento factorizada para los rigidizadores de apoyo será”:

$$(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n = \phi_b (1.44 A_{pn} F_{ys}) \quad (3.41)$$

Donde:

$(R_{sb})_n$: Resistencia nominal al aplastamiento para los extremos recortados de los rigidizadores de apoyo (N).

ϕ_b : Factor de Resistencia para aplastamiento.

A_{pn} : Área de los elementos de un rigidizador que sobresalen más allá de las soldaduras de filete entre el alma y un ala, pero no más allá del borde del ala (mm²).

F_{ys} : Mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa).

ϕ	1		
Apn	3375	mm ²	
(Rsb)n	121.50	T	
(Rsb)n	>	(Rsb)r	OK

3.5.2.3 Relación de esbeltez límite

Las especificaciones AASHTO establecen que, “los elementos solicitados a compresión deben satisfacer los requisitos de esbeltez”:

Para elementos principales: $\frac{Kl}{r} \leq 120$

Donde:

K : Factor de longitud efectiva.

l : Longitud no arriostrada (mm).

r : Mínimo radio de giro (mm).

K	0.75		
r	106.33	mm	
KL/r	<=	120	OK

3.5.2.4 Verificación de la relación ancho/espesor

Según las especificaciones AASHTO, “la verificación de la relación ancho/espesor” se hará con la siguiente relación:

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.42)$$

Donde:

k : Coeficiente de pandeo de placas. (Para placas apoyadas a lo largo de un borde $K=0.75$, AASHTO Art. 6.9.4.2)

b : Ancho de la placa (mm).

t : Espesor de la placa (mm).

$$10 \leq 21.2132 \quad \text{OK}$$

3.5.2.5 Resistencia axial a la compresión

Las especificaciones AASHTO indica que, “la resistencia nominal a la compresión, P_n , se debe tomar como”:

$$\text{Si } \lambda \leq 2.25, \text{ entonces: } P_n = 0.66 \lambda F_y A_g \quad (3.43)$$

$$\text{Si } \lambda > 2.25, \text{ entonces: } P_n = \frac{0.88 F_y A_g}{\lambda} \quad (3.44)$$

$$\lambda = \left(\frac{kl}{r_s \pi} \right)^2 \left(\frac{F_y}{E} \right) \quad (3.45)$$

Donde:

A_g : Área bruta de la sección transversal (mm²).

F_y : Mínima resistencia a la fluencia especificada (MPa).

E : Módulo de elasticidad (MPa).

K : Factor de longitud efectiva.

l : Longitud no arriostrada (mm).

r_g : Radio de giro respecto del plano de pandeo (mm).

Las especificaciones AASHTO establecen que: “la resistencia axial mayorada, P_r , se determinará usando la mínima resistencia a la fluencia especificada de las placas rigidizadoras, F_{ys} . El radio de giro se calculará respecto de la mitad del espesor del alma y la longitud efectiva se deberá tomar igual a $0.75D$, siendo D la profundidad del alma”

$$P_r = \phi_c P_n \quad (3.46)$$

Donde:

P_n : Resistencia nominal a la compresión según corresponda (N).

ϕ_c : Factor de Resistencia para compresión.

λ	0.013			
A_g	5.170	mm ²		
P_n	1285.355	T		
P_n	>	P_r	OK	

La resistencia nominal del rigidizador propuesto es mayor a lo solicitado, por lo tanto, se considera que la sección propuesta en el diseño es suficiente.

3.5.2.6 Sección definitiva

Las AASHTO indica que, “para los rigidizadores que consisten en dos placas soldadas al alma, la sección de columna efectiva consiste en los dos elementos rigidizadores, más una franja central del alma que se extiende hasta $9t_w$ a cada lado de los rigidizadores”.

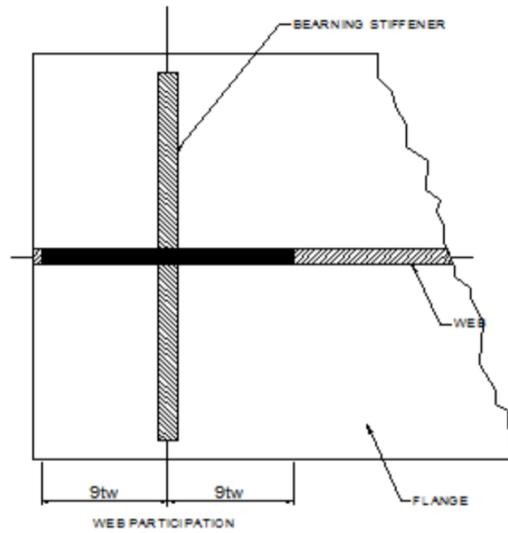


Figura 0.34. Sección de rigidizador de apoyo [AASHTO LRFD]

$$t_p = 15 \text{ mm}$$

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

La sección efectiva consiste en los refuerzos de la sección del rigidizador de apoyo, más una longitud de 9 veces el espesor del alma de la viga a cada lado

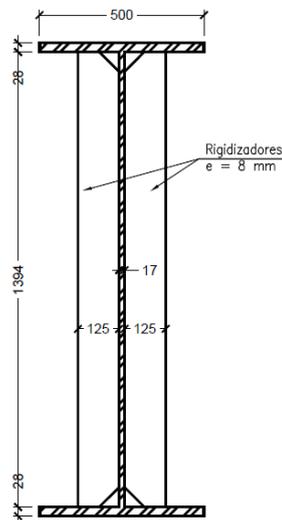


Figura 0.35. Rigidizadores dobles

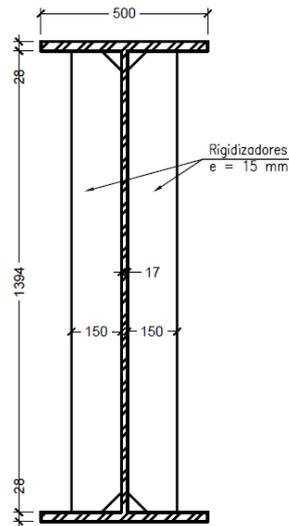


Figura 0.36. Rigidizadores de apoyo

3.6 Deflexiones

3.6.1 Deflexiones debido a la carga permanente

3.6.1.2 Sección de acero no compuesta

A partir de las características de la sección no compuesta mostradas en la sección 5.4.1, se calculó:

Tramo 1:

Deflexión debido al peso propio de vigas:

$$\Delta_{pp1} = \frac{5(W_{vm})L^4}{384EI} = 4.925 \text{ cm}$$

Deflexión debido al peso de la losa:

$$\Delta_{pp2} = \frac{5(W_{vm})L^4}{384EI} = 5.823 \text{ cm}$$

Deflexión total debido a la carga muerta en la sección no compuesta:

$$\Delta_1 = 10.748 \text{ cm}$$

Tramo 2:

$$\Delta_{pp1} = 0.912 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pp2} = 1.867 \text{ cm}$$

$$\Delta_1 = 2.779 \text{ cm}$$

3.6.1.2 Sección compuesta a largo plazo (n=3)

A partir de las características de la sección no compuesta mostradas, calculamos la deflexión debido al peso de la carpeta asfáltica:

Tramo 1:

$$\Delta_2 = \frac{5(w_{asf})L^4}{384EI_{x,tot}} = \frac{5\left(\frac{115}{100}\right)x4300^4}{384x2039477.76x3523361.774} = 0.712 \text{ cm}$$

Tramo 2:

$$\Delta_2 = \frac{5(w_{asf})L^4}{384EI_{x,tot}} = \frac{5\left(\frac{115}{100}\right)x2000^4}{384x2039477.76x652619.99} = 0.18 \text{ cm}$$

3.6.1.3 Contraflecha

La deflexión total debido a cargas permanentes es:

Tramo 1:

$$\Delta_{CM} = \Delta_1 + \Delta_2 = 114.6 \text{ mm}$$

A las vigas se les deberá aplicar una contraflecha de 115 mm en el centro.

Tramo 2:

$$\Delta_{CM} = \Delta_1 + \Delta_2 = 29.59 \text{ mm}$$

A las vigas se les deberá aplicar una contraflecha de 30 mm en el centro.

3.6.2 Deflexiones debido a la carga viva

El Artículo 2.5.2.6.2. de la AASHTO establece que “para hallar la máxima deflexión absoluta del puente, se debe considerar que todas las vías están cargadas y que todas las vigas se deflectarán por igual”. Esto equivale a decir que debe considerarse un factor de distribución igual al número de vías dividido entre el número de vigas. Dado que se cuenta con 2 vías y 4 vigas, se tomó un factor de distribución de 0.5 carriles de diseño. Se multiplicó, además estas cargas por 1.33 para tener en cuenta los efectos dinámicos.

El Artículo 3.6.1.3.2. de la AASHTO establece que “para el cálculo de deflexiones debido a carga viva, deberá considerarse únicamente la deflexión debida a la carga del camión, o el 25% de la carga del camión más la carga distribuida del carril de diseño”. Para hallar las deflexiones debido a la sobrecarga, se modeló una de las vigas del puente en SAP2000. Para modelar la sección compuesta de la viga se usará el módulo Section Designer del programa, el cual permitió modelar una sección de cualquier geometría y de más de un material.

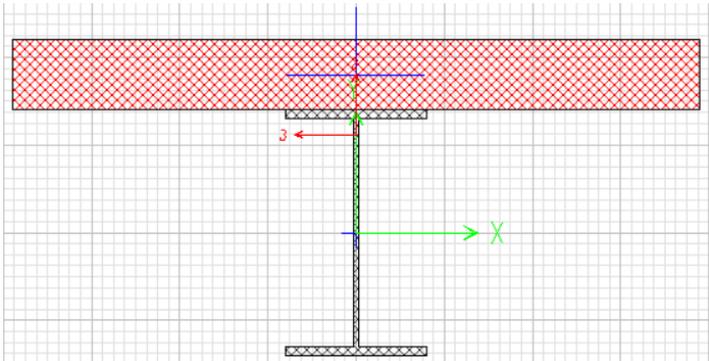


Figura 0.37. Modelación de la viga con Section Designer

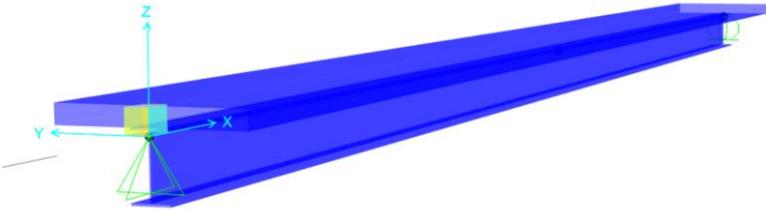


Figura 0.38. Modelo viga + losa

Vehicle name: Units:

Load Elevation:

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		0.952	4.8279
Leading Load	Infinite		0.952	4.8279
Fixed Length	4.27		0.952	19.3116
Variable Length	4.27	9.14	0.952	19.3116
Trailing Load	Infinite		0.952	

Figura 0.39. Camión de diseño

Vehicle name: Units:

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		0.952	15.0822
Leading Load	Infinite		0.952	15.0822
Fixed Length	1.2		0.952	15.0822
Trailing Load	Infinite		0.952	

Figura 0.40. Tandem de diseño

Vehicle Class Name:

Define Vehicle Class

Vehicle Name	Scale Factor
VEH2	0.5
VEH1	0.5
VEH2	0.5

Buttons: Add, Modify, Delete

Figura 0.41. Factor de distribución

Frame Distributed Loads

Load Pattern Name: Units:

Load Type and Direction

Forces Moments

Coord Sys:

Direction:

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1.	2.	3.	4.
Distance	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0.25"/>	<input type="text" value="0.75"/>	<input type="text" value="1."/>
Load	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load

Load:

Buttons: OK, Cancel

Figura 0.42. Sobrecarga distribuida

Property Data

Section Name			
W145cm+losa			
Properties			
Cross-section (axial) area	0.1002	Section modulus about 3 axis	0.0313
Moment of Inertia about 3 axis	0.0352	Section modulus about 2 axis	0.0164
Moment of Inertia about 2 axis	0.0159	Plastic modulus about 3 axis	0.0561
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0261
Shear area in 2 direction	0.028	Radius of Gyration about 3 axis	0.5926
Shear area in 3 direction	0.062	Radius of Gyration about 2 axis	0.399
Torsional constant	9.472E-04	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Figura 0.43. Propiedades de sección del Tramo 1 [SAP 2000]

Property Data

Section Name			
W70cm+losa			
Properties			
Cross-section (axial) area	0.0782	Section modulus about 3 axis	0.0104
Moment of Inertia about 3 axis	6.517E-03	Section modulus about 2 axis	0.016
Moment of Inertia about 2 axis	0.0156	Plastic modulus about 3 axis	0.0188
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.024
Shear area in 2 direction	0.0149	Radius of Gyration about 3 axis	0.2886
Shear area in 3 direction	0.0553	Radius of Gyration about 2 axis	0.447
Torsional constant	8.575E-04	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Figura 0.44. Propiedades de sección del Tramo 2 [SAP 2000]

Se comprobó que las propiedades de la sección calculadas con el SAP2000 que se muestran en la ventana "Property Data", se asemejan a las propiedades calculadas en la sección 3.4.16, con lo cual se comprobó que el programa también utiliza el factor de "n" para transformar el área de concreto. Por ejemplo, los valores de área transformada e inercia total para el Tramo 1, fue de 0.1005 m² y 0.0352 m⁴ respectivamente, mientras que el valor calculado con el programa fue de 0.1002 m² y 0.0352 m⁴ (Ver Figura 3.43). Para el Tramo 2, el área transformada y la inercia calculada fue de 0.0785 m² y 0.00653 m⁴, mientras que el valor calculado con el programa fue de 0.0782 m² y 0.00651 m⁴ (Ver Figura 3.44).

Las deflexiones calculadas por el programa se muestran en las siguientes Figuras. Se toman los valores de desplazamiento en la dirección "3", definido por el programa como la dirección vertical.

Tramo 1:



Figura 0.45. Deflexión por sobrecarga distribuida (Tramo 1)

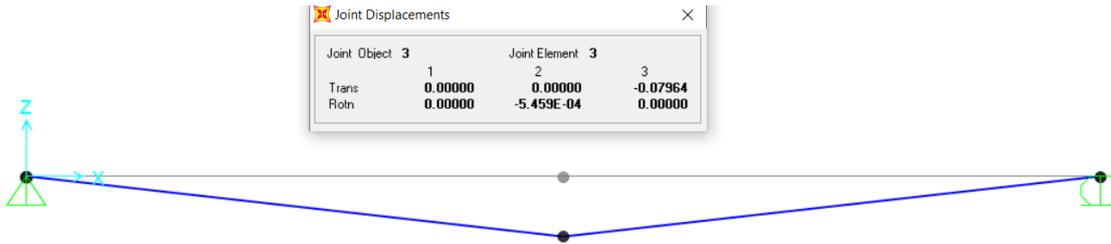


Figura 0.46. Deflexión por sobrecarga del camión HL-93 (Tramo 1)

Considerando el 25% del camión y la sobrecarga distribuida:

$$\Delta_3 = 0.02992 + 0.25 \times 0.07964 = 0.04983 \text{ m} = 4.98 \text{ cm}$$

El artículo 2.5.2.6.2 de las especificaciones de la AASHTO establece que, para puentes vehiculares, la deflexión máxima debe ser de $L/800$.

$$\frac{L}{800} = \frac{4300}{800} = 5.34 \text{ cm}$$

$$\Delta_3 = 4.98 < 5.34 \text{ cm} \rightarrow OK$$

Tramo 2:



Figura 0.47. Deflexión por sobrecarga distribuida (Tramo 2)



Figura 0.48. Deflexión por sobrecarga del camión HL-93 (Tramo 2)

$$\Delta_3 = 0.00764 + 0.25 \times 0.03252 = 0.01577 \text{ m} = 1.58 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{800} = \frac{2000}{800} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\Delta_3 = 1.58 < 2.5 \text{ cm} \rightarrow OK$$

3.7 Conectores de corte

La AASHTO determina que los conectores de corte “son dispositivos que sirven como unión entre la viga metálica y la losa de concreto de manera que impide la separación vertical entre ambos y logrando que trabajen en forma conjunta. Se diseñan para resistir toda la fuerza cortante entre la viga y la losa, originada por la sobrecarga más el impacto, debiendo ser capaces de resistir los movimientos tanto verticales como horizontales entre el acero y el hormigón”.

La AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD establece que, “los conectores se diseñan por el estado límite de fatiga y se realiza la verificación por resistencia”.

Para considerar que las vigas principales actúan de forma compuesta con la losa, se deben diseñar conectores de corte y deben cumplir lo establecido en el Artículo 6 del AASHTO LRFD en el caso de vigas metálicas.

Los conectores de corte deben ser colocados a lo largo de toda la longitud de la viga. Para el diseño se adoptó conectores tipo STUDS.

3.7.1 Dimensiones de los STUDS

Se adoptó las siguientes dimensiones para el **Tramo 1**:

$$d = 0.75 \text{ in}$$

d	19.05	mm
h	5	in
h	127	mm

Se adoptó las siguientes dimensiones para el **Tramo 2**:

d	1.00	in
d	25.40	mm
h	5	in
h	127	mm

3.7.2 Separación transversal

La AASHTO indica que “se deberán colocar conectores de corte transversalmente en el ala superior de la sección de acero. La separación entre dichos conectores de corte podrá ser constante o variable. La separación entre centros de los conectores de corte tipo perno no deberá ser menor que 4.0 diámetros del perno medidos en forma transversal al eje longitudinal del elemento. La distancia libre entre el borde del ala superior y el borde del conector de corte más próximo no deberá ser menor que 25 mm”

Tramo 1:

Ancho del ala	500	mm	
Rec. concreto	50	mm	
d conector	19.05	mm	
Esp. transversal	150	mm	OK
# espacios	2		
# studs direc.	3		
Trans			

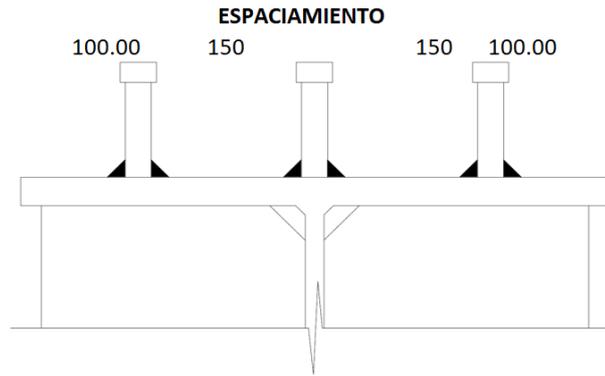


Figura 0.49. Espaciamento de Studs para viga del Tramo 1

Tramo 2:

Ancho del ala	400	mm	
Rec. concreto	50	mm	
d conector	25.40	mm	
Esp. transversal	150	mm	OK
# espacios	2		
# studs direc.	3		

Trans

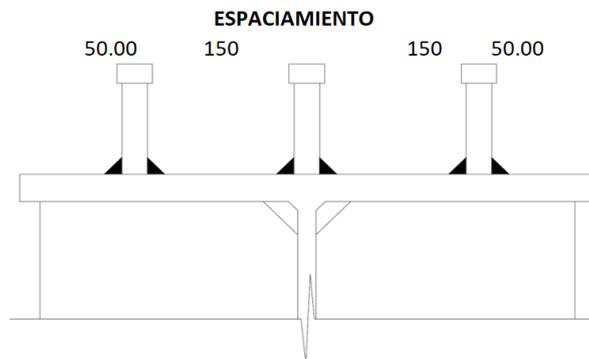


Figura 0.50. Espaciamento de Studs para viga del Tramo 2

3.7.3 Diseño por fatiga

Las especificaciones AASHTO indica que, “la resistencia al corte para fatiga de un conector de corte tipo perno individual, Z_r , se calculará como”:

$$Z_r = \alpha d^2 \geq \left(\frac{38}{2}\right) d^2 \tag{3.47}$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \log N \tag{3.48}$$

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL} \tag{3.49}$$

Donde:

d : Diámetro del perno (mm).

N : Número de ciclos.

n : Número de ciclos por pasada de camión. (AASHTO LRFD Tabla 6.6.1.2.5-2)

$(ADTT)_{SL}$: Número de vehículos por día.

Siendo:

$$(ADTT)_{SL} = 200 \frac{\text{vehículos}}{\text{día}}$$

$$n = 1 \text{ si } L > 12000 \text{ mm y } n = 2 \text{ si } L \leq 12000 \text{ mm}$$

$$n = 1$$

3.7.3.1 Rango de corte horizontal por fatiga

La fuerza cortante en la losa y viga se calcula aplicando la siguiente ecuación. Los parámetros I y Q se deberían determinar considerando el tablero dentro del ancho de ala efectivo:

$$V_{sr} = \frac{V_f x Q}{I} \quad (3.50)$$

$$Q = \frac{1}{n} x b_f x t_s x \left(y_t + \frac{t_s}{2} \right) \quad (3.51)$$

Donde:

I : Momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo (mm^4).

Q : Momento estático del área transformada a corto plazo del tablero de hormigón respecto del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo (mm^3).

5.7.3.2 Separación longitudinal entre conectores.

Según las especificaciones AASHTO, “la separación de los conectores debe satisfacer”:

$$\max p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} \rightarrow \max p \leq \frac{nZ_r}{V_f x \left(\frac{Q}{I} \right)} \quad (3.52)$$

$$V_f = 0.75V_{LL} \quad (3.53)$$

Donde:

n : Número de conectores de corte en una sección transversal.

p : Separación de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal (mm).

V_f : Cortante vertical bajo la combinación de cargas para Estado Límite de Fatiga (N).

Z_r : Resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte individual (N).

La separación entre los centros de los conectores de corte en la dirección de la carga no deberá ser mayor que 600 mm ni menor que seis veces el diámetro del conector.

Tramo 1:

n	1		
ADTT	200	veh/dia	
Vida útil	75	años	
N	5475000	ciclos	
alpha	39.22		
Zr	14232.19		OK
Q	30449555.4	mm ³	
	0.0304	m ³	
VLL	18.67	T	
Vf	139535.42	N	
max p	<=	180.82	mm
Escoger p	180	mm	
# total de conectores		239	studs/viga

Tramo 2:

n	1		
ADTT	200	veh/dia	
N	5475000	ciclos	
alpha	39.22		
Zr	25301.67		OK
Q	18063893.3	mm ³	

	0.0181	m ³	
VLL	18.76	T	
Vf	140177.51	N	
max p	<=	78.61	mm
Escoger p	75	mm	
# total de conectores		267	studs/viga

3.7.4 Verificación por resistencia

La AASHTO indica que “la resistencia nominal al corte de un conector de corte tipo perno embebido en un tablero de hormigón se tomará como”:

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n; \phi_{sc} = 0.85 \quad (3.54)$$

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f' c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (3.55)$$

Donde:

A_{sc} : Área de la sección transversal de un conector de corte tipo perno (mm²).

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón del tablero determinado (MPa).

F_u : Mínima resistencia al a tracción especificada de un conector de corte tipo perno (MPa).

En el Estado Límite de Resistencia el mínimo número de conectores de corte, n, se calculará utilizando la siguiente fórmula:

$$n = \frac{P}{Q_r} \quad (3.56)$$

Donde:

P : Fuerza de corte nominal total determinada (N).

Q_r : Resistencia al corte mayorado de un conector de corte (N).

P , Será tomado como el menor valor de:

La capacidad de la losa de concreto:

$$P_1 = 0.85 f' c b_s t_s$$

La capacidad de sección de acero:

$$P_2 = F_{yw}Dt_w + F_{yt}b_{ft}t_{ft} + F_{yc}b_{fc}t_{fc}$$

Tramo 1:

Asc	375.8	mm ²	
Ec	25399	Mpa	
Fu	345	MPa	ASTM A108
f'c	28	MPa	
Qn	158457.98	N	
Qr	134689.28	N	
P es el	9282000	N	
menor de	16266750	N	
P	9282000	N	
min n	273	OK	
# vigas	4		
# total de conectores	1112	studs	

Tramo 2:

Asc	375.8	mm ²	
Ec	25399	Mpa	
Fu	345	MPa	ASTM A108
f'c	28	MPa	
Qn	158457.98	N	
Qr	134689.28	N	
P es el	9282000	N	
menor de	9142500	N	
P	9142500	N	
min n	204	OK	
# vigas	4		
# total de conectores	1067	studs	

El número de conectores que requiere la estructura compuesta es menor que el propuesto, por lo tanto, queda conforme el diseño adoptado, garantizando un comportamiento monolítico.

3.8 Diafragmas

Los diafragmas sirven para transmitir cargas de la losa a las vigas principales, además rigidizan el sistema ante cargas laterales como cargas por sismo o viento. Se deben utilizar para luces mayores a 12 metros y se recomienda la colocación de diafragmas intermedios en el punto máximo de momento positivo según el Artículo 8.1.2 de la AASHTO.

Los diafragmas controlan los efectos de viento, sismo, montaje, deflexiones, entre otros. Además, ayudan a transferir cargas verticales entre las vigas principales y cargas horizontales del tablero a los apoyos. La condición que gobernará el diseño de los diafragmas será la transferencia de cargas laterales debido al sismo, del tablero de losa a los apoyos, debido a que el viento en el sitio es irrelevante.

En la Figura 3.51 se muestra una carga lateral sísmica en dirección perpendicular al eje del puente, esta carga deberá llegar a los apoyos a través de las vigas principales, por lo cual las almas de estas vigas se doblarán. Se diseñarán los diafragmas para que puedan transferir estas cargas a los apoyos. Los diafragmas tendrán una disposición tipo "K" como se muestra en la Figura 3.52.

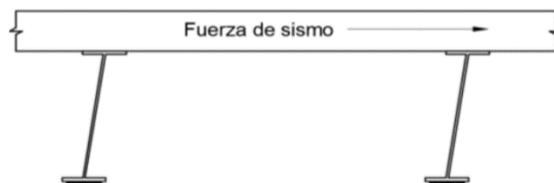


Figura 0.51. Transferencia de carga por sismo

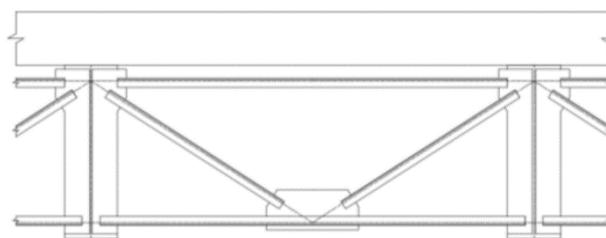


Figura 0.52. Diafragmas tipo "K"

El Artículo 3.10.9.1 de la AASHTO establece que "para puentes de un tramo, la fuerza de diseño para la conexión entre la superestructura y la subestructura deberá ser el

producto del coeficiente de aceleración, A_s , y la carga permanente tributaria.” En la Figura 3.53 se muestra el espectro de diseño definido por la AASHTO:

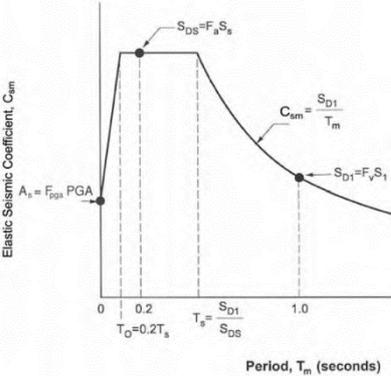


Figura 0.53. Espectro de diseño [Figura 3.10.4.1-1 AASHTO LRFD]

Además, El artículo 3.10.4.2 de la AASHTO establece que “el valor de A_s deberá tomarse como el producto de la aceleración pico del suelo y el factor de modificación por el tipo de suelo.” Utilizando una aceleración horizontal pico del suelo de 0.4 y un coeficiente por condición de suelo de 1.0 (Tabla 3.10.3.2-1 AASHTO), se obtiene:

$$A_s = 0.4$$

Se calcula el peso total del puente, multiplicando las cargas permanentes por metro de longitud, por la longitud del puente.

$$P_{puente} = Carga\ muerta\ total \times Luz$$

$$Carga\ sismica = A_s \times P_{puente}$$

Para el caso de la carga sísmica horizontal perpendicular al eje longitudinal del puente, dicha carga se repartirá entre todos los apoyos.

$$Carga\ sismica\ en\ apoyos = \frac{P_{puente}}{8}$$

Se realizó un análisis de los diafragmas con el programa SAP2000 aplicando las cargas horizontales que recibirá cada apoyo, como se muestra en la Figura 3.54 y 3.55 para cada tramo respectivamente.

Tramo 1:

PGA 0.4

Fpga	1	
As	0.4	Art. 3.10.4.2 AASHTO
Ppuente	76876.1 kg	
	1	
C. Sismica	30750.4 kg	Art. 3.10.9.1 AASHTO
	4	
C. S.	3843.81 kg	CARGA PARA
Apoyo		SAP2000

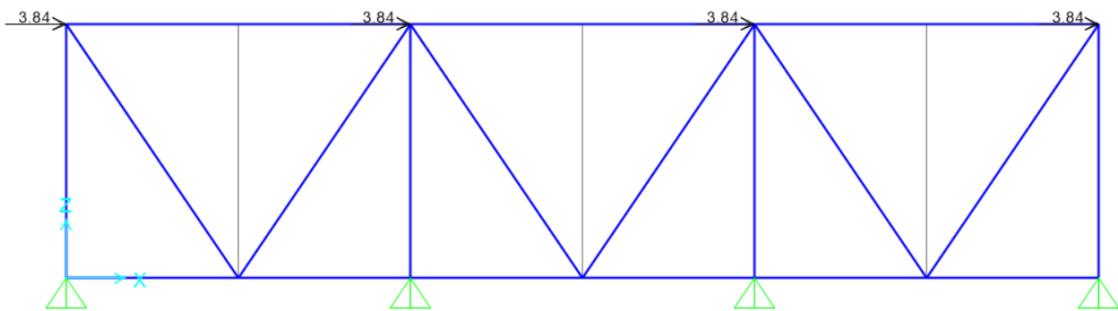


Figura 0.54. Modelado de diafragmas en SAP2000 para Tramo 1

Tramo 2:

PGA	0.4	
Fpga	1	
As	0.4	Artículo 3.10.4.2 AASHTO
Ppuente	32138.66 kg	
C. Sismica	12855.47 kg	Art. 3.10.9.1 AASHTO
C. S.	1606.93 kg	CARGA PARA
Apoyo		SAP2000

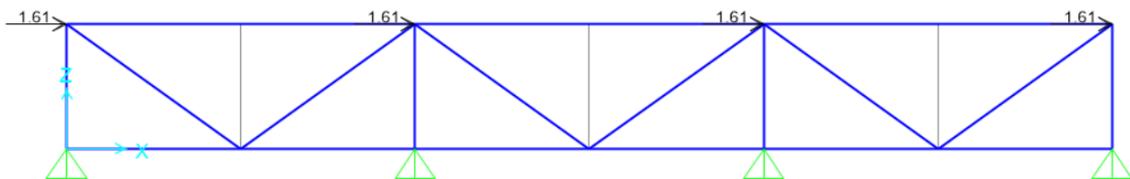


Figura 0.55. Modelado de diafragmas en SAP2000 para Tramo 2

3.8.1 Diseño de diagonales

Se analizó el **Tramo 1** con un perfil de L60x60x6mm y se verificó la resistencia a compresión y tracción. Los elementos se conectaron mediante soldadura y sin pernos. La unión de los perfiles con la viga se realizó mediante la conexión con los rigidizadores antes diseñados.

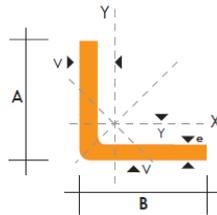


Figura 0.56. Perfil "L"

Tabla 0.17. Propiedades del perfil L60x60x6mm

DATOS DEL PERFIL "L"		
A	60	mm
B	60	mm
E	6	mm
A	6.6	cm ²
I _x	22.56	cm ⁴
r _x	1.85	cm
F _y	3515	kg/cm ²
E	2038700	kg/cm ²
F _u	4570	kg/cm ²

Para el **Tramo 2** se utilizó el perfil L40x40x4mm, se verificó la resistencia a compresión y tracción. Los elementos se conectaron mediante soldadura, sin pernos y se diseñó el rigidizador para la conexión con los perfiles.

Tabla 0.18. Propiedades del perfil L40x40x4mm

DATOS DEL PERFIL "L"		
A	40	mm
B	40	mm
E	4	mm
A	2.94	cm ²
I _x	4.46	cm ⁴

rx	1.23	cm
Fy	3515	kg/cm ²
E	2038700	kg/cm ²
Fu	4570	kg/cm ²

3.8.1.1 Resistencia a la compresión

Las cargas obtenidas de diseño en SAP2000 fueron los siguientes:

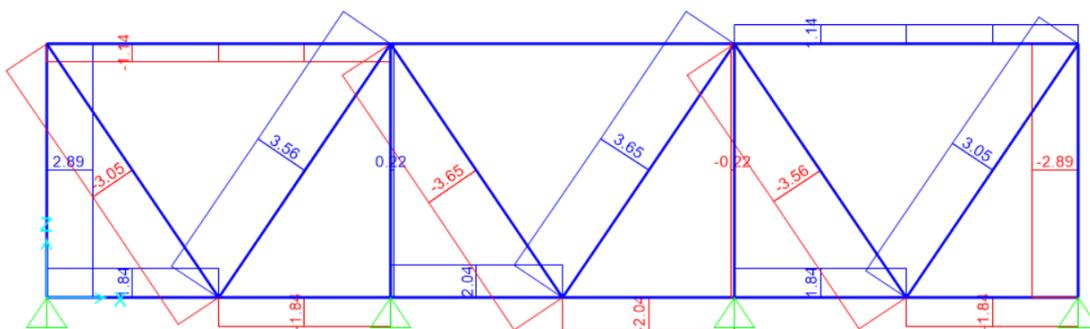


Figura 0.57. Carga axial de diseño para Tramo 1

$$P_u = 3652.3 \text{ kg}$$

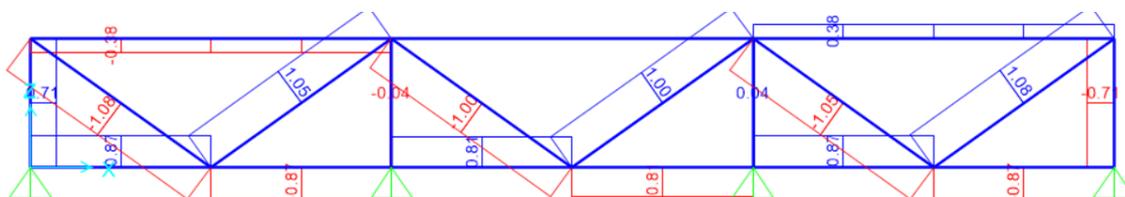


Figura 0.58. Carga axial de diseño para Tramo 2

$$P_u = 996.1 \text{ kg}$$

El Artículo 6.9.2.1 de de la AASHTO menciona que la resistencia a la compresión factorizada, P_r , debe tomarse como:

$$P_r = \phi_c P_n \quad (3.57)$$

Donde:

P_n : Resistencia a la compresión nominal como se especifica en Artículos 6.9.4 o 6.9.5, según corresponda.

ϕ_c : Factor de resistencia para la compresión como se especifica en Artículo 6.5.4.2. Es 0.9 para el estado límite de resistencia y 1.0 para el estado límite de evento extremo.

La resistencia nominal se determinará en base a la Ecuación 6.9.4.1.1-1 y 6.9.4.1.1-2 de la AASHTO.

$$- \text{ Si } \frac{P_e}{P_o} \geq 0.44, \text{ entonces: } P_n = \left(0.658 \left(\frac{P_o}{P_e} \right) \right) P_o \quad (3.58)$$

$$- \text{ Si } \frac{P_e}{P_o} < 0.44, \text{ entonces: } P_n = 0.877 P_e \quad (3.59)$$

Donde:

A_g : Área transversal de la sección (cm²)

P_o : Resistencia nominal a la fluencia. $P_o = F_y A_g$ (kg)

F_y : Resistencia mínima a la fluencia (kg/cm²)

P_e : Resistencia crítica al pandeo elástico determinada según lo especificado en el Artículo 6.9.4.1.2 para el pandeo por flexión, y según lo especificado en el Artículo 6.9.4.1.3 por pandeo por torsión o pandeo por torsión y por flexión, según corresponda.

El Artículo 6.9.4.4 de la AASHTO establece que “para ángulos simples sujetos a compresión, que están conectados en sus extremos sólo a través de una de sus patas, se pueden despreciar los momentos generados en sus extremos debido a la excentricidad de la conexión, y se puede analizar únicamente el estado límite de pandeo de flexión de acuerdo con las disposiciones de los Artículos 6.9.2.1, 6.9.4.1.1 y 6.9.4.1.2; y si para el cálculo de la resistencia se utiliza una esbeltez efectiva $\left(\frac{Kl}{r} \right)_{ef}$ en vez de la esbeltez real $\frac{Kl}{r}$.”

La esbeltez efectiva para ángulos de patas iguales debe calcularse siguiendo la Ecuación 6.9.4.4-1 y 6.9.4.4-2 de la AASHTO:

$$- \text{ Si } \frac{l}{r_x} \leq 80, \text{ entonces: } \left(\frac{Kl}{r} \right)_{ef} = 72 + 0.75 \frac{l}{r_x} \quad (3.60)$$

$$- \text{ Si } \frac{l}{r_x} > 80, \text{ entonces: } \left(\frac{Kl}{r} \right)_{ef} = 32 + 1.25 \frac{l}{r_x} \quad (3.61)$$

Donde:

l : Distancia entre los puntos de trabajo de las juntas medida a lo largo del ángulo (cm)

r_x : Radio de giro sobre el eje geométrico del ángulo paralelo a la pata conectada (cm)

El pandeo de flexión es una forma de pandeo en el cual el miembro se deflecta lateralmente sin torcerse o cambiar su sección transversal. La resistencia al pandeo elástico se calcula mediante la Ecuación 6.9.4.1.2-1 de la AASHTO:

$$P_e = \frac{\pi^2 E A_g}{\left(\frac{Kl}{r_s}\right)^2} \quad (3.62)$$

Donde:

A_g : Área transversal de la sección (cm²)

K : Factor de longitud efectiva en el plano de pandeo.

l : Longitud sin soporte en el plano de pandeo (cm)

r_s : Radio de giro alrededor del eje de pandeo.

Reemplazando con los datos del ángulo L60x60x6mm:

Tramo 1:

Pu	3652.3	kg	Dato SAP2000
l	1.75	m	
l/rx	94.509		
(kl/e)ef	150.14		Art. 6.9.4.4 AASHTO
Pe	5891.47	kg	
Po	23199	kg	
Pe/Po	0.254		
Pn	5166.82	kg	
ϕ_c	1		
$\phi_c P_n$	5166.82	kg	OK

Tramo 2:

Pu	996.1	kg	Dato SAP2000
l	1.20	m	
l/rx	97.450		

(kl/e)ef	153.81		Art. 6.9.4.4 AASHTO
Pe	2500.45	kg	
Po	10334.1	kg	
Pe/Po	0.242		
Pn	2192.89	kg	
ϕ_c	1		
$\phi_c P_n$	2192.89	kg	OK

3.8.1.2 Resistencia a la tensión

La Ecuación 6.8.2.1-2 de la AASHTO especifica que la resistencia factorizada de la sección neta es:

$$P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n U \quad (3.63)$$

Donde:

P_{nu} : Resistencia nominal a la tensión por fracción de la sección efectiva. (kg)

ϕ_u : Factor de resistencia para fractura de miembros a tensión, igual a 0.80 para el estado límite de resistencia y 1.0 para el estado límite de evento extremo.

F_u : Resistencia a la tensión (kg/cm²)

A_n : Área neta de la sección transversal del miembro (cm²)

U : Factor de reducción para tomar en cuenta el retraso de cortante. Debe tomarse como:

$$U = 1 - \frac{x}{L} \quad (3.64)$$

Donde:

x : Excentricidad de la conexión (cm)

L : Longitud de la conexión (cm)

La Figura X y Y muestra las dimensiones de las conexiones para cada Tramo.

Tramo 1:

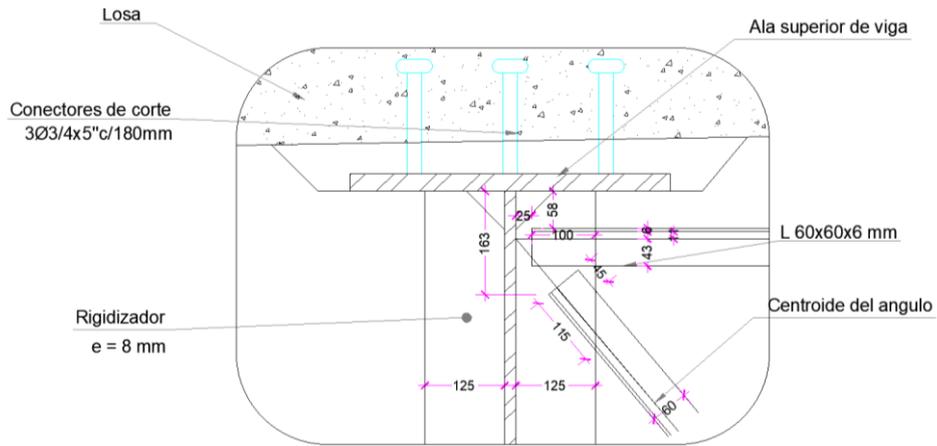


Figura 0.59. Geometría de la conexión de las diagonales con los rigidizadores transversales de la viga (Tramo 1)

FLUENCIA A LA SECCIÓN BRUTA

ϕ_y	1		
Pr	23199	kg	OK

FRACTURA A LA SECCIÓN NETA

EFFECTIVA

x	1.72	cm	
L	11.5	cm	
U	0.85		
ϕ_u	1		
Pnu	25648.1	kg	OK

Tramo 2:

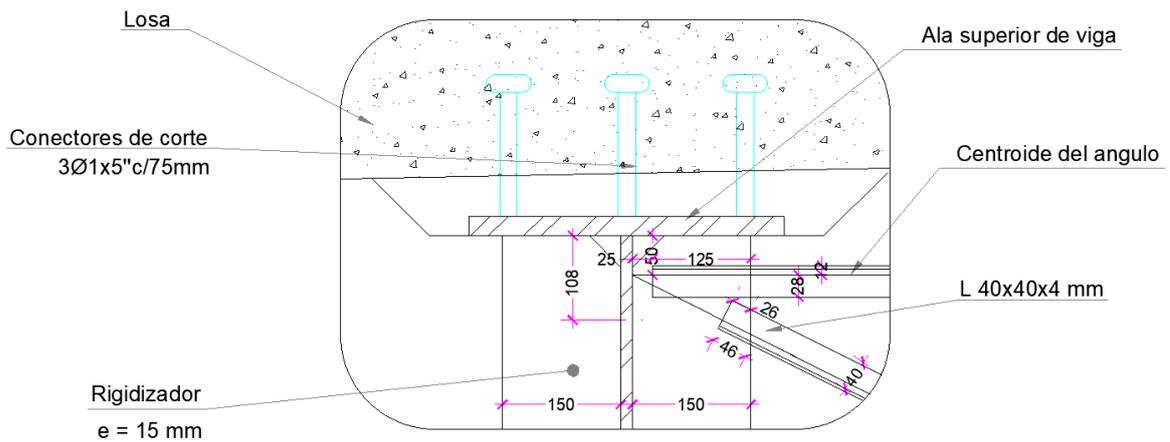


Figura 0.60. Geometría de la conexión de las diagonales con los rigidizadores transversales de la viga (Tramo 2)

FLUENCIA A LA SECCIÓN BRUTA

ϕ_y	1		
Pr	10334.1	kg	OK

FRACTURA A LA SECCIÓN NETA EFECTIVA

x	1.15	cm	
L	8	cm	
U	0.86		
ϕ_u	1		
Pnu	11508.8	kg	OK

5.8.2 Soldadura de la conexión viga – diagonal

Se realizará soldadura de filete, cuya resistencia está dada por:

$$\phi R_n = \phi_e 0.6 F_{EXX} \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) D l \tag{3.65}$$

Donde:

ϕ_e : Factor de resistencia, igual a 1 para evento extremo.

F_{EXX} : Resistencia mínima a la tensión de la soldadura (4920 kg/cm²)

D: Tamaño de la soldadura (cm)

l: Longitud de la soldadura (cm)

A las longitudes mostradas en la Figura X y Y se restó 1 cm en cada lado, para despreciar el aporte de las terminaciones y las esquinas.

La resistencia de la soldadura es:

$$\phi R_n = \phi R_{n1} + \phi R_{n2}$$

Donde:

ϕR_{n1} : Resistencia de la soldadura paralela a la carga (kg).

ϕR_{n2} : Resistencia de la soldadura perpendicular a la carga (kg).

Tramo 1:

$\phi e2$	1		
F _{exx}	4920	kg/cm ²	
D	0.6	cm	
l ₁	12	cm	
l ₂	4.00	cm	
ϕR_{n1}	15029.1	kg	
ϕR_{n2}	5009.7	kg	
ϕR_n	20038.8	kg	OK

Tramo 2:

$\phi e2$	1		
F _{exx}	4920	kg/cm ²	
D	0.6	cm	
l ₁	3.2	cm	
l ₂	2.00	cm	
ϕR_{n1}	4007.8	kg	
ϕR_{n2}	2504.9	kg	
ϕR_n	6512.6	kg	OK

3.9 Apoyos elastoméricos

El análisis de los apoyos se basará en la guía para diseño de apoyos “Steel Bridge Bearing Design and Detailing Guidelines”, elaborado por la AASHTO/NSBA y en el Método B descrito en el Art. 14.7.5 de las especificaciones de la AASHTO.

Se utilizarán apoyos elastoméricos o de neopreno con acero de refuerzo, los cuales consisten en láminas alternadas de acero de refuerzo y elastómeros unidos. En la guía

menciona que “todas las capas internas de elastómero deberán tener el mismo espesor, mientras que las capas externas deberán tener por lo menos el 70% del espesor de las capas internas”.

Se diseñarán los apoyos de los extremos del puente como fijos (Ver Figura 3.61), es decir, que sólo permitirán giros y los apoyos del otro extremo como deslizantes que permitirán giros y el desplazamiento en la dirección longitudinal del puente. Al ala inferior de la viga se le soldará una placa de base, por debajo de la cual se colocará el apoyo de neopreno. Se colocarán pernos de anclaje en la placa de base que se anclarán al estribo, para que restrinjan el movimiento horizontal en ambas direcciones. Para el apoyo deslizante se utilizará un arreglo similar, pero se considerarán agujeros para pernos alargados, para que permitan el movimiento en el sentido paralelo al eje del puente.

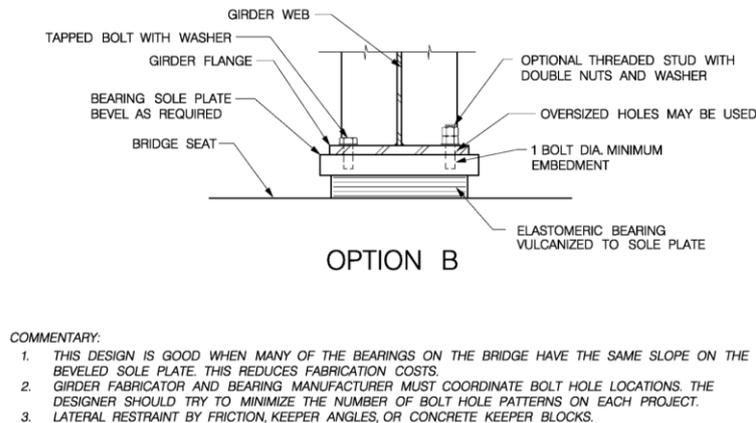


Figura 0.61. Diseño de apoyo. Fuente: Steel Bridge Bearing Design and Detailing Guidelines

Para ambos tramos se utilizó la misma geometría de diseño del Tramo 1.

3.9.1 Geometría del apoyo

La AASHTO establece que:

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L + W)} \quad (3.66)$$

Donde:

S_i : Factor de forma de una capa de elastómero. Es igual al área de la capa dividido entre el área susceptible a pandearse.

L : Dimensión del apoyo perpendicular al eje de rotación. (Ver Figura 3.62)

W : Dimensión del apoyo paralela al eje de rotación. (Ver Figura 3.62)

$h_{r,i}$: Espesor de la i -ésima capa de elastómero. (Ver Figura 3.62)

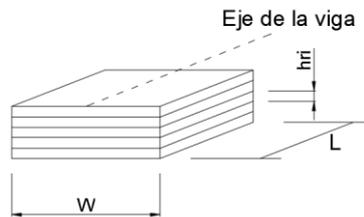


Figura 0.62. Geometría del apoyo elastomérico

Datos iniciales:

$h_{r,i}$	1	cm
# capas	5	
$h_{r,t}$	5	cm
W	30	cm
L	30	cm
S_i	7.500	

3.9.2 Propiedades de los materiales

El Art. 14.7.5.2 de la AASHTO establece que se debe usar el módulo de corte del elastómero a 73°F (23°C) y un módulo de corte entre 0.080 y 0.175 ksi (5.62 y 12.3 kg/cm²) como base para el diseño.

3.9.3 Cargas de diseño

Se tomarán las fuerzas cortantes en los apoyos, listadas en la Sección 5.4.5.

Fuerza vertical por efecto de cargas muertas:

$$P_{cm} = 29284.43 \text{ kg}$$

Fuerza vertical por efecto de sobrecargas:

$$P_{sb} = 9153.63 \text{ kg}$$

3.9.4 Requerimientos de diseño

3.9.4.1 Deformaciones de corte

El espesor total del apoyo elastomérico debe ser por lo menos 2 veces el desplazamiento horizontal máximo. Debe cumplir:

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s \quad (3.67)$$

Donde:

h_{rt} : Espesor total del elastómero (cm)

Δ_s : Máxima deformación de corte (cm)

La temperatura promedio del cantón Colimes es de 26°C, entonces el gradiente de temperatura será: $\Delta_T = 26^\circ\text{C}$

Se considera:

Coefficiente térmico del concreto: $\alpha_c = 1 \times 10^{-5} \left[\frac{1}{^\circ\text{C}} \right]$

Coefficiente térmico del acero: $\alpha_a = 1.1 \times 10^{-5} \left[\frac{1}{^\circ\text{C}} \right]$ (Más desfavorable)

ΔT	26	$^\circ\text{C}$	
α_c	0.0000	$1/^\circ\text{C}$	
	1		
α_a	1.1E-05	$1/^\circ\text{C}$	
Δ_s	0.216	cm	OK

3.9.4.2 Compresión, rotación y corte combinados

La AASHTO establece que el parámetro crítico en el diseño de apoyos elastoméricos con refuerzo de acero son las deformaciones de corte entre el elastómero y el acero, causadas por la carga axial, la rotación y las deformaciones de corte. La combinación de carga axial, rotación y corte en el estado límite de servicio deberá cumplir con la Ecuación 14.7.5.3.3-1 y 14.7.5.3.3-2 de la AASHTO:

$$(\gamma_{a,cm} + \gamma_{r,cm} + \gamma_{s,cm}) + 1.75(\gamma_{a,sb} + \gamma_{r,csb} + \gamma_{s,sb}) \leq 5.0 \quad (3.68)$$

$$\gamma_{a,cm} \leq 3 \quad (3.69)$$

Donde:

γ_a : Deformación unitaria de corte causada por la carga axial.

γ_r : Deformación unitaria de corte causada por la rotación.

γ_s : Deformación unitaria de corte causada por el desplazamiento de corte.

La Ecuación 14.7.5.3.3-3 de la AASHTO establece que la deformación unitaria de corte causada por la carga axial debe tomarse como:

$$\gamma_a = D_a \frac{\sigma_s}{G S_i} \quad (3.70)$$

Donde:

D_a : Coeficiente adimensional. Igual a 1.4 para apoyos rectangulares (14.7.5.3.3-4)

G : Módulo de corte del elastómero en (kg/cm²).

S_i : Factor de forma de una capa de elastómero.

σ_s : Esfuerzo de compresión promedio debido a las cargas estáticas o cíclicas para el estado límite de servicio.

La Ecuación 14.7.5.3.3-6 de la AASHTO establece que la deformación unitaria de corte causada por la rotación para un apoyo rectangular deberá tomarse como:

$$\gamma_r = D_r \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \quad (3.71)$$

Donde:

D_r : Factor adimensional. Para apoyos rectangulares deberá tomarse como 0.5. (14.7.5.3.3-7)

h_{ri} : Espesor de la i-ésima capa de elastómero (cm)

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

n : Número de capas interiores de elastómero.

θ_s : Máximo ángulo de rotación debido a cargas estáticas o cíclicas en radianes.

La AASHTO especifica que no es necesario considerar las rotaciones debido a carga muerta en el diseño de los apoyos, ya que cuando la viga sea colocada sobre el apoyo, tendrá una rotación en sus extremos opuesta a la rotación por carga muerta. Por ello en el diseño se considerarán únicamente los giros debido a carga viva, más un giro adicional debido a incertidumbres ($\theta_{s,cm} = 0.005 \text{ rad}$). Para el cálculo del giro debido a cargas

vivas, la AASHTO especifica que se deben considerar que todas las vías están cargadas y que todas las vigas se deforman por igual, con lo cual se tendrá un factor de distribución de carga vehicular $g = 0.5$, al igual que para el cálculo de deflexiones. A partir del modelo en SAP2000 utilizado para el cálculo de deflexiones (Sección 3.6.2) se encontró el máximo giro debido a la carga vehicular.

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians
HL-93	LinMoving	Max	0	0	0	0	0.0057
HL-93	LinMoving	Min	0	0	0	0	0
s/c Distribuida	LinStatic		0	0	0	0	0.00219
HL-93	LinMoving	Max	0	0	0	0	0
HL-93	LinMoving	Min	0	0	0	0	-0.0057
s/c Distribuida	LinStatic		0	0	0	0	-0.00219
HL-93	LinMoving	Max	0	0	0	0	0.000546
HL-93	LinMoving	Min	0	0	-0.079638	0	-0.000546
s/c Distribuida	LinStatic		0	0	-0.029923	0	1.084E-19

Figura 0.63. Máximo giro debido a la carga vehicular calculado con SAP2000

$$\theta_{s, sb} = 0.0057 \text{ rad}$$

La Ecuación 14.7.3.3-10 de la AASHTO establece que la deformación unitaria de corte causada por la deformación de corte deberá tomarse como:

$$\gamma_s = \frac{\Delta_s}{h_{rt}} \tag{3.72}$$

Donde:

h_{rt} : Espesor total del elastómero (cm)

Δ_s : Máxima deformación de corte (cm)

Se obtuvo los siguientes resultados:

Da	1.4		Art.
			14.7.5.3.3-4
$\sigma(s, cm)$	32.54	kg/cm ²	
$\gamma(a, cm)$	1.081		OK
$\sigma(s, sb)$	10.17	kg/cm ²	
$\gamma(a, sb)$	0.338		
Dr	0.5		Art.
			14.7.5.3.3-7
n	3		
$\theta(s, sb)$	0.0057	rad	SAP2000

$\gamma(r, sb)$	0.855	
$\theta(s, cm)$	0.005	rad
$\gamma(r, cm)$	0.750	
γ_s	0.043	

Finalmente, se verificó:

$$(1.081 + 0.75 + 0.043) + 1.75x(0.338 + 0.855) = 3.96 < 5 \rightarrow OK$$

3.9.4.3 Estabilidad del apoyo elastomérico

La Ecuación 14.7.5.3.4-1 de la AASHTO establece que un apoyo se considera estable si:

$$2A \leq B$$

En donde A y B están establecidos por la Ecuación 14.7.5.3.4-2 y 14.7.5.3.4-3 de la AASHTO respectivamente:

$$A = \frac{1.92 \left(\frac{h_{rt}}{L} \right)}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} \quad (3.72)$$

$$B = \frac{2.67}{(S_i + 2) \left(1 + \frac{L}{4W} \right)} \quad (3.73)$$

Donde:

h_{rt} : Espesor total del elastómero (cm)

L : Dimensión del apoyo perpendicular al eje de rotación (paralela al eje longitudinal del puente, cm)

S_i : Factor de forma de la i-ésima capa de elastómero.

W : Dimensión del apoyo paralela al eje de rotación (cm)

En caso de no cumplir con la Ecuación 14.7.5.3.4-1, se deberá satisfacer la Ecuación 14.7.5.3.4-4 de la AASHTO:

$$\sigma_s \leq \frac{GS_i}{2A - B}$$

A	0.185	NO OK
B	0.225	

Si 2A <= B, no cumple, entonces:

$$42.71 \leq 291.36 \quad \text{OK}$$

9

3.9.4.4 Acero de refuerzo

La AASHTO establece que el espesor de las capas de acero (h_s), debe ser mínimo de 1.5 mm y debe satisfacer:

El estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y} \quad (3.74)$$

El estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (3.75)$$

Donde:

h_{ri} : Espesor de la i-ésima capa de elastómero (cm)

ΔF_{TH} : Constante de amplitud de fatiga para la categoría A, como se especifica en el Artículo 6.6 de la AASHTO (kg/cm²)

σ_L : Esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio debido a la carga viva (kg/cm²)

σ_s : Esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio debido a la carga total (kg/cm²)

F_y : Esfuerzo de fluencia de las placas de acero (kg/cm²). (Acero grado 50)

ΔF_{TH}	1690	kg/cm ²
F_y	3515	kg/cm ²
σ_L	10.17	kg/cm ²

$\frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y}$	0.0364	cm
	5	
$\frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$	0.0120	cm
hs	1.5	cm

Resumen:

Apoyo de neopreno de dureza 60.

$$L = 30 \text{ cm}$$

$$W = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor} = 56 \text{ mm}$$

Conformado por 5 capas de neopreno de 10 mm.

4 planchas de refuerzo de 1.5 mm de Grado 50.

3.9.4.5 Deflexión debido a la compresión

Se debe asegurar que no ocurra deflexiones que dañen las juntas o que generen desnivel en la capa de rodadura. La AASHTO recomienda que “la deformación vertical debido a la carga viva no exceda los 3 mm”. A continuación, se detalla las fórmulas a utilizar para el cálculo de deformaciones:

Deformación por carga viva:

$$\delta_L = \sum \varepsilon_{Li} h_{ri} \quad (3.76)$$

Deformación por carga muerta inicial:

$$\delta_d = \sum \varepsilon_{di} h_{ri} \quad (3.77)$$

Deformación por carga muerta a largo plazo:

$$\delta_{lt} = \delta_d + a_r \delta_d \quad (3.78)$$

Donde:

ε_{Li} : Deformación unitaria debido a la carga viva instantánea en la i-ésima capa de elastómero.

ε_{di} : Deformación unitaria debido a la carga muerta inicial en la i-ésima capa de elastómero.

a_r : Deflexión debido al creep dividida entre la deflexión inicial debida a carga muerta. (Tabla 14.7.6.2-1 de la AASHTO)

La deformación total es:

$$\delta_{total} = \delta_{lt} + \delta_L$$

Para hallar la deformación unitaria se utilizará la Figura X. Se tiene un factor de $S_i = 7.5$, se interpolará los valores obtenidos para las curvas 9 y 6.

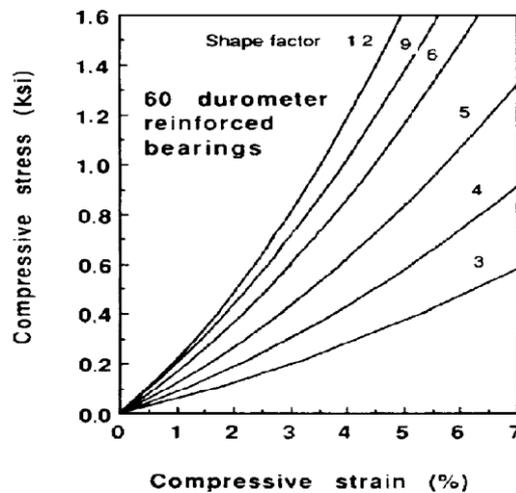


Figura 0.64. Curvas de esfuerzo de compresión en ksi VS Deformación unitaria para apoyos de neopreno de Grado 60 [Figura C14.7.6.3.3-1 de la AASHTO]

σ_L	0.145	ksi	
σ_D	0.463	ksi	
S_i	7.500		
ε_{Li}	0.6	%	VER GRÁFICO
ε_{Di}	2.2	%	VER GRÁFICO
a_r	0.35		Tabla 14.7.6.2-1 de la AASHTO
δ_L	0.3	mm	OK
δ_d	1.2	mm	
δ_{lt}	1.62	mm	

δ_{tot} 1.92 mm OK

3.9.5 Pernos de anclaje

Se calculó el peso total del puente, multiplicando las cargas permanentes por metro de longitud, por la longitud del puente.

$$P_{puente} = 76876.1 \text{ kg}$$

$$Carga\ sismica = 30750.4 \text{ kg}$$

A la fuerza horizontal en el sentido longitudinal del puente se le adicionó una fuerza de frenado que es el 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes del camión. Como existe 1 camión que va en un sentido, se utilizó la carga de frenado de 1 camión, y se le aplicó un factor de carga de 1:

$$30750.4 + 0.25x(3570 + 14780 + 14780) = 39032.9 \text{ kg}$$

Para el caso de la carga sísmica horizontal paralelo al eje longitudinal del puente, dicha carga se repartirá únicamente entre los apoyos fijos. Por lo tanto, cada apoyo tendrá:

$$\frac{39032.9}{4} = 9758.24 \text{ kg}$$

Para el caso de la carga sísmica horizontal perpendicular al eje longitudinal del puente, dicha carga se repartirá entre todos los apoyos. Por lo tanto, cada apoyo tendrá:

$$\frac{39032.9}{8} = 4879.12 \text{ kg}$$

El Artículo 3.10.8 de la AASHTO establece que se debe usar el 100% de la fuerza en una de las direcciones perpendiculares, combinada con el 30% de la fuerza en la segunda dirección perpendicular para poder utilizar las dos fuerzas horizontales en simultáneo.

$$V_{u,total} = \sqrt{9758.24 + (0.3x4879.12)^2} = 1467.06 \text{ kg}$$

La resistencia nominal al corte de un perno se calcula mediante la Ecuación 6.13.2.12-1 de la AASHTO:

$$\phi V_n = \phi 0.38 A_b F_{ub}$$

Donde:

ϕ : Factor de resistencia para evento extremo es 1.0.

Se utilizará 2 pernos de 1 ¼" (A=7.92 cm²).

ϕ	1		
#	2		
pernos			
D perno	1.25	in	
A perno	7.92	cm ²	
Fub	5270		
ϕVn	31710.	kg	OK
	4		

Además, se deberá verificar la resistencia al aplastamiento de la placa base. La AASHTO recomienda utilizar un espesor de 1 ½" como mínimo para evitar que el calor producido al soldar la placa con el alma inferior de la viga afecte al elastómero.

Diámetro del perno: $d = 3.175 \text{ cm}$

Espesor de la placa: $t = 3.81 \text{ cm}$

Esfuerzo de rotura de la placa: $F_u = 4570 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Número de pernos = 2

D perno	3.175	cm	
Espeso	1.5	in	OK
r placa			
Espeso	3.81	cm	
r placa			
Fu	4570	kg/cm ²	
ϕRn	265354	kg	OK

Se debe evaluar también la capacidad flexionante del perno debido a que existe una distancia libre entre la placa de base y el borde del estribo, los pernos estarán sujetos a un momento flector, producto de la fuerza cortante por el espesor del apoyo.

Inercia del perno:

$$I = \frac{\pi \times \text{Diametro}^4}{64}$$

Momento resistente del perno o momento de fluencia:

$$\phi M_y = \frac{F_y I}{c}$$

Cortante en cada perno:

$$V_{u,perno} = \frac{V_{u,total}}{2}$$

Máximo brazo de palanca:

$$\text{Brazo máximo} = \frac{\phi M_y}{V_{u,perno}}$$

La distancia libre entre la placa de base y la superficie del estribo es de 5 cm. Esta distancia resulta excesiva como brazo de palanca, por lo tanto, se soldarán placas de corte de 4 cm de espesor, con lo cual el brazo de palanca es:

$$\text{Brazo} = 5 - (D_{placa} \times 2.54)$$

I	4.99	cm ⁴
F _y	3875	kg/cm ²
φM _y	12175.	kg-cm
	9	
V _u	733.53	kg
perno	2	
Brazo	16.60	cm
máx		
Dist.	5	cm
Libre		

Placas 1.5748 in
 de
 corte
 Brazo 1.0000 cm **OK**
 1

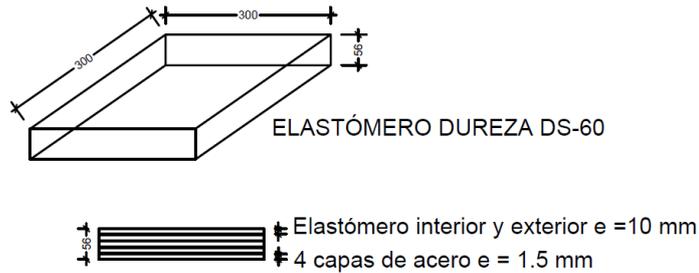


Figura 0.65. Geometría del apoyo elastomérico

3.10 Estribo

Los estribos sirven como estructuras de retención y transmisión de cargas.

3.10.1 Selección de tipo de estribo

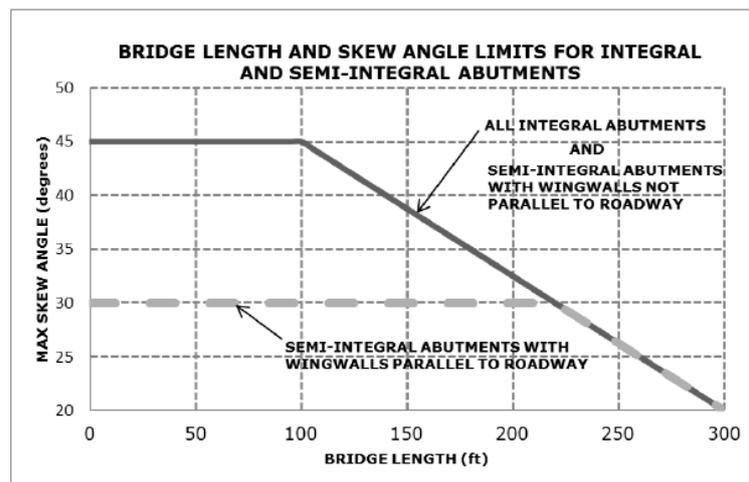


Figura 0.66. Diagrama de selección de estribo [LRDF BRIDGE DESIGN Figura 11.1.1]

De la Figura 3.66 se tiene que para un ángulo de esviajamiento de 0° y una longitud de puente de 65 ft, se debe usar un diseño semi integral entre estribo y muros de ala. Los estribos semi integrales son aquellos donde la superestructura tiene un apoyo de

neopreno y su movimiento es independiente de la subestructura. El ángulo de esviajamiento para este tipo de estructuras se limita a 30°, como se observa en la figura 96. Se usará un modelo de estribo de parapeto corto debido a que la altura del muro es menor a 4.5 metros según el galibo proporcionado y la altura de socavación. En la Figura 3.67 se muestra los rangos mínimos de dimensiones para un muro de parapete corto.

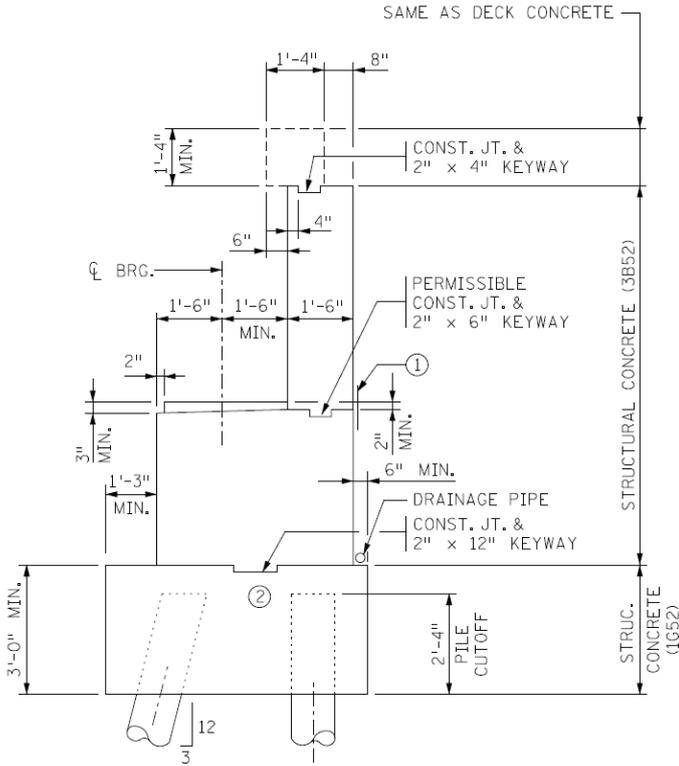


Figura 0.67. Geometría de estribo [LRDF BRIDGE DESIGN Figura 11.1.3.1.1]

3.10.2 Exposición al intemperismo

Se debe asignar una categoría de exposición al estribo según el nivel de ataque de los elementos.

Categoría	Clase	Condición	
Congelamiento y deshielo (F)	F0	Concreto no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo	
	F1	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y exposición ocasional a la humedad	
	F2	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y en contacto frecuente con la humedad	
	F3	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo que estará en contacto frecuente con la humedad y expuesto a productos químicos descongelantes	
Sulfato (S)		Sulfatos solubles en agua (SO_4^{2-}) en el suelo, % en masa ^[1]	Sulfato (SO_4^{2-}) disuelto en agua, ppm ^[2]
	S0	$SO_4^{2-} < 0.10$	$SO_4^{2-} < 150$
	S1	$0.10 \leq SO_4^{2-} < 0.20$	$150 \leq SO_4^{2-} < 1500$ o agua marina
	S2	$0.20 \leq SO_4^{2-} \leq 2.00$	$1500 \leq SO_4^{2-} \leq 10000$
	S3	$SO_4^{2-} > 2.00$	$SO_4^{2-} > 10000$
En contacto con el agua (W)	W0	Concreto seco en servicio Concreto en contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad	
	W1	En contacto con el agua donde se requiera baja permeabilidad	
Protección del refuerzo para la corrosión (C)	C0	Concreto seco o protegido contra la humedad	
	C1	Concreto expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros	
	C2	Concreto expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros provenientes de productos químicos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen	

Figura 0.68. Categorías y clases de exposición [ACI 19.3.1.1]

De la figura 3.68 se toma la categoría W1 que es para estructuras en contacto con el agua donde se requiera baja permeabilidad.

Clase de Exposición	Relación a/mc máx. ^[1]	f'_c Mínimo MPa	Requisitos mínimos adicionales			Límites en los Materiales cementantes	
			Contenido de aire				
F0	N/A	17	N/A			N/A	
F1	0.55	24	Tabla 19.3.3.1			N/A	
F2	0.45	31	Tabla 19.3.3.1			N/A	
F3	0.40 ^[2]	35 ^[2]	Tabla 19.3.3.1			26.4.2.2(b)	
			Tipos de material cementante ^[3]			Aditivo cloruro de calcio	
			ASTM C 150M	ASTM C 595M	ASTM C 1157M		
S0	N/A	17	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo		Sin restricción
S1	0.50	28	II ^{[4][5]}	Tipos IP, IS o IT con designación (MS)	MS		Sin restricción
S2	0.45	31	V ^[5]	Tipos IP, IS o IT con designación (HS)	HS		No se permite
S3	0.45	31	V más puzolanas o cemento de escoria ^[6]	Tipos IP, IS o IT con designación (HS) más puzolanas o escoria ^[6]	HS más puzolanas o escoria ^[6]	No se permite	
W0	N/A	17	Ninguna			Ninguna	
W1	0.50	28	Ninguna			Ninguna	
			Contenido máximo de iones de cloruro (Cl) soluble en agua en el concreto, porcentaje por peso de cemento ^[7]			Requisitos adicionales	
			Concreto no preesforzado	Concreto preesforzado			
C0	N/A	17	1.00	0.06		Ninguno	
C1	N/A	17	0.30	0.06			
C2	0.40	35	0.15	0.06		Recubrimiento de concreto ^[8]	

Figura 0.69. Requisitos para el concreto según la clase de exposición [ACI 318-14 19.3.2.1]

De la figura 3.69 se tiene que para una categoría W1 de exposición a la intemperie, se debe tener para el hormigón un f'_c mínimo de 28 MPa con un contenido de relación agua/cemento máximo de 0.45. No existen requisitos adicionales para contenido de aire

y materiales cementantes. Como no existe ataque de sulfatos ni de deshielo por las condiciones climáticas, la categoría W1 es la más restrictiva.

3.10.3 Revisión por volcamiento

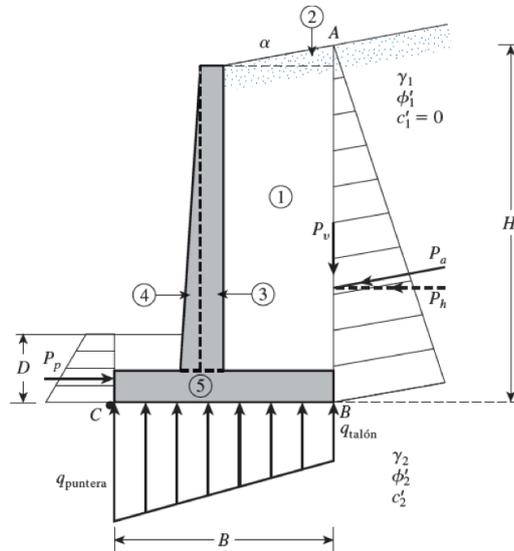


Figura 0.70. Revisión por volcamiento

A partir de la figura 3.70 se obtiene el momento de volcamiento y su factor de seguridad. El momento de volcamiento se la obtiene con la siguiente ecuación:

$$\sum Mo = Ph * \left(\frac{H'}{3}\right) \quad (3.78)$$

$$Ph = Pa * \cos(\alpha) \quad (3.79)$$

$$Pa = 0.5 * \gamma * H'^2 * Ka \quad (3.80)$$

$$Ka = \cos(\alpha) * \frac{\cos(\alpha) - \sqrt{(\cos(\alpha))^2 - (\cos(\phi))^2}}{\cos(\alpha) + \sqrt{(\cos(\alpha))^2 - (\cos(\phi))^2}} \quad (3.81)$$

3.10.4 Presión activa de tierra para condición sísmica

Para relleno granular ($c'=0$), se tiene que el componente horizontal de la aceleración del sismo kh , es:

$$kh = 0.3$$

Por medio del coeficiente horizontal se calcula la fuerza activa por longitud unitaria del muro Pae con la solución de Mononobe-Okabe:

$$Pae = 0.5 * \gamma * H^2 * (1 - kv) * Kae \quad (3.82)$$

Kae es el coeficiente de presión activa de tierra

$$Kae = \frac{\text{sen}^2(\theta' + \beta - \theta')}{\cos(\theta') * \text{sen}^2(\beta) * \text{sen}(\beta - \theta' - \delta') * \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\theta' + \delta') * \text{sen}(\theta' - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \theta' - \delta') * \text{sen}(\alpha + \beta)}}\right)^2} \quad (3.83)$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{kh}{1 - kv} \right] \quad (3.84)$$

En la Figura 101 se muestran los parámetros necesarios para la solución de Mononobe-Okabe

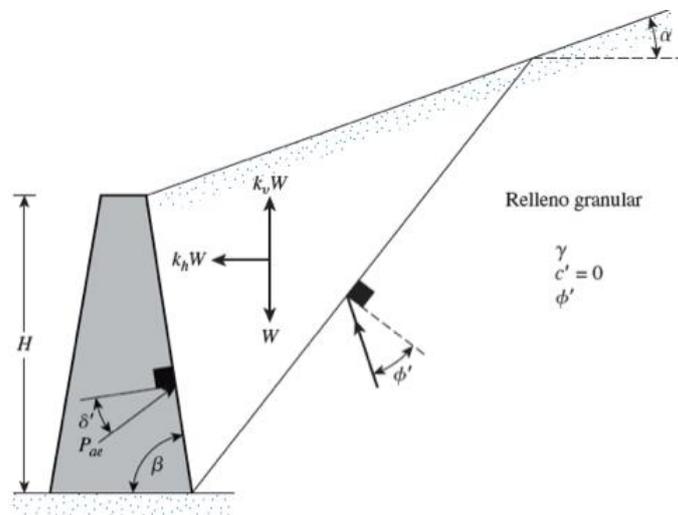


Figura 0.71. Suposición de la cuña de falla para solución de Mononobe-Okabe

$$Pae = 0.5 * \gamma * H^2 * (1 - kv) * [Ka(\beta', \alpha')] * \left(\frac{(\text{sen}(\beta'))^2}{\cos(\theta') * (\text{sen}(\beta))^2} \right) \quad (3.85)$$

$$\beta' = \beta - \theta' \quad (3.86)$$

$$\alpha' = \theta' + \alpha \quad (3.87)$$

$Ka(\beta', \alpha')$ = Coeficiente de presión activa de Coulomb

Para calcular el esfuerzo por metro lineal netamente provocado por el sismo, se tiene que calcular ΔPae como:

$$\Delta Pae = Pae - Pa$$

3.10.5 Presión lateral de tierra debida a una sobrecarga

El estribo recibirá esfuerzos de volcamiento debido a los vehículos que circulen por la ruta. Para un vehículo de carga P, se tiene que el esfuerzo a una profundidad z es:

$$\Delta p_h = \frac{P}{\pi R^2} \left[\frac{3ZX^2}{R^3} - \frac{R(1-2\nu)}{R+Z} \right] \quad (3.88)$$

Las dimensiones de x, y, R se especifican en la Figura 102.

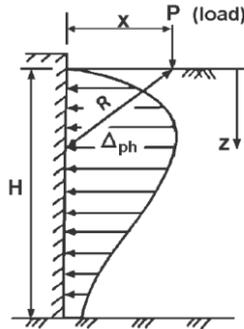


Figura 0.72. Presión lateral de tierra causada por vehículo [AASHTO 3.11.6.2-2]

3.10.6 Diseño de estribo derecho

En la Figura 3.73, se observa la configuración estructural del puente. Consiste en dos tramos simplemente apoyados con una pila central. Para consideraciones de diseño, el estribo derecho se lo encerró en el recuadro rojo de la Figura 3.73. La configuración original del puente era un tramo simplemente apoyado pero se cambió debido a la condición hidráulica del estribo derecho. Se tuvo que alejar el estribo del cauce natural del río, para evitar la socavación del material granular en el estribo.

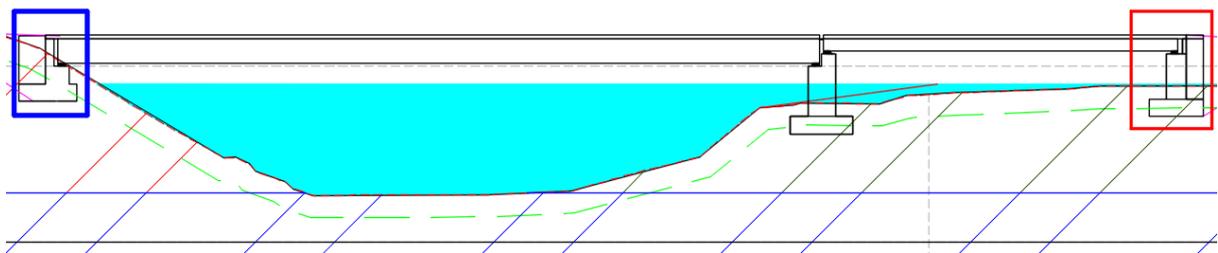


Figura 0.73. Configuración de estribos y pila

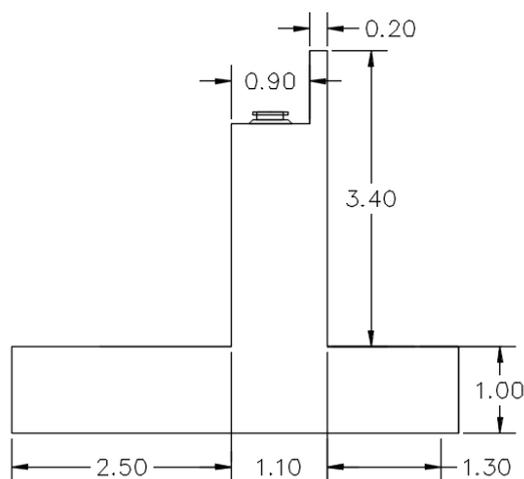


Figura 0.74. Dimensiones del estribo derecho

Las dimensiones del estribo derecho se escogieron acorde a la Figura 3.67, que contiene las longitudes mínimas para el parapeto, cuerpo y losa del muro. Se ubicó el neopreno de apoyo en el centro de la plataforma principal del muro y se dejó un espaciamiento de 45 centímetros de cada lado para poder dar espacio a los desplazamientos por cargas laterales de muro o de la pila de apoyo. La altura del estribo se la tomó acorde al galibo mínimo según MTOP Normas de diseño geométrico 2003. El galibo que se requiere para puentes es de 1 metro, para el estribo derecho que conecta con la pila central, se dejó un galibo de 1.8 metros. Inicialmente se tenía 1 metro, pero se cambió por motivos de diseño. La luz del tramo derecho requiere un peralte de viga menor, y para mantener el mismo nivel con el tramo izquierdo del puente, se redujo la altura de la viga. Al reducir la altura de la viga del tramo derecho, se aumentó la altura del galibo. En el tramo izquierdo de la figura 3.73, se mantuvo el galibo de 1 metro debido a que el diseño original consistía en un solo vano simplemente apoyado. Se llegó a la profundidad de socavación de la figura 3.73, marcada en verde. El desplante de la cimentación debe estar por debajo de esa línea y por ende, aumenta la altura del estribo a mayor profundidad de socavación.

Las cargas muertas y vivas (vehículo) se describen a continuación:

La carga muerta por peso propio de muro es el área transversal por el peso volumétrico del hormigón. Como no se conoce si se usará algún alivianamiento, se usará un hormigón de densidad estándar de 2400 kg/m^3 . Al usar la densidad estándar, se está incluyendo el armado de acero, que, a pesar de no representar un gran peso en comparación con el hormigón, está incluido en este valor. El estribo se separó en

diferentes componentes según la Figura 3.75. Se dividió para poder encontrar el centroide de cada elemento.

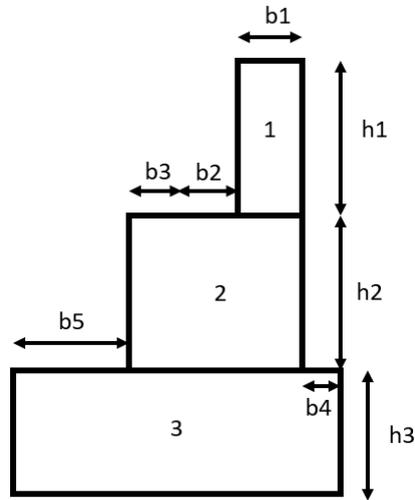


Figura 0.75. División de estribo derecho

Tabla 0.19. Cargas de estribo debido a peso propio

Cargas de muro PP			
Sección	Área [m ²]	Brazo [m]	Peso[kN/m]
A1	0.168	3.5	3.948
A2	2.816	3.05	66.176
A3	5.1	2.55	119.85

En la tabla 3.19 se muestra el peso del muro en metro lineal. Al multiplicar el área por el peso volumétrico del hormigón, se estimó el peso por metro lineal de muro. Es necesario hacer esta acotación porque las verificaciones del muro se las realiza para un metro de ancho de estribo, por lo que solamente se necesita las cargas aplicadas a un metro de muro. En la tabla 3.19, se tiene también la longitud de brazo de momento, medido desde el talón izquierdo del área 3 en la figura 3.75.

Para la carga de tierra vertical en el muro, se tiene un relleno de subbase clase 3. Se escogió este tipo de relleno debido a que es granular y permitirá un drenaje más rápido que con el material de sitio que es básicamente limos y arcillas. Para el material de relleno se tiene un peso volumétrico de 16.5 kN/m³, que se obtuvo del catálogo de la compañía Megarock. No se conoce el ángulo de fricción debido a que no está

especificado en el catálogo. De manera conservadora, se asumirá un ángulo de fricción de 30° para el relleno.

Tabla 0.20. Carga vertical de relleno

Carga de tierra vertical			
Sección	Área [m ²]	Brazo [m]	Peso[kN/m]
A1	5.1	0.75	84.15

De la tabla 3.20, se tiene el peso por metro lineal para el material de relleno y el brazo de palanca medido desde el talón izquierdo inferior de la losa. El área de relleno A1 se encuentra graficada en la Figura 3.75.

El peso del puente se lo obtuvo asumiendo un tramo simplemente apoyado. Basado en esta suposición, las vigas de la superestructura no transferirán momento a los estribos y se trabaja como un sistema desacoplado. Para el vano de 20 metros que conecta con el estribo derecho se tiene una descarga de 28.13 kN que se obtiene sumando el peso de la superestructura con la carga móvil hl-93 (Figura 3.76) y el cortante por sobrecarga distribuida (Figura 3.77).

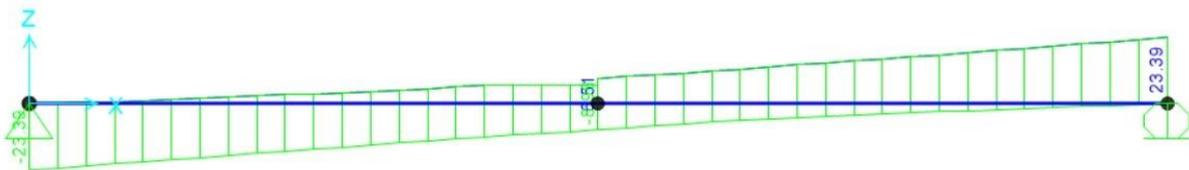


Figura 0.76. Cortante por carga muerta de superestructura y carga móvil HL-93

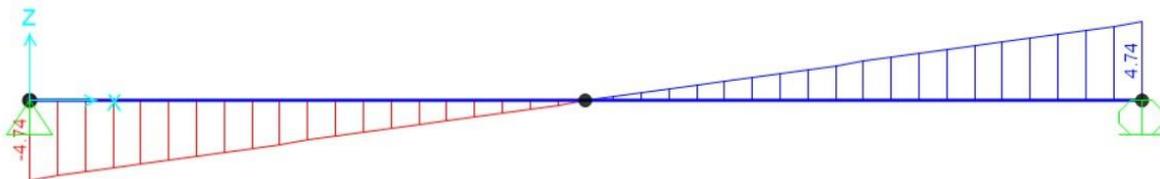


Figura 0.77. Cortante por sobrecarga distribuida

El peso de puente previamente calculado es debido a una sola viga. En la figura 3.77, se tiene la distribución de los neoprenos en la plataforma del estribo, lo que se simulará por medio de cargas puntuales equidistantes. Por motivos de prefactibilidad y simplificación del diseño, se sumarán estas cargas para llevarlas a una carga distribuida general que

representará la descarga total del tramo de 20 metros al estribo derecho. Se debe multiplicar la descarga por el número de apoyos y dividirla para la longitud del ancho del estribo que es la suma de las medidas en la figura 3.77. El peso de la superestructura sobre el estribo es:

$$W_{br} = \frac{275.7 \text{ kN} * 4 \text{ vigas}}{7.55 \text{ metros}} = 146.07 \text{ kN/m}$$

Para esta carga lineal, se usará un brazo de momento de 2.95 metros. El brazo de momento se lo mide desde el talón izquierdo inferior de la losa y llega hasta la mitad del neopreno.

El esfuerzo horizontal por el relleno del estribo se calcula con el esfuerzo efectivo vertical y el coeficiente de presión activa de Rankine. El coeficiente de presión activa es:

$$K_a = 0.34$$

La fuerza total por longitud unitaria de muro es:

$$P_a = 12.34 \text{ kN/m}$$

El estribo derecho solamente tiene presión lateral horizontal, por lo que P_h es igual a P_a . Esta carga se aplica a una altura de un tercio de la altura total del muro.

El relleno detrás del estribo genera otra presión causada por el sismo. Previamente se determinó que el coeficiente de aceleración sísmica horizontal k_h es 0.3. Con el coeficiente y la solución de Mononobe-Okabe se determina la presión sísmica por cuña de falla detrás del muro. En la tabla 26 se tiene los diferentes parámetros de la figura 6. El ángulo de fricción del muro es 58% del ángulo de fricción de suelo del relleno.

Tabla 0.21. Parámetros [Mononobe-Okabe]

Parámetros Solución Mononobe-Okabe	
β	90
θ'	16.7
δ'	17.55
Φ	30
α	0
k_h	0.3

kv	0
-----------	---

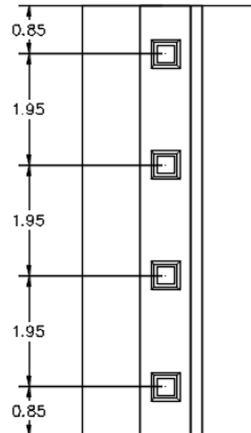


Figura 0.78. Distribución de neoprenos en planta

A partir de los parámetros de la tabla 3.21, el coeficiente de presión activa del suelo es:

$$K_{ae} = 0.57$$

La fuerza activa sísmica por longitud unitaria de muro es:

$$\Delta P_{ae} = 78.7 \text{ kN/m}$$

A esta solución se la compara con la de Seed y Whitman con los parámetros de la tabla 3.22:

$$\Delta P_{ae} = 38.55 \text{ kN/m}$$

Tabla 0.22. Parámetros [Seed y Whitman, 1970]

Parámetros Seed y Whitman, 1970	
β'	73.30
α'	16.70

Se debe tomar la mayor carga entre Mononobe-Okabe y See-Whitman, la carga estará aplicada a un sexto de la altura total del muro.

La presión por carga vehicular debe calcularse según la proximidad del vehículo al estribo. Con base a la Figura 3.79, se estimó la variación de cargas a diferentes alturas

de muro. Se asumió un vehículo de 28 toneladas con una proximidad de 40 cm. En la figura 3.79, se tomó la máxima carga posible y su ubicación para calcular el momento de volcamiento que produce. La carga se ubica a una altura de 3.52 metros medidos desde la base del muro.

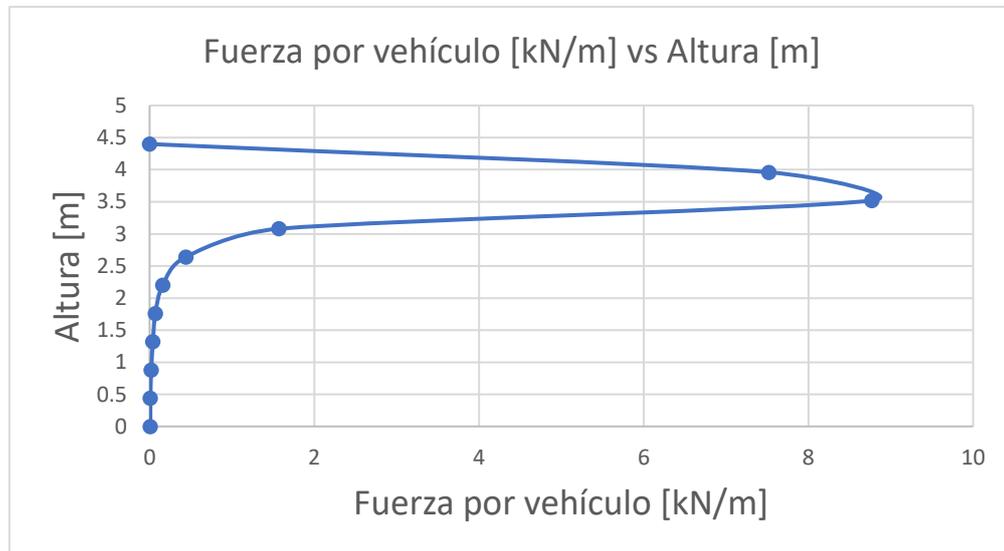


Figura 0.79. Variación de carga lateral de vehículo con altura

En la Tabla 3.23 se presentan los momentos resistentes y los momentos de volcamiento. El FS resultante es de 4 y el recomendado debe estar en un rango de 2 a 3, por lo que es aceptable.

Tabla 0.23. Resumen de momentos de volcamiento y resistentes

Volcamiento	
Sección	Momento [kN-m/m]
Carga de muro	521.27
Carga de tierra	63.11
Peso puente	430.91
Ph	18.14
Presión sismo	207.77
Carga camión	30.87
MVolcamiento	256.78
MResistente	1015.29
FS VOLCAMIENTO	4.0

Para el factor de seguridad por deslizamiento se debe seguir la siguiente ecuación:

$$FS(\text{deslizamiento}) = \frac{(\sum V) * \tan(k1 * \phi'_2) + Bk2 * c'_2}{Ph} \quad (3.89)$$

Para el cálculo del deslizamiento, se ignorará la presión pasiva en la parte izquierda de la losa del estribo debido a que es más conservador eliminar esa fuerza. En la Tabla 3.24 se encuentran los parámetros de entrada para el factor de seguridad ante deslizamiento.

Tabla 0.24. Parámetros de entrada para deslizamiento

Deslizamiento	
ΣV [kN/m]	392.524
$k1=k2$	0.585
$c'2$ [kN/m ²]	10.27
FS	1.5

Para calcular el factor de seguridad ante carga última, se tiene que estimar el valor de excentricidad.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_{Resistente} - M_{volcamiento}}{\sum V} = 0.74m < \frac{B}{6} = 0.85$$

Se debe procurar que la excentricidad sea menor a B/6 para evitar el levantamiento de la losa de cimentación. A continuación, se debe calcular los esfuerzos en el pie y talón de la cimentación.

$$q_{pie} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = 154.59 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{talón} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 10.19 \frac{kN}{m^2}$$

Se diseña para el máximo esfuerzo que es el del pie de la cimentación. Para el esfuerzo último de la cimentación se debe usar:

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (3.90)$$

Donde:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan(\phi')} = 19.72; \phi' = 31.65^\circ$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi') = 31.65$$

$$N\gamma = 2(Nq + 1) \tan(\phi') = 24.52$$

$$q = \gamma_2 D = (1.72 \text{ m}) * \left(13.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) = 22.84 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 3.61 \text{ m}$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan(\phi'_2)} = 1.17$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan(\phi'_2) (1 - \sin(\phi'_2))^2 \frac{D}{B'} = 1.13$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2 = 0.72$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi'_2}\right)^2 = 0.31$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1}\left(\frac{Pa \cos(\alpha)}{\sum V}\right) = 13.36^\circ$$

El resultado para esfuerzo último en el suelo es:

$$q_u = 827.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

El resultado para el factor de seguridad se obtiene dividiendo el esfuerzo último sobre el esfuerzo máximo al que estará sometido.

$$FS = \frac{q_u}{q_{max}} = \frac{827.16 \text{ kN}}{154.59 \text{ kN}} = 5.35$$

Para evaluar el asentamiento total en la cimentación, se debe conocer el asentamiento elástico y el asentamiento por consolidación. Se debe conocer el efecto de las cargas sobre la cimentación, por lo que en SAP200 se evalúan las cargas calculadas y se encuentra la reacción entre la interfase del muro y la cimentación. Se modeló el estribo para una tira de un metro de muro, se asumió la carga del parapete como una carga externa y la unión con la losa se la asumió empotrada.

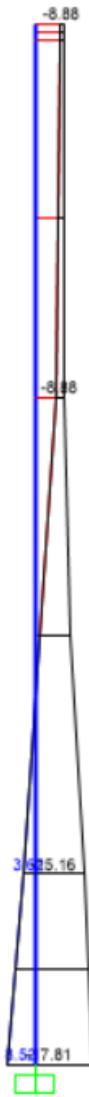


Figura 0.80. Momento máximo por envolvente en el muro

De la Figura 3.80, el momento máximo para diseñar el refuerzo del muro es 17.81 ton-m por cada metro de muro en la dirección más larga.

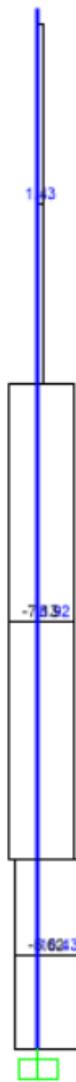


Figura 0.81. Cortante máximo para diseño de muro

De la Figura 3.81, se tiene que el cortante máximo de diseño para el muro es 10.43 toneladas por cada metro de longitud.

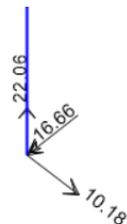


Figura 0.82. Reacción en la base del muro

En la figura 3.82 se tiene la reacción en unidades de toneladas y metros. Para el diseño axial del muro se tiene una carga de 22.06 toneladas. El momento y cortante en la base

del muro también se muestran en la Figura 3.82. Las cargas no son mayoradas debido a que se las usará para un análisis de esfuerzos admisibles en la losa.

Conociendo las reacciones del muro a la losa de cimentación, se modela la losa en SAP2000. En la Figura 3.83 se encuentran las cargas asignadas en la losa. En la modelación se considera las cargas verticales de tierra y alas suplementarias de hormigón.

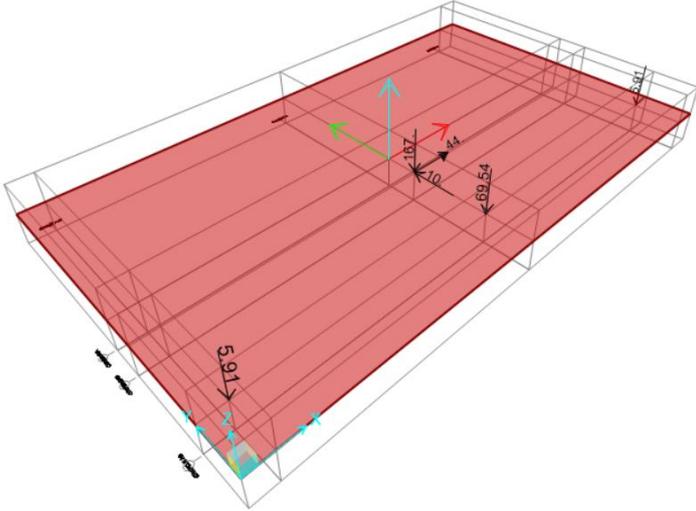


Figura 0.83. Modelo de losa SAP2000

En la modelación de la figura 3.83 se asignó el módulo de reacción del suelo. De manera conservadora se tomará un valor de 10 MN/m³ tomado de la Tabla 3.25.

Tabla 0.25. Valores comunes de la reacción de la subrasante

Tipo de suelo	$k_{0.3}(k_1)$ MN/m ³
Arena seca o húmeda	
Suelta	8-25
Media	25-125
Densa	125-375
Arena saturada:	
Suelta	10-15
Media	35-40
Densa	130-150
Arcilla:	
Rígida	10-25
Muy rígida	25-50
Dura	>50

En la figura 3.84, se tiene el esfuerzo máximo en el suelo debajo de la losa de cimentación. Como el esfuerzo admisible es de 275 kN/m², el esfuerzo graficado en la figura 114 es aceptable.

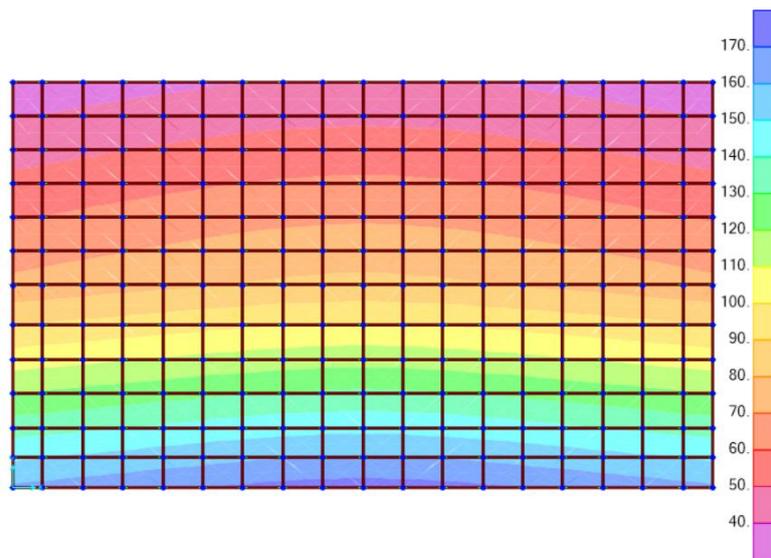


Figura 0.84. Esfuerzo máximo de presión de suelo

Para la consolidación se utilizará la sobrecarga de 170 kN/m² tomada de la Figura 3.84.

El asentamiento elástico es:

$$S_e = A_1 * A_2 * \frac{q_0 * B}{E_s} \quad (3.91)$$

Donde:

A1 y A2 son coeficientes obtenidos de las Figuras 3.85 y 3.86

q₀: Esfuerzo de sobrecarga

B: Ancho de cimentación

E_s: Módulo de elasticidad del suelo

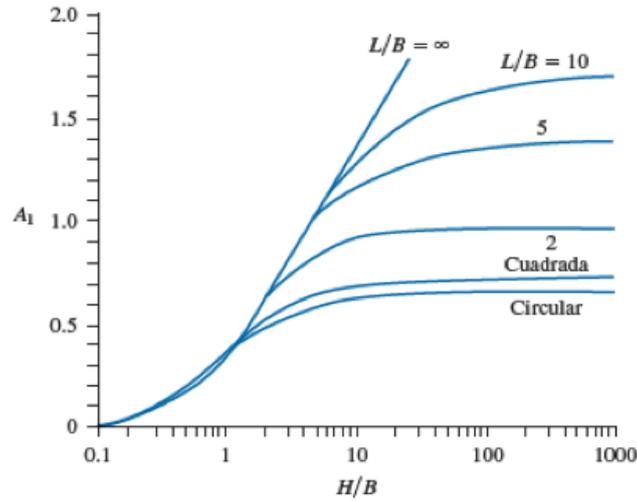


Figura 0.85. Coeficiente A1 para asentamiento elástico

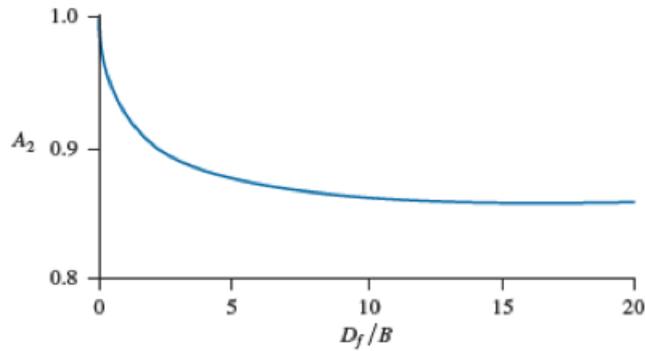


Figura 0.86. Coeficiente A2 para asentamiento elástico

Para el estribo derecho se tiene

$$S_e = 0.3 * 1 * \frac{170 \frac{kN}{m^2} * 5.1 m}{3081 \frac{kN}{m^2}} = 0.08 m$$

El asentamiento elástico inmediato es de 8 cm, el asentamiento por consolidación se evalúa a 15 metros por debajo de la superficie de la cimentación, para cumplir con el criterio de Boussinesq. Se calcula el esfuerzo promedio para cada estrato. (Ver Figura 3.87)

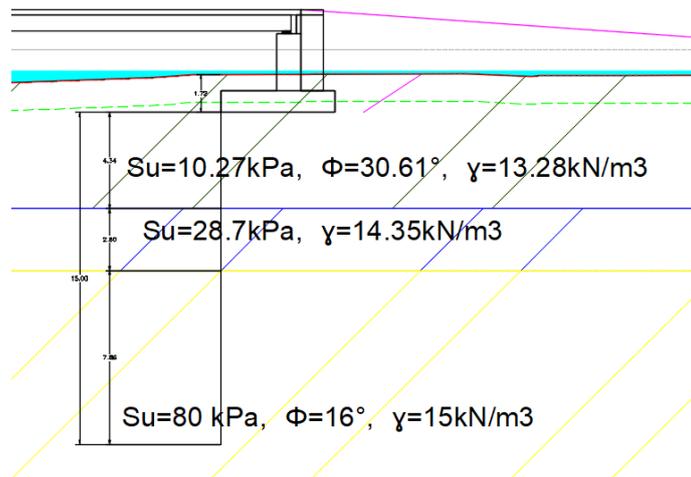


Figura 0.87. Estratos para cálculo de consolidación

Para el primer estrato se tiene que el aumento de esfuerzo promedio es:

$$\Delta\sigma'_{prom} = \frac{1}{6}(\Delta\sigma'_{top} + \Delta\sigma'_{medium} + \Delta\sigma'_{bottom}) \quad (3.92)$$

Donde se debe usar los incrementos de esfuerzos en la parte superior, media e inferior de cada capa en consideración.

Tabla 0.26. Esfuerzos para la primera capa de suelo

Esfuerzos		z [m]	m1	n1	lc
$\Delta\sigma'_{top}$ [kN/m ²]	170	0	1.72	0	1.00
$\Delta\sigma'_{medium}$ [kN/m ²]	136	2.17	1.72	0.85098	0.80
$\Delta\sigma'_{bottom}$ [kN/m ²]	76.5	4.34	1.72	1.701961	0.45

A partir de los valores de la tabla 3.26 se calcula el esfuerzo promedio de la primera capa de la Figura 3.87.

$$\Delta\sigma'_{prom} = 131.75 \frac{kN}{m^2}$$

La consolidación primaria para suelo cohesivo sobreconsolidado es:

$$S_c = \frac{C_s * H_c}{1 + e_o} \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o}\right) \quad (3.93)$$

Donde:

Cs: Coeficiente de expansión

Hc: Altura del estrato

eo: relación de vacíos inicial

Los datos para la consolidación se los obtuvo del ensayo de consolidación según ASTM D2435, para los demás estratos se usaron correlaciones. El asentamiento por consolidación primaria para el primer estrato es:

$$S_{c1} = \frac{0.02 * 4.34 \text{ m}}{1 + 0.88} \log \left(\frac{33.17 \frac{kN}{m^2} + 131.75 \frac{kN}{m^2}}{33.17 \frac{kN}{m^2}} \right) = 0.04 \text{ m}$$

Se realiza el mismo análisis para el segundo y tercer estrato:

$$S_{c2} = \frac{0.05 * 2.8 \text{ m}}{1 + 0.72} \log \left(\frac{86.85 \frac{kN}{m^2} + 54.11 \frac{kN}{m^2}}{86.85 \frac{kN}{m^2}} \right) = 0.03 \text{ m}$$

$$S_{c3} = \frac{0.048 * 7.86 \text{ m}}{1 + 0.72} \log \left(\frac{113.65 \frac{kN}{m^2} + 20.4 \frac{kN}{m^2}}{113.65 \frac{kN}{m^2}} \right) = 0.07 \text{ m}$$

El asentamiento total se determina por medio de la suma del asentamiento elástico y los de consolidación primaria. No se consideró la consolidación secundaria porque es un estudio de prefactibilidad y no se tiene suficientes datos sobre los estratos presentes.

$$S_t = S_e + S_{c1} + S_{c2} + S_{c3} = 22 \text{ cm}$$

El asentamiento total es de 22 centímetros. Según la norma ecuatoriana de geotecnia y cimentaciones, el asentamiento máximo es de 20 centímetros. Es necesario el uso de pilotes para controlar los asentamientos. Para simular los pilotes en la losa, se usan apoyos restringidos de traslación y rotación para así encontrar la mayor reacción posible que llega a cada pilote. En la Figura 3.88, se muestra la ubicación de los empotramientos acorde a las separaciones de la Figura 3.89.

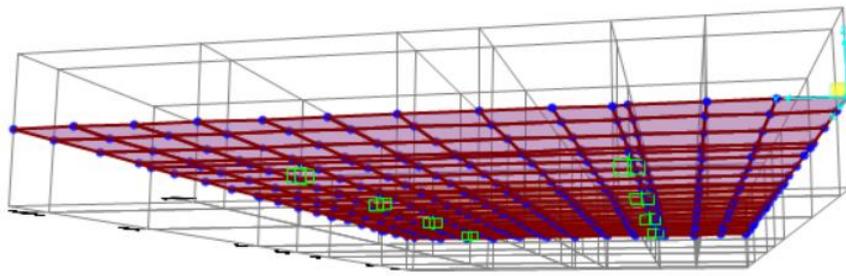


Figura 0.88. Simulación de pilotes en SAP2000

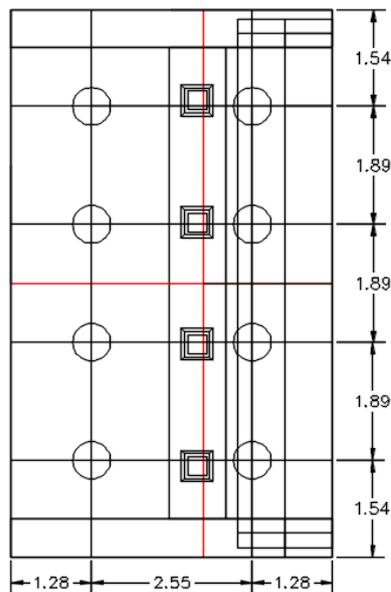


Figura 0.89. Planta de cimentación con pilotes

A partir del modelo de SAP2000, se encuentra el cortante máximo y el momento máximo actuante sobre el pilote.

Tabla 0.27. Fuerzas máximas sobre pilote

Vmax [kN]	216
Mmax [kN-m]	288
Pmax [kN]	431

Para los pilotes se usaron pilas coladas en sitio. Se escogió el uso de pilas perforadas porque se puede emplear una sola pila perforada en vez de un grupo de pilotes. Los pilotes hincados en suelos cohesivos pueden producir el levantamiento del terreno ocasionando que los pilotes adyacentes se muevan lateralmente. El impacto ambiental

con pilas perforadas es mucho menor al de pilotes hincados, debido a la disminución de contaminación auditiva.

El diámetro mínimo de la pila es:

$$D_s = \sqrt{\frac{Q_w}{\left(\frac{\pi}{4}\right) * 0.25 * f'c}} \quad (3.94)$$

Donde:

Ds: Diámetro de la pila

f'c: Resistencia del hormigón a los 28 días

Qw: Carga de trabajo de la pila perforada

$$D_s = \sqrt{\frac{1421 \text{ kN}}{\left(\frac{\pi}{4}\right) * 0.25 * 28000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}} = 0.5\text{m}$$

Por motivos de efecto de las cargas laterales, se aumentará el diámetro mínimo calculado en un 30%, haciendo el diámetro de diseño 70 centímetros.

Para la capacidad de soporte de la pila perforada, se tiene:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.95)$$

Qu: Carga última

Qp: Capacidad de soporte en la base

Qs: Resistencia por fricción superficial

La capacidad de soporte en la base se calcula en el estrato al que llega la longitud total del pilote:

$$Q_p = A_p(c' * F_{cs} * F_{cd} * F_{cc} + q' * N_q * F_{qs} * F_{qd} * F_{qc} + 0.5 * \gamma' * N_\gamma * F_{\gamma s} * F_{\gamma d} * F_{\gamma c}) \quad (3.96)$$

Donde:

c': cohesión

Nc, Nq, Ny: factores de capacidad de carga

Fcs, Fqs, Fys: Factores de forma

Fcd, Fqd, Fys: Factores de profundidad

Fcc, Fqc, Fyc: Factores de compresibilidad

γ' : Peso específico efectivo del suelo en la base de la pila

q' : Esfuerzo vertical efectivo en la base de la pila

A_p : área de la base

De la Figura 3.87 se tiene los parámetros para calcular la resistencia de punta y fuste de cada pilote.

$$Q_p = (0.38 \text{ m}^2) * \left[134 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (4.33 - 1) * 1.28 * 1.45 * 1 \right] = 319 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_s = \int_0^{L_1} p f dz = \pi D_s * (1 - \text{sen}(\phi')) * \int_0^{L_1} \sigma' o * \tan \delta' * dz$$

$$Q_{s1} = \pi * (0.7 \text{ m}) * (1 - \text{sen}(30.61)) * \int_0^{L_1=4.34} 51.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \tan(21.42^\circ) * dz = 94.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{s2} = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha^* C_{up} \Delta L = 0.4 * 28.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2.2 \text{ m} * 2.8 \text{ m} = 70.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

El último estrato se lo dividió en dos partes porque el esfuerzo efectivo se hace constante a una profundidad de 15 veces el diámetro del pilote.

$$Q_{s31} = \pi * (0.7 \text{ m}) * (1 - \text{sen}(16)) * \int_0^{L_1=3.36} 101.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \tan(11.2^\circ) * dz = 108.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{s32} = \pi * (0.7 \text{ m}) * (1 - \text{sen}(16)) * \int_0^{L_1=4.5} 110.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \tan(11.2^\circ) * dz = 157.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La carga total de resistencia del pilote es:

$$Q_t = Q_p + Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s31} + Q_{s32} = 749.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

El factor de seguridad es:

$$FS = \frac{Q_t}{P_{max}} = 1.74$$

Como el cálculo se efectuó para cargas de servicio y sísmica, la norma ecuatoriana de geotecnia y cimentaciones permite un factor de seguridad mínimo de 1.5.

El asentamiento de los pilotes se divide en:

Asentamiento elástico:

$$Se(1) = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (3.97)$$

$$Q_{ws} = Q_{perm} - Q_{wp} = 749.8 \text{ kN} - 319 \text{ kN} = 430.84 \text{ kN}$$

$$E_p = 15100\sqrt{f'c} = 15100\sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 252671 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 24778560.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Se(1) = \frac{(319 \text{ kN} + 0.585 * 430.84 \text{ kN}) * 15\text{m}}{(0.38 \text{ m}^2) E_p} = 1 \text{ mm}$$

Asentamiento por carga de punta del pilote:

$$Se(2) = \frac{q_{wp} * D}{E_s} (1 - \mu_s^2) * I_{wp} \quad (3.98)$$

$$q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p} = \frac{319 \text{ kN}}{0.38 \text{ m}^2} = 839.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$E_s = \beta * C_u = 1200 * 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 960000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Se(2) = \frac{839.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.7 \text{ m}^2}{960000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} * (1 - 0.5^2) * 0.85 = 4 \text{ mm}$$

Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote:

$$Se(3) = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right) * \frac{D}{E_s} * (1 - \mu_s^2) * I_{ws} \quad (3.99)$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35 * \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (3.100)$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35 * \sqrt{\frac{15\text{m}}{0.7\text{m}}} = 3.62$$

$$Se(3) = \left(\frac{430.84 \text{ kN}}{2.2 \text{ m} * 15 \text{ m}} \right) * \frac{0.7 \text{ m}}{960000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} * (1 - 0.5^2) * 3.62$$

$$Se(3) = 0.02 \text{ mm}$$

El asentamiento total del pilote es:

$$S_T = Se(1) + Se(2) + Se(3) = 5.02 \text{ mm}$$

Este valor de asentamiento se lo calculó con los valores referenciales del estudio de suelos y de la figura 3.87.

3.10.7 Diseño de losa estribo derecho

De la figura 112 se tiene los esfuerzos máximos en la losa por cada metro de longitud. Como las dimensiones son conocidas, se empieza dando un recubrimiento de 75 mm según ACI 20.6.1.3.1. Se trabajará con una varilla de 20 mm de diámetro. El peralte es:

$$d = h - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset}{2} \quad (3.101)$$

$$d = 100 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 91.5 \text{ cm}$$

El acero mínimo para una sección de losa de 1 metro de ancho según ACI 9.6.1.2 es:

$$As_{min} = \max \left(\frac{0.8 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d, \frac{14}{f_y} b_w d \right) \quad (3.102)$$

$$As_{min} = \max \left(\frac{0.8 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 91.5 \text{ cm}, \frac{14}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 91.5 \text{ cm} \right)$$

$$As_{min} = \max (29.1 \text{ cm}^2, 30.5 \text{ cm}^2)$$

$$As_{min} = 30.5 \text{ cm}^2$$

Se trabajará con varilla de 20 mm con una separación de 20 cm.

El cortante máximo para un metro de losa es:

$$V_u = 22017 \text{ kg}$$

El cortante que puede soportar el hormigón según ACI 22.5.5.1 es:

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3.103)$$

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} * 100cm * 91.5cm = 81147 kg$$

$$\phi V_c = 0.75 * 80926 kg = 60694.46 kg$$

La altura del bloque de compresión de Whitney es:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{31.41 cm^2 * 4200 \frac{kg}{cm^2}}{0.85 * 280 \frac{kg}{cm^2} * 100 cm} = 5.54 cm$$

La distancia hasta el eje neutro es:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.54cm}{0.85} = 6.51 cm$$

El momento actuante para un metro de losa de cimentación es:

$$M_u = 2934028 kg - m$$

El momento nominal para un metro de losa es:

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.104)$$

$$M_n = 31.41cm^2 * 4200 \frac{kg}{cm^2} * \left(91.5cm - \frac{5.54}{2}\right) = 5853692 kg - cm$$

$$\phi M_n = 0.9 * 5853692 kg - cm = 5268322 kg - cm$$

Se comprueba la condición de falla a tensión:

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_c}{c} (d - c) \quad (3.105)$$

$$\epsilon_t = \frac{0.003}{6.52 cm} (91.52 cm - 6.52 cm) = 0.04 > 0.005$$

El área de retracción y temperatura se la calcula según ACI 7.6.4.1:

$$\rho_{min} = \max \left(0.0018 * \frac{4200 \frac{kg}{cm^2}}{f_y}, 0.0014 \right) \quad (3.106)$$

$$\rho_{min} = \max\left(0.0018 * \frac{4200 \frac{kg}{cm^2}}{4200 \frac{kg}{cm^2}}, 0.0014\right) = 0.0018$$

$$A_{smin} = 0.0018 * b * d$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 91.5 \text{ cm} = 16.47 \text{ cm}^2$$

Se escoge una varilla de 18 mm de diámetro con una separación de 25 cm, por lo que el acero por retracción y temperatura es:

$$\frac{A_s}{m} = 20.35 \text{ cm}^2$$

La capacidad de punzonamiento de la losa ante la carga de los pilotes según ACI 22.6.5.2 es:

$$v_c = 1.1\lambda\sqrt{f'_c} \quad (3.107)$$

$$v_c = 1.1 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} = 18.4 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi v_c = 13.8 \frac{kg}{cm^2}$$

El cortante de punzonamiento se lo calcula con la carga de reacción entre la interfaz pilote-losa, con un perímetro crítico según la Figura 3.90.

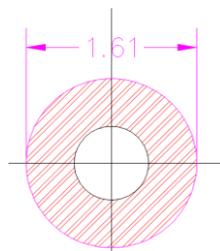


Figura 0.90. Perímetro de punzonamiento

$$v_u = \frac{V_u}{b_o * d} \quad (3.108)$$

$$v_u = \frac{179930 \text{ kg}}{161 \text{ cm} * \pi * 91.5 \text{ cm}} = 3.89 \frac{kg}{cm^2}$$

3.10.8 Diseño de muro estribo derecho

El cortante máximo de diseño se lo obtiene de la Tabla 3.28.

Tabla 0.28. Combinaciones de carga para diseño de muro

Combinación	Pu [ton]	Mu [ton-m]	Vu [ton]
1.2D+1.6L	26.48	7.61	2.94
1.4D	30.89	8.88	1.76
1.2D+SISMO+L	26.48	8.52	10.43
1.2D-SISMO+L	26.48	17.81	7.13
ENVOLVENTE	30.89	17.81	10.43

A pesar de no estar afectado por el nivel de la superficie de agua, el muro estará en contacto permanente con el suelo, por esta razón el recubrimiento según ACI 20.6.1.3.1 es de 75 mm. Asumiendo que se trabaja con una varilla de 25 mm, el peralte es:

$$d = h - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 155 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.25 \text{ cm} = 146.25 \text{ cm}$$

La resistencia a corte del muro es:

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'c}b_wd$$

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} * 100 \text{ cm} * 146.25 \text{ cm} = 129703 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_c = 0.75 * 129703 \text{ kg} = 97277.42 \text{ kg}$$

$$0.5 * \emptyset V_c = 48638 \text{ kg} > V_u = 10430 \text{ kg}$$

El refuerzo longitudinal mínimo según ACI 11.6.1 y ACI 9.6.1.2 es:

$$\rho_l = 0.0015$$

$$\rho_l = \max\left(0.0015, \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y}, \frac{14}{f_y}\right)$$

$$\rho_l = \max(0.0015, 0.003, 0.0033)$$

$$A_{smin} = 0.0033 * b_w * d$$

$$A_{smin} = 0.0033 * 100cm * 146.25 cm = 48.26 cm^2$$

El refuerzo horizontal mínimo según ACI 7.6.4.1 es:

$$\rho_{min} = \max \left(0.0018 * \frac{4200 \frac{kg}{cm^2}}{fy}, 0.0014 \right)$$

$$\rho_{min} = \max \left(0.0018 * \frac{4200 \frac{kg}{cm^2}}{4200 \frac{kg}{cm^2}}, 0.0014 \right) = 0.0018$$

$$\rho_t = 0.0018$$

$$A_{smin} = 0.0018 * bw * d$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 cm * 146.25 cm = 26.33 cm^2$$

Para el refuerzo longitudinal se trabajará con varilla de 25 mm con una separación de 20 cm. Para el refuerzo transversal se usará varilla de 18 mm cada 20 cm. A partir de los datos se graficó la sección en section designer de SAP2000, para un metro de longitud de estribo. En la Figura 3.91 se colocó refuerzo longitudinal en las dos caras del muro, para controlar la inversión de esfuerzos durante eventos sísmicos. En la Figura 3.92 se muestra el diagrama de interacción para el muro, se extendió la recta en cada combinación de carga para poder determinar en qué zona se ubica la falla. La mayoría de los casos están en la zona de transición entre el límite de control a compresión (LCC) y el límite de control a tensión (LCT). Ninguna de las combinaciones está fuera de la curva nominal.

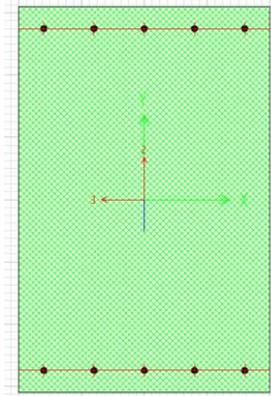


Figura 0.91. Sección de muro en SAP2000

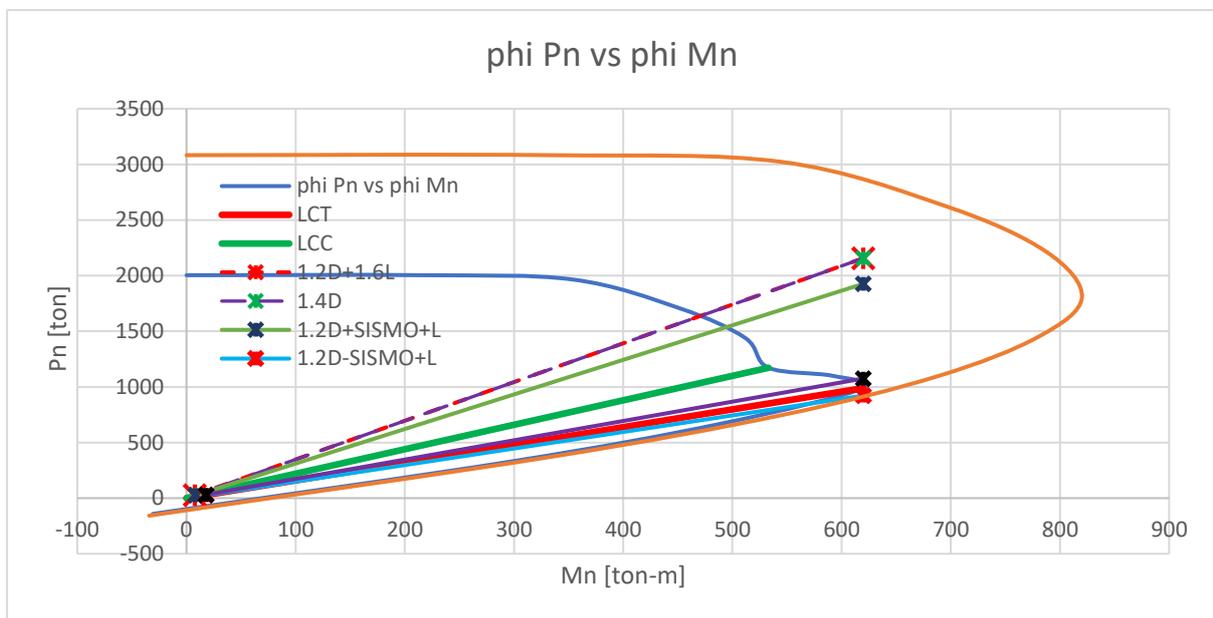


Figura 0.92. Diagrama de interacción muro de estribo derecho

Los valores del diagrama de interacción de la figura 122 se encuentran en la Tabla 3.29.

Tabla 0.29. Resultados del diagrama de interacción

phiPn [ton]	phi Mn [ton-m]
2004	0
2004	215.5482
1965	353.9874
1704	452.49
1440	511.7477
1172	533.0645
1100	591.6171

989.3214	620.0612
672.7538	491.175
329.8176	297.5789
-141.5117	-30.8689

Se comprueba si la sección se encuentra en la zona de falla a tensión:

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} (d - c)$$

$$\varepsilon_t = \frac{0.003}{10.19 \text{ cm}} (146.25 \text{ cm} - 10.19 \text{ cm}) = 0.04 > 0.005$$

La longitud de desarrollo para las barras corrugadas con diámetro de 25 mm según ACI 25.4.2.1 es:

$$ld = \max \left(300 \text{ mm}, \left(\frac{fy * \psi_t * \psi_e}{1.7 * \lambda * \sqrt{f'c}} \right) * d_b, \left(\frac{fy}{1.1 * \lambda * \sqrt{f'c}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s}{\left(\frac{cb + Ktr}{d_b} \right)} \right) * d_b \right)$$

$$\lambda = 1 \text{ (Concreto de peso normal)}$$

$$\psi_e = 1 \text{ (Refuerzo sin recubrimiento)}$$

$$\psi_s = 1 \text{ (Barra mayor a 22 mm)}$$

$$\psi_t = 1$$

$$ld = \max \left(300 \text{ mm}, \left(\frac{420 \text{ MPa} * 1 * 1}{1.7 * 1 * \sqrt{28 \text{ MPa}}} \right) * 25 \text{ mm}, \left(\frac{420 \text{ MPa}}{1.1 * 1 * \sqrt{28 \text{ MPa}}} * \frac{1 * 1 * 1}{(2.5)} \right) * 25 \text{ mm} \right)$$

$$ld = \max(300 \text{ mm}, 1168 \text{ mm}, 722 \text{ mm})$$

$$ld = 1168 \text{ mm}$$

La longitud de desarrollo para las barras corrugadas con diámetro de 20 mm según ACI 25.4.2.1 es:

$$ld = \max \left(300 \text{ mm}, \left(\frac{fy * \psi_t * \psi_e}{2.1 * \lambda * \sqrt{f'c}} \right) * d_b, \left(\frac{fy}{1.1 * \lambda * \sqrt{f'c}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s}{\left(\frac{cb + Ktr}{d_b} \right)} \right) * d_b \right)$$

$$\lambda = 1 \text{ (Concreto de peso normal)}$$

$$\psi_e = 1 \text{ (Refuerzo sin recubrimiento)}$$

$$\psi_s = 0.8 \text{ (Barra menor a 22 mm)}$$

$$\psi_t = 1$$

$$ld = \max \left(300 \text{ mm}, \left(\frac{420 \text{ MPa} * 1 * 1}{2.1 * 1 * \sqrt{28 \text{ MPa}}} \right) * 20 \text{ mm}, \left(\frac{420 \text{ MPa}}{1.1 * 1 * \sqrt{28 \text{ MPa}}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{(2.5)} \right) * 20 \text{ mm} \right)$$

$$ld = \max(300 \text{ mm}, 756 \text{ mm}, 462 \text{ mm})$$

$$ld = 756 \text{ mm}$$

La longitud de desarrollo para las barras corrugadas con diámetro de 18 mm según ACI 25.4.2.1 es:

$$ld = \max \left(300 \text{ mm}, \left(\frac{420 \text{ MPa} * 1 * 1}{2.1 * 1 * \sqrt{28 \text{ MPa}}} \right) * 18 \text{ mm}, \left(\frac{420 \text{ MPa}}{1.1 * 1 * \sqrt{28 \text{ MPa}}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{(2.5)} \right) * 18 \text{ mm} \right)$$

$$ld = \max(300 \text{ mm}, 681 \text{ mm}, 416 \text{ mm})$$

$$ld = 681 \text{ mm}$$

La longitud de traslape según ACI 25.5.2.1 es:

$$lst = \max(1.3ld, 300 \text{ mm})$$

Para la varilla de 25 mm:

$$lst = \max(1.3 * 1168 \text{ mm}, 300 \text{ mm})$$

$$lst = 1519 \text{ mm}$$

Para la varilla de 20 mm:

$$lst = \max(1.3 * 756 \text{ mm}, 300 \text{ mm})$$

$$lst = 983 \text{ mm}$$

Para la varilla de 18 mm:

$$lst = \max(1.3 * 681 \text{ mm}, 300 \text{ mm})$$

$$l_{st} = 886 \text{ mm}$$

3.10.9 Diseño de estribo izquierdo

De la Figura 3.66 se tiene que para un ángulo de esviajamiento de 0° y una longitud de puente de 141 ft, se debe usar un diseño semi integral entre estribo y muros de ala. Los estribos semi integrales son aquellos donde la superestructura tiene un apoyo de neopreno y su movimiento es independiente de la subestructura. El ángulo de esviajamiento para este tipo de estructuras se limita a 30° , como se observa en la figura 96. Se usará un modelo de estribo de parapeto corto debido a que la altura del muro es menor a 4.5 metros según el galibo proporcionado y la altura de socavación. En la Figura 3.67 se muestra los rangos mínimos de dimensiones para un muro de parapete corto.

Se debe asignar una categoría de exposición al estribo según el nivel de ataque de los elementos. De la Figura 3.68 se toma la categoría W1 que es para estructuras en contacto con el agua donde se requiera baja permeabilidad. De la Figura 3.69 se tiene que para una categoría W1 de exposición a la intemperie, se debe tener para el hormigón un f'_c mínimo de 28 MPa con un contenido de relación agua/cemento máximo de 0.45. No existen requisitos adicionales para contenido de aire y materiales cementantes. Como no existe ataque de sulfatos ni de deshielo por las condiciones climáticas, la categoría W1 es la más restrictiva.

En la figura 3.73, se observa la configuración estructural del puente. Consiste en dos tramos simplemente apoyados con una pila central. Para consideraciones de diseño, el estribo izquierdo se lo encerró en el recuadro azul de la figura 3.73. La configuración original del puente, que era un tramo simplemente apoyado, se cambió debido a la condición hidráulica del estribo derecho. Se tuvo que alejar el estribo del cauce natural del río, para evitar la socavación del material granular en el estribo.

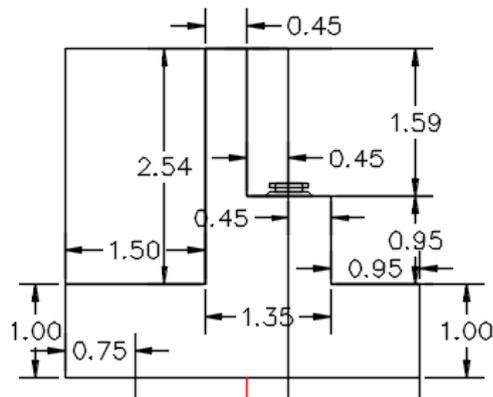


Figura 0.93. Dimensiones del estribo izquierdo

Las dimensiones del estribo derecho se escogieron acorde a la Figura 3.67, que contiene las longitudes mínimas para el parapeto, cuerpo y losa del muro. Se ubicó el neopreno de apoyo en el centro de la plataforma principal del muro y se dejó un espaciamiento de 45 centímetros de cada lado para poder dar espacio a los desplazamientos por cargas laterales de muro o de la pila de apoyo. La altura del estribo se la tomó acorde al galibo mínimo según MTOP Normas de diseño geométrico 2003. El galibo que se requiere para puentes es de 1 metro, para el estribo izquierdo que conecta con la pila central, se dejó un galibo de 1.14 metros. Inicialmente se tenía 1 metro, pero se cambió por motivos de diseño. La luz del tramo izquierdo requiere un peralte de viga mayor, y para mantener el mismo nivel de rasante con el tramo derecho del puente, se aumentó la altura de la viga. Al aumentar la altura de la viga del tramo izquierdo, se disminuyó la altura del galibo. Se llegó a la profundidad de socavación de la Figura 3.73, marcada en verde. El desplante de la cimentación debe estar por debajo de esa línea y, por ende, aumenta la altura del estribo a mayor profundidad de socavación.

Las cargas muertas y vivas (vehículo) se describen a continuación:

La carga muerta por peso propio de muro es el área transversal por el peso volumétrico del hormigón. Como no se conoce si se usará algún alivianamiento, se usará un hormigón de densidad estándar de 2400 kg/m³. Al usar la densidad estándar, se está incluyendo el armado de acero, que, a pesar de no representar un gran peso en comparación con el hormigón, está incluido en este valor. El estribo se separó en diferentes componentes según la Figura 3.94. Se dividió para poder encontrar el centroide de cada elemento.

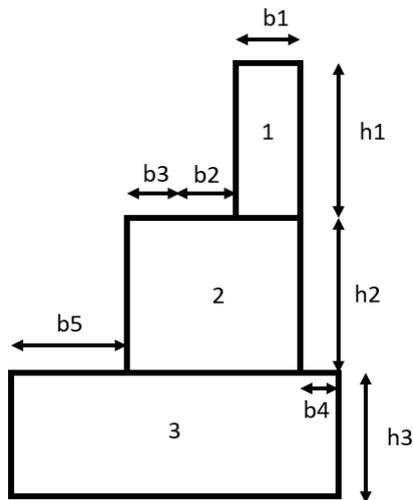


Figura 0.94. División de estribo izquierdo

Tabla 0.30. Cargas de estribo debido a peso propio

Cargas de muro PP			
Sección	Área [m ²]	Brazo [m]	Peso[kN/m]
A1	0.7155	2.075	16.81425
A2	1.2825	1.625	30.13875
A3	3.8	1.9	89.3

En la Tabla 3.30 se muestra el peso del muro en metro lineal. Al multiplicar el área por el peso volumétrico del hormigón, se estimó el peso por metro lineal de muro. Es necesario hacer esta acotación porque las verificaciones del muro se las realiza para un metro de ancho de estribo, por lo que solamente se necesita las cargas aplicadas a un metro de muro. En la Tabla 3.30, se tiene también la longitud de brazo de momento, medido desde el talón izquierdo del área 3 en la Figura 3.94.

Para la carga de tierra vertical en el muro, se tiene un relleno de subbase clase 3. Se escogió este tipo de relleno debido a que es granular y permitirá un drenaje más rápido que con el material de sitio que es básicamente limos y arcillas. Para el material de relleno se tiene un peso volumétrico de 16.5 kN/m³, que se obtuvo del catálogo de la compañía Megarock. No se conoce el ángulo de fricción, no está especificado en el catálogo. De manera conservadora, se asumirá un ángulo de fricción de 30° para el relleno.

Tabla 0.31. Carga vertical de relleno

Carga de tierra vertical			
Sección	Área [m ²]	Brazo [m]	Peso[kN/m]
A1	3.81	0.75	62.865

De la Tabla 3.31, se tiene el peso por metro lineal para el material de relleno y el brazo de palanca medido desde el talón izquierdo inferior de la losa. El área de relleno A1 se encuentra graficada en la Figura 3.70.

El peso del puente se lo obtuvo asumiendo un tramo simplemente apoyado. Basado en esta suposición, las vigas de la superestructura no transferirán momento a los estribos y se trabaja como un sistema desacoplado. Para el vano de 43 metros que conecta con el estribo derecho se tiene una descarga de 40.71 kN que se obtiene sumando el peso de la superestructura con la carga móvil hl-93 (Figura 3.95) y el cortante por sobrecarga distribuida (Figura 3.96).

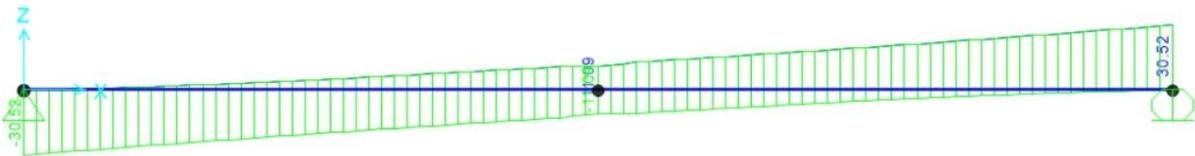


Figura 0.95. Cortante por carga muerta de superestructura y carga móvil HL-93



Figura 0.96. Cortante por sobrecarga distribuida

El peso de puente previamente calculado es debido a una sola viga. En la Figura 3.97, se tiene la distribución de los neoprenos en la plataforma del estribo, lo que se simulará por medio de cargas puntuales equidistantes. Por motivos de prefactibilidad y simplificación del diseño, se sumarán estas cargas para llevarlas a una carga distribuida general que representará la descarga total del tramo de 43 metros al estribo izquierdo. Se debe multiplicar la descarga por el número de apoyos y dividirla para la longitud del

ancho del estribo que es la suma de las medidas en la Figura 3.97. El peso de la superestructura sobre el estribo es:

$$W_{br} = \frac{399 \text{ kN} * 4 \text{ vigas}}{7.55 \text{ metros}} = 211.39 \text{ kN/m}$$

Tabla 0.32. Parámetros Mononobe-Okabe

Parámetros Solución Mononobe-Okabe	
β	90
θ'	16.7
δ'	17.55
Φ	30
α	3
kh	0.3
kv	0

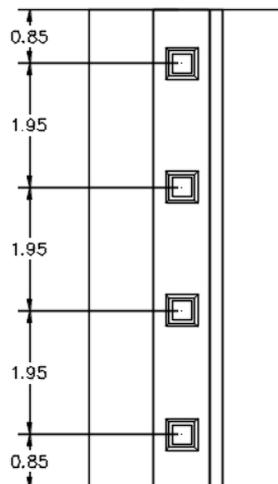


Figura 0.97. Distribución de neoprenos en planta

A partir de los parámetros de la Tabla 3.32, el coeficiente de presión activa del suelo es:

$$K_{ae} = 0.62$$

La fuerza activa sísmica por longitud unitaria de muro es:

$$\Delta P_{ae} = 53.95 \text{ kN/m}$$

A esta solución se la compara con la de Seed y Whitman con los parámetros de la Tabla 3.33:

$$\Delta P_{ae} = 22.79 \text{ kN/m}$$

Tabla 0.33. Parámetros Seed y Whitman, 1970

Parámetros Seed y Whitman, 1970	
β'	73.30
α'	13.70

Se debe tomar la mayor carga entre Mononobe-Okabe y See-Whitman, la carga estará aplicada a un sexto de la altura total del muro.

La presión por carga vehicular debe calcularse según la proximidad del vehículo al estribo. Con base a la Figura 3.72, se estimó la variación de cargas a diferentes alturas de muro. Se asumió un vehículo de 28 toneladas con una proximidad de 40 cm. En la Figura 3.98, se tomó la máxima carga posible y su ubicación para calcular el momento de volcamiento que produce. La carga se ubica a una altura de 2.832 metros medidos desde la base del muro.

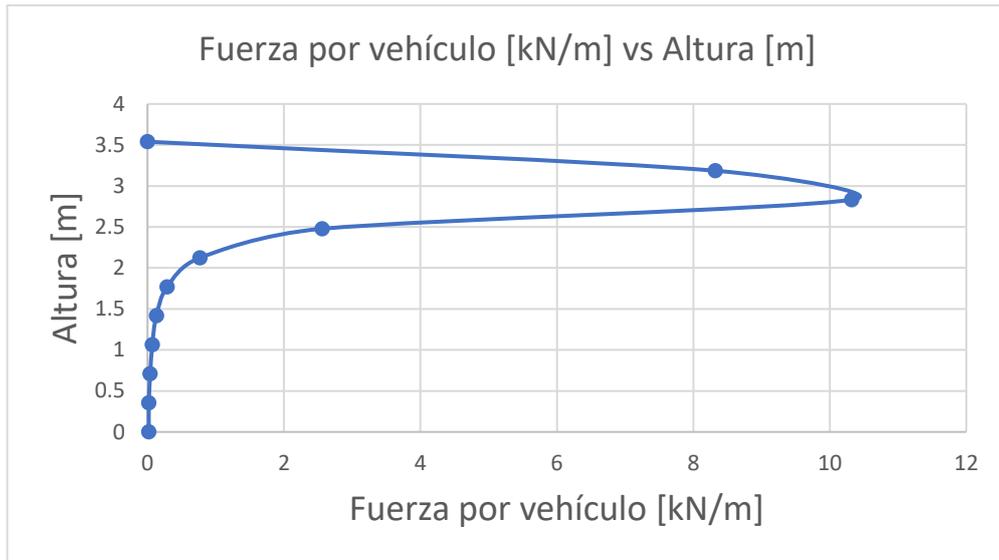


Figura 0.98. Variación de carga lateral de vehículo con altura

En la Tabla 3.34 se presentan los momentos resistentes y los momentos de volcamiento. El FS resultante es de 3.8 y el recomendado debe estar en un rango de 2 a 3, por lo que es aceptable.

Tabla 0.34. Resumen de momentos de volcamiento y resistentes

Volcamiento	
Sección	Momento [kN-m/m]
Carga de muro	253.54
Carga de tierra	48.12
Peso puente	295.95
Ph	12.28
Presion sismo	114.59
Carga camion	29.23
MVolcamiento	156.10
MResistente	599.62
FS VOLCAMIENTO	3.8

Para el cálculo del deslizamiento, se ignorará la presión pasiva en la parte izquierda de la losa del estribo debido a que es más conservador eliminar esa fuerza. En la Tabla 3.35 se encuentran los parámetros de entrada para el factor de seguridad ante deslizamiento.

Tabla 0.35. Parámetros de entrada para deslizamiento

Deslizamiento	
ΣV [kN/m]	411.48
$k_1=k_2$	0.585
$c'2$ [kN/m ²]	10.27
FS	2.1

Para calcular el factor de seguridad ante carga última, se tiene que estimar el valor de excentricidad.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_{Resistente} - M_{volcamiento}}{\Sigma V} = 0.82m < \frac{B}{6} = 0.63$$

Se debe procurar que la excentricidad sea menor a B/6 para evitar el levantamiento de la losa de cimentación. A continuación, se debe calcular los esfuerzos en el pie y talón de la cimentación.

$$q_{pie} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = 248.84 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{talón} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = -32.27 \frac{kN}{m^2}$$

Se diseña para el máximo esfuerzo que es el del pie de la cimentación. Para el esfuerzo último de la cimentación se debe usar:

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan(\phi')} = 1; \phi' = 0^\circ$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi') = 5.14$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi') = 0$$

$$q = \gamma_2 D = (1.72 m) * \left(13.28 \frac{kN}{m^2}\right) = 32 kN/m^2$$

$$B' = B - 2e = 2.16 m$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan(\phi'_2)} = 1.32$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan(\phi'_2) (1 - \text{sen}(\phi'_2))^2 \frac{D}{B'} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2 = 0.78$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi'_2}\right)^2 = N/A$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1} \left(\frac{Pa \cos(\alpha)}{\Sigma V} \right) = 10.25^\circ$$

El resultado para esfuerzo último en el suelo es:

$$q_u = 208.6 \frac{kN}{m^2}$$

El resultado para el factor de seguridad se obtiene dividiendo el esfuerzo último sobre el esfuerzo máximo al que estará sometido.

$$FS = \frac{q_u}{q_{max}} = \frac{208.6 \text{ kN}}{248.84 \text{ kN}} = 0.84$$

Como el factor de seguridad ante carga última es menor a lo recomendado, se debe trabajar con cimentaciones profundas. Para calcular las fuerzas de diseño tanto en la losa como en el muro, se debe hacer un modelo en SAP2000. Se diseñará el muro para un metro de longitud con la sección mostrada en la Figura 3.99. Se puso en la base un apoyo restringido ante traslación y rotación, asumiendo que el muro está conectado a la losa de cimentación con pilotes. El extremo superior tiene libertad de trasladarse y rotar porque no se encuentra restringido por la viga del puente.

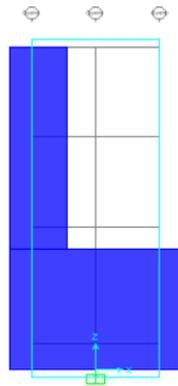


Figura 0.99. Modelo de muro en SAP2000

A partir del modelo de SAP200, se encuentran los valores de cortante, momento y carga axial transferidas a la losa de cimentación.

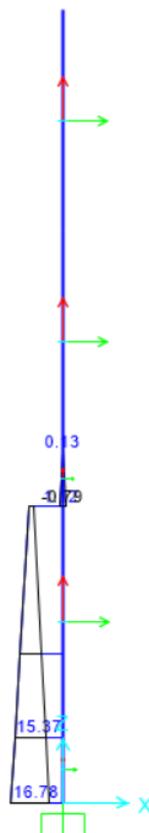


Figura 0.100. Momento máximo sin mayorar

De la Figura 3.100, el momento máximo sin mayorar es de 16.78 ton-m por cada metro de muro.

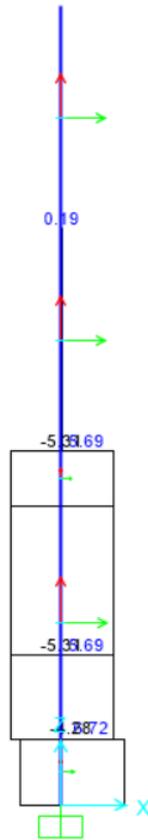


Figura 0.101. Cortante máximo sin mayorar

De la Figura 3.102, el cortante máximo de diseño es de 6.73 toneladas por cada metro de longitud de muro.

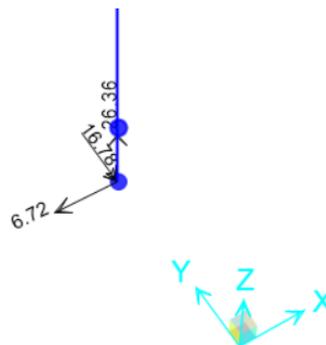


Figura 0.102. Reacción en la base del muro

En la figura 3.102 se tiene la reacción en unidades de toneladas y metros. Para el diseño axial del muro se tiene una carga de 26.36 toneladas. El momento y cortante en la base del muro también se muestran en la Figura 3.102. Las cargas no son mayoradas debido a que se las usará para un análisis de esfuerzos admisibles en la losa.

Conociendo las reacciones del muro a la losa de cimentación, se modela la losa en SAP2000. En la Figura 3.103 se encuentran las cargas asignadas en la losa. En la modelación se considera las cargas verticales de tierra y alas suplementarias de hormigón. Como no se tiene un factor de seguridad suficiente ante capacidad de carga, se optó por el uso de cimentaciones profundas. En la Figura 3.103 se usan apoyos restringidos a traslación y rotación para así encontrar la mayor reacción posible en cada pilote y también poder diseñar la losa de cimentación. En la Figura 3.104 se muestra la distribución en planta para los pilotes del estribo izquierdo. Las fuerzas máximas se muestran en la Tabla 3.36.

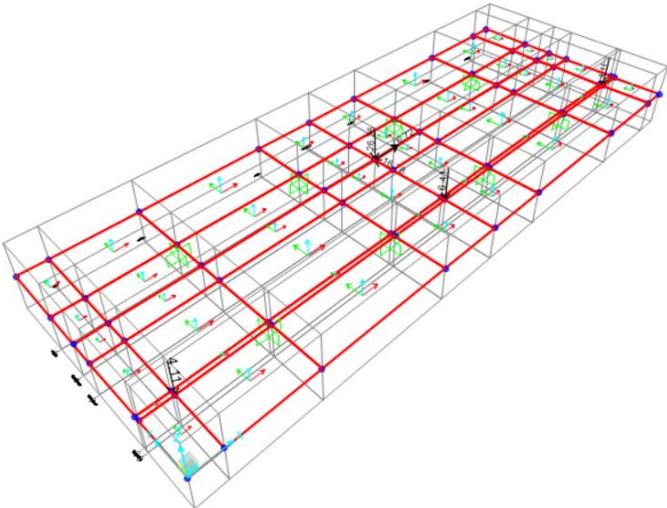


Figura 0.103. Modelo de losa SAP2000

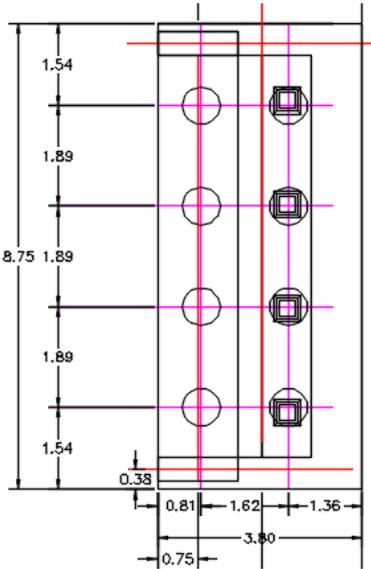


Figura 0.104. Planta de cimentación con pilotes

Tabla 0.36. Fuerzas máximas sobre pilote

Vmax [kN]	417
Mmax [kN-m]	231
Pmax [kN]	1110

A partir del modelo de SAP2000, se encuentra el cortante máximo y el momento máximo actuante sobre el pilote.

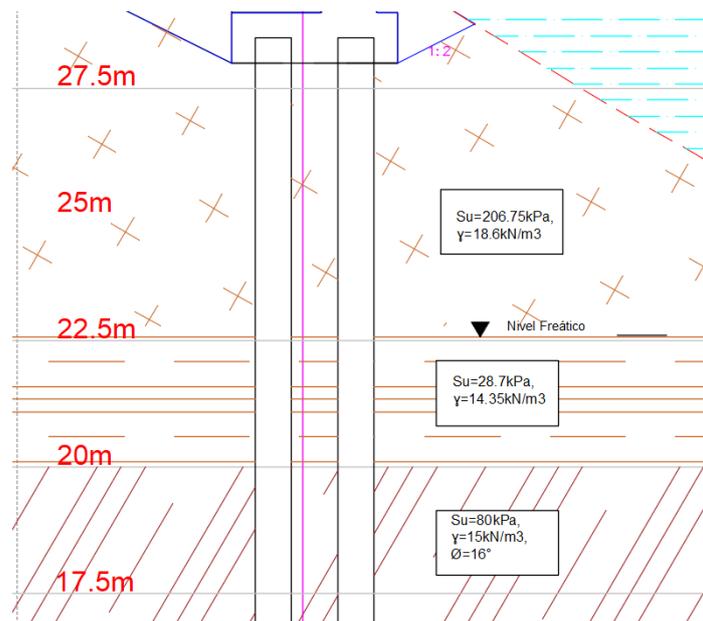


Figura 0.105. Estratigrafía para el estribo izquierdo

Para los pilotes se usaron pilas coladas en sitio. Se escogió el uso de pilas perforadas porque se puede emplear una sola pila perforada en vez de un grupo de pilotes. Los pilotes hincados en suelos cohesivos pueden producir el levantamiento del terreno ocasionando que los pilotes adyacentes se muevan lateralmente. El impacto ambiental con pilas perforadas es mucho menor al de pilotes hincados, debido a la disminución de contaminación auditiva. Para el cálculo de resistencia de los pilotes se usará los valores de la estratigrafía de la Figura 3.105.

El diámetro mínimo de la pila es:

$$D_s = \sqrt{\frac{1110 \text{ kN}}{\left(\frac{\pi}{4}\right) * 0.25 * 28000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}} = 0.4\text{m}$$

Por motivos de efecto de las cargas laterales, se aumentará el diámetro mínimo calculado en un 30%, haciendo el diámetro de diseño 70 centímetros.

Para la capacidad de soporte de la pila perforada, se tiene

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

De la Figura 3.105 se tiene los parámetros para calcular la resistencia de punta y fuste de cada pilote.

$$Q_p = (0.38 \text{ m}^2) * \left[150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (4.33 - 1) * 1.28 * 1.45 * 1 \right] = 357 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{s1} = \sum_{L=0}^{L=L1} \alpha^* C_{up} \Delta L = 0.4 * 206.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2.2 \text{ m} * 5.5 \text{ m} = 1000.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{s2} = \sum_{L=0}^{L=L2} \alpha^* C_{up} \Delta L = 0.4 * 28.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2.2 \text{ m} * 2.5 \text{ m} = 63.14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

El último estrato se lo dividió en dos partes porque el esfuerzo efectivo se hace constante a una profundidad de 15 veces el diámetro del pilote.

$$Q_{s31} = \pi * (0.7 \text{ m}) * (1 - \text{sen}(16)) * \int_0^{L1=2.5} 120.175 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \tan(11.2^\circ) * dz = 94.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{s32} = \pi * (0.7 \text{ m}) * (1 - \text{sen}(16)) * \int_0^{L1=4.5} 126.79 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \tan(11.2^\circ) * dz = 179.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La carga total de resistencia del pilote es:

$$Q_t = Q_p + Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s31} + Q_{s32} = 1695.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

El factor de seguridad es:

$$FS = \frac{Q_t}{P_{max}} = 1.53$$

Como el cálculo se efectuó para cargas de servicio y sísmica, la norma ecuatoriana de geotecnia y cimentaciones permite un factor de seguridad mínimo de 1.5.

El asentamiento de los pilotes se divide en:

Asentamiento elástico:

$$Se(1) = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

$$Q_{ws} = Q_{perm} - Q_{wp} = 1695.3 \text{ kN} - 357 \text{ kN} = 1338.3 \text{ kN}$$

$$E_p = 15100 \sqrt{f'c} = 15100 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 252671 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 24778560.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Se(1) = \frac{(357 \text{ kN} + 0.585 * 1338.3 \text{ kN}) * 15 \text{ m}}{(0.38 \text{ m}^2) E_p} = 4 \text{ mm}$$

Asentamiento por carga de punta del pilote:

$$Se(2) = \frac{q_{wp} * D}{E_s} (1 - \mu_s^2) * I_{wp}$$

$$q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p} = \frac{357 \text{ kN}}{0.38 \text{ m}^2} = 939.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$E_s = \beta * C_u = 1200 * 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 960000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Se(2) = \frac{939.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.7 \text{ m}^2}{960000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} * (1 - 0.5^2) * 0.85 = 1 \text{ mm}$$

Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote:

$$Se(3) = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) * \frac{D}{E_s} * (1 - \mu_s^2) * I_{ws}$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35 * \sqrt{\frac{L}{D}}$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35 * \sqrt{\frac{15 \text{ m}}{0.7 \text{ m}}} = 3.62$$

$$Se(3) = \left(\frac{1338.3 \text{ kN}}{2.2 \text{ m} * 15 \text{ m}} \right) * \frac{0.7 \text{ m}}{960000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} * (1 - 0.5^2) * 3.62$$

$$Se(3) = 0.08 \text{ mm}$$

El asentamiento total del pilote es:

$$S_T = Se(1) + Se(2) + Se(3) = 4.08 \text{ mm}$$

Este valor de asentamiento se lo calculó con los valores referenciales del estudio de suelos y de la Figura 135.

3.10.10 Diseño de losa estribo izquierdo

De la Figura 3.102 se tiene los esfuerzos máximos en la losa por cada metro de longitud. Como las dimensiones son conocidas, se empieza dando un recubrimiento de 75 mm según ACI 20.6.1.3.1. Se trabajará con una varilla de 20 mm de diámetro. El peralte es:

$$d = h - \text{recubrimiento} - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 100 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 91.5 \text{ cm}$$

El acero mínimo para una sección de losa de 1 metro de ancho según ACI 9.6.1.2 es:

$$As_{min} = \max \left(\frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d, \frac{14}{f_y} b_w d \right)$$

$$As_{min} = \max \left(\frac{0.8\sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 100 \text{ cm} * 91.5 \text{ cm}, \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 100 \text{ cm} * 91.5 \text{ cm} \right)$$

$$As_{min} = \max (29.1 \text{ cm}^2, 30.5 \text{ cm}^2)$$

$$As_{min} = 30.5 \text{ cm}^2$$

El cortante máximo para un metro de losa es:

$$V_u = 7000 \text{ kg}$$

El cortante que puede soportar el hormigón según ACI 22.5.5.1 es:

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'c}b_w d$$

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} * 100 \text{ cm} * 91.5 \text{ cm} = 81147 \text{ kg}$$

$$\phi Vc = 0.75 * 81147 \text{ kg} = 60860 \text{ kg}$$

La altura del bloque de compresión de Whitney es:

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$a = \frac{31.41 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100 \text{ cm}} = 5.54 \text{ cm}$$

La distancia hasta el eje neutro es:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.54 \text{ cm}}{0.85} = 6.51 \text{ cm}$$

El momento actuante para un metro de losa de cimentación es:

$$Mu = 37000 \text{ kg} - \text{m}$$

El momento nominal para un metro de losa es:

$$Mn = As * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = 31.41 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(91.5 \text{ cm} - \frac{5.54}{2} \right) = 5853692 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi Mn = 0.9 * 5853692 \text{ kg} - \text{cm} = 5268322 \text{ kg} - \text{cm}$$

Se comprueba la condición de falla a tensión:

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_c}{c} (d - c)$$

$$\epsilon_t = \frac{0.003}{6.52 \text{ cm}} (91.5 \text{ cm} - 6.52 \text{ cm}) = 0.04 > 0.005$$

El área de retracción y temperatura se la calcula según ACI 7.6.4.1:

$$\rho_{min} = \max \left(0.0018 * \frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{fy}, 0.0014 \right)$$

$$\rho_{min} = \max \left(0.0018 * \frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}, 0.0014 \right) = 0.0018$$

$$A_{smin} = 0.0018 * b * d$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 91.5 \text{ cm} = 16.47 \text{ cm}^2$$

Se escoge una varilla de 18 mm de diámetro con una separación de 25 cm, por lo que el acero por retracción y temperatura es:

$$\frac{A_s}{m} = 20.35 \text{ cm}^2$$

La capacidad de punzonamiento de la losa ante la carga de los pilotes según ACI 22.6.5.2 es:

$$v_c = 1.1\lambda\sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 1.1 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 18.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi v_c = 13.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El cortante de punzonamiento se lo calcula con la carga de reacción entre la interfaz pilote-losa, con un perímetro crítico según la Figura 3.90.

$$v_u = \frac{V_u}{b_o * d}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_o * d}$$

$$v_u = \frac{159000 \text{ kg}}{161 \text{ cm} * \pi * 91.5 \text{ cm}} = 3.43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.10.11 Diseño de muro estribo izquierdo

El cortante máximo de diseño se lo obtiene de la Tabla 3.37.

Tabla 0.37. Combinaciones de carga para diseño de muro

Combinación	Pu [ton]	Mu [ton-m]	Vu [ton]
1.2D+1.6L	31.63	12.85	1.54
1.4D	36.9	14.35	1.45
1.2D+SISMO+L	31.63	18.83	6.93
1.2D-SISMO+L	31.63	11.25	5.31
ENVOLVENTE	36.9	18.83	6.93

A pesar de no estar afectado por el nivel de la superficie de agua, el muro estará en contacto permanente con el suelo, por esta razón el recubrimiento según ACI 20.6.1.3.1 es de 75 mm. Asumiendo que se trabaja con una varilla de 25 mm, el peralte es:

$$d = h - \text{recubrimiento} - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 135 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.25 \text{ cm} = 126.25 \text{ cm}$$

La resistencia a corte del muro es:

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'c} b_w d$$

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 126.25 \text{ cm} = 111966 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 111966 \text{ kg} = 83975 \text{ kg}$$

$$0.5 * \phi V_c = 41987 \text{ kg} > V_u = 6930 \text{ kg}$$

El refuerzo longitudinal mínimo según ACI 11.6.1 y ACI 9.6.1.2 es:

$$\rho_l = 0.0015$$

$$\rho_l = \max\left(0.0015, \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y}, \frac{14}{f_y}\right)$$

$$\rho_l = \max(0.0015, 0.003, 0.0033)$$

$$A_{smin} = 0.0033 * b_w * d$$

$$A_{smin} = 0.0033 * 100 \text{ cm} * 126.25 \text{ cm} = 42.04 \text{ cm}^2$$

El refuerzo horizontal mínimo según ACI 7.6.4.1 es:

$$\rho_{min} = \max\left(0.0018 * \frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{f_y}, 0.0014\right)$$

$$\rho_{min} = \max\left(0.0018 * \frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}, 0.0014\right) = 0.0018$$

$$\rho_t = 0.0018$$

$$A_{smin} = 0.0018 * bw * d$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 126.25 \text{ cm} = 22.72 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo longitudinal se trabajará con varilla de 25 mm con una separación de 20 cm. Para el refuerzo transversal se usará varilla de 18 mm cada 20 cm. A partir de los datos se graficó la sección en section designer de SAP2000, para un metro de longitud de estribo. Se colocó refuerzo longitudinal en las dos caras del muro, para controlar la inversión de esfuerzos durante eventos sísmicos. En la figura 136 se muestra el diagrama de interacción para el muro, se extendió la recta en cada combinación de carga para poder determinar en qué zona se ubica la falla. La mayoría de los casos están en la zona de transición entre el límite de control a compresión (LCC) y el límite de control a tensión (LCT). Ninguna de las combinaciones está fuera de la curva nominal.

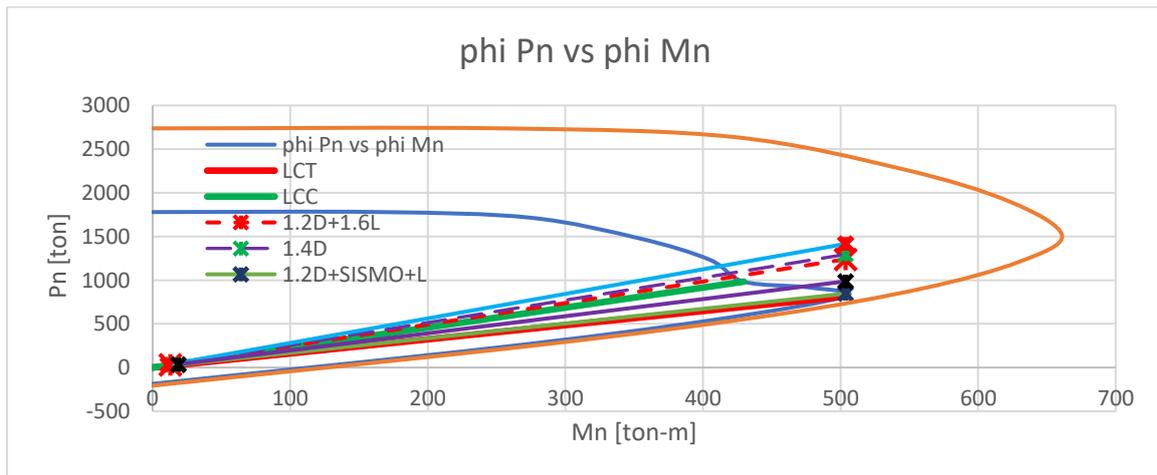


Figura 0.106. Diagrama de interacción muro de estribo derecho

Los valores del diagrama de interacción de la figura 132 se encuentran en la Tabla 20.

Tabla 0.38. Resultados del diagrama de interacción

phiPn [ton]	phi Mn [ton-m]
1780	0
1780	165.02
1716	274.18
1479	353.70

1235	404.77
983.02	429.59
916.23	477.23
814.55	503.60
541.27	405.91
230.81	251.67
-186.42	0

Se comprueba si la sección se encuentra en la zona de falla a tensión:

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} (d - c)$$

$$\varepsilon_t = \frac{0.003}{10.19 \text{ cm}} (126.25 \text{ cm} - 10.19 \text{ cm}) = 0.03 > 0.005$$

3.11 Resumen de resultados

3.11.1 Losa

Se eligió un espesor de losa de 20 cm con recubrimiento de 5 cm. Dado que el puente cumple con los límites geométricos establecidos para el diseño de losa, se pudo asumir que la losa estará sujeta a una acción de carga viva HL-93, carpeta asfáltica, barrera y el peso propio de la losa. Además, se le colocó la cantidad de acero especificada por la AASHTO.

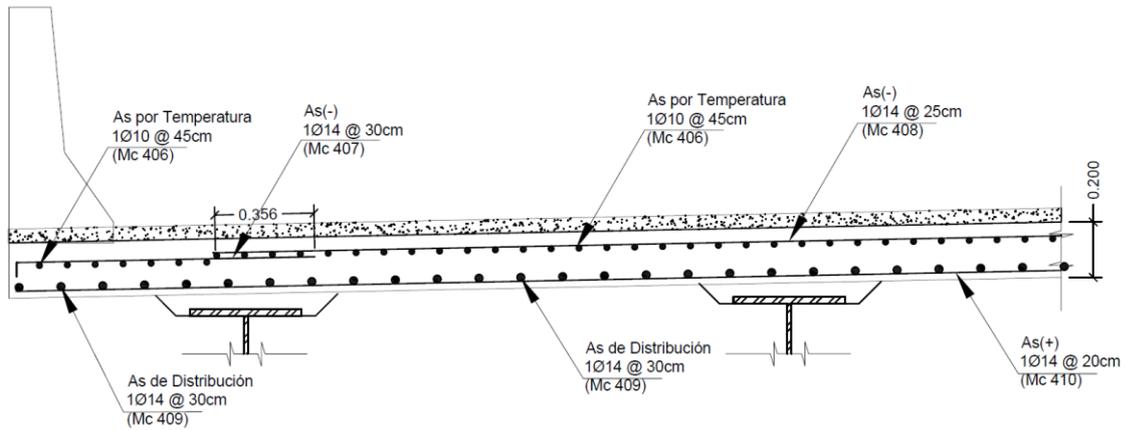


Figura 0.107. Armado de losa (Tramo 1)

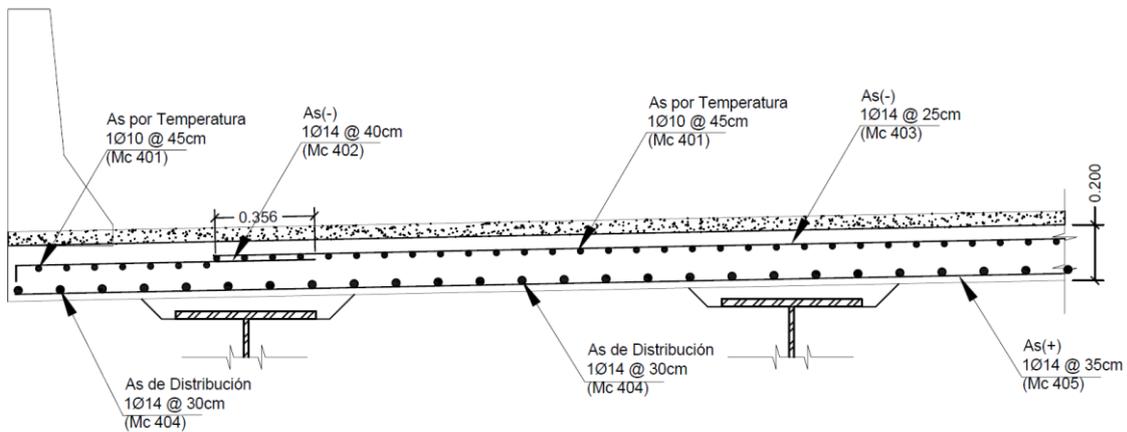


Figura 0.108. Armado de losa (Tramo 2)

Tabla 0.39 Resumen de acero de refuerzo en losa

Acero de refuerzo Losa													
Mc	Tipo	Φ [mm]	Dimensiones						Long.P [m]	Cantidad U	Long.T [m]	Peso [Kg/m]	Total Kg
			a	b	c	d	e	f					
401-a	A	10	12					12	51	612	0.617	377.32	
401-b	A	10	4.275					4.275	34	145.35	0.617	89.61	
402	B	14	0.14	1.1				1.24	218	270.32	1.208	326.66	
403	A	14	6.1					6.1	174	1061.4	1.208	1282.61	
404-a	A	14	12					12	78	936	1.208	1131.08	
404-b	A	14	4.275					4.275	52	222.3	1.208	268.63	
405	A	14	7.49					7.49	124	928.76	1.208	1122.33	
406-a	A	10	12					12	51	612	0.617	377.32	
406-b	A	10	4.275					4.275	34	145.35	0.617	89.61	
407	B	14	0.14	1.1				1.24	136	168.64	1.208	203.79	
408	A	14	6.1					6.1	82	500.2	1.208	604.45	
409-a	A	14	12					12	78	936	1.208	1131.08	
409-b	A	14	4.275					4.275	52	222.3	1.208	268.63	
410	A	14	7.49					7.49	102	763.98	1.208	923.20	
												8196.31	

3.11.2 Viga

Las vigas metálicas elegidas fueron de 0.70 y 1.45 metros de peralte. Se calculó el momento de fluencia de la sección tomando en cuenta las distintas etapas de carga y se verificó que el momento último total es menor al momento de fluencia, por lo cual concluimos que la sección no incursiona en el rango plástico.

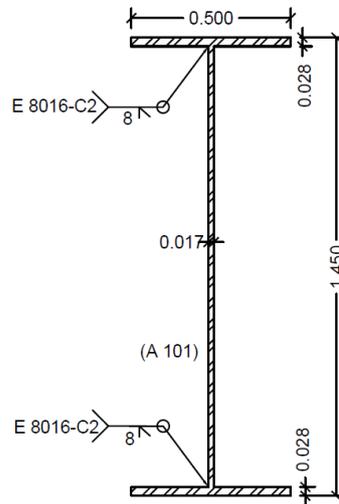


Figura 0.109. Dimensión final de viga (Tramo 1)

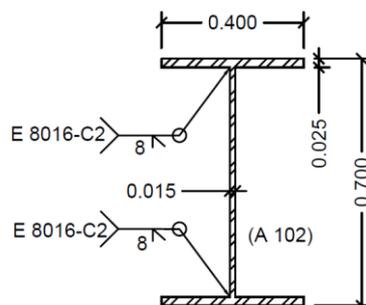


Figura 0.110. Dimensión final de viga (Tramo 2)

La AASHTO recomienda diseñar rigidizadores transversales para garantizar la rigidez en las vigas. Su dimensionamiento fue realizado de acuerdo a lo especificado en el manual de diseño de puentes del MTC, adoptando una sección capaz de satisfacer los requerimientos mínimos ahí descritos; tales requerimientos son:

Para los rigidizadores transversales intermedios se adoptó un ancho de 125 mm y un espesor de 8 mm, en el Tramo 1. Para el Tramo 2, se adoptó un ancho de 150 mm y un espesor de 15 mm.

Para los rigidizadores de apoyo se adoptó un ancho de 150 mm y un espesor de 15 mm, en el Tramo 1.

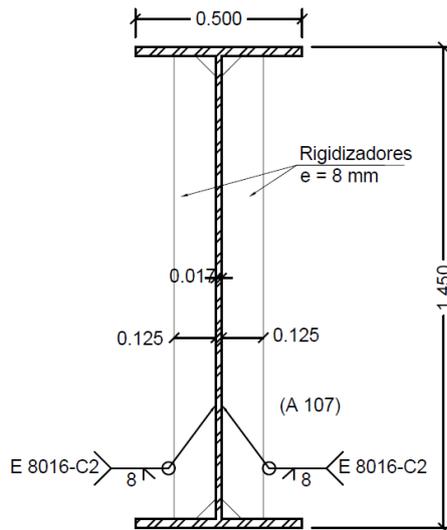


Figura 0.111. Dimensión final de rigidizador doble (Tramo 1)

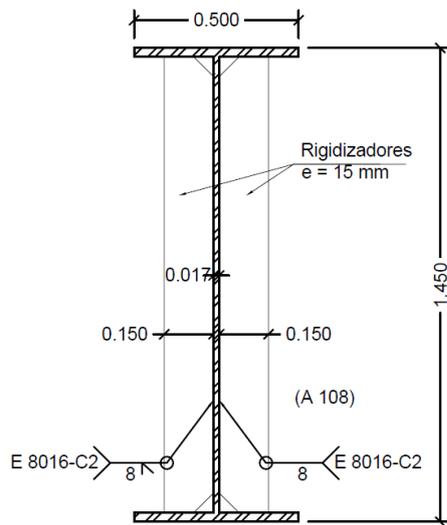


Figura 0.112. Dimensión final de rigidizador de apoyo (Tramo 1)

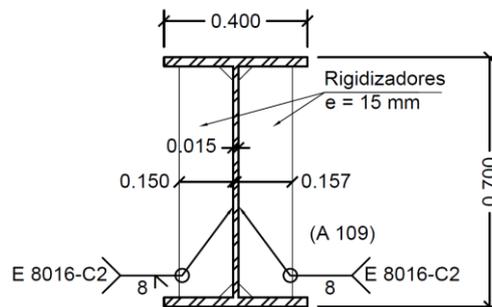


Figura 0.113. Dimensión final de rigidizador doble (Tramo 2)

Los conectores de corte son necesarios para lograr una unión entre la estructura metálica y el tablero de concreto, de esta manera obtener un comportamiento monolítico cuando

se presenten las solicitaciones. Los resultados de diseño muestran un total de 2179 conectores distribuidos entre ambos tramos de la siguiente manera:

Para el Tramo 1 se colocará tres filas de conectores con diámetro de 3/4" distribuidos cada 155 mm y para el Tramo 2 con diámetro de 1" distribuidos cada 75 mm.

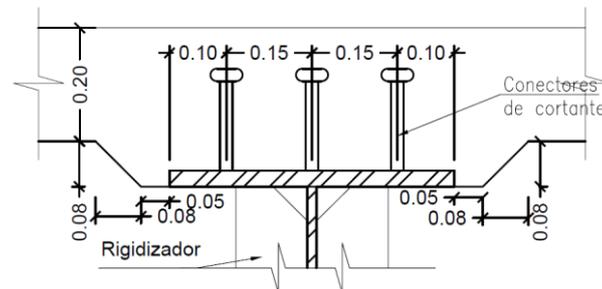


Figura 0.114. Dimensión final de conectores de corte (Tramo 1)

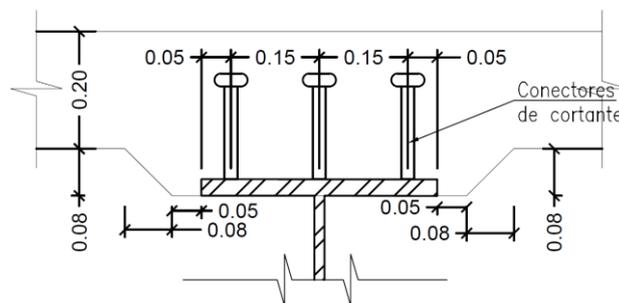


Figura 0.115. Dimensión final de conectores de corte (Tramo 2)

La deflexión máxima por cargas permanentes para el Tramo 1 resultó ser de 11.46 cm, por lo cual se le debe proveer una contraflecha de 11.5 cm al centro. Para el Tramo 2 la contraflecha deber ser de 3.0 cm en el centro.

Los diafragmas tendrán una disposición tipo "K" y estarán compuestos por ángulos de 60x60x6mm en el Tramo 1 y 40x40x4mm en el Tramo 2 . Estos diafragmas transmitirán la carga sísmica debida al peso del tablero hacia los apoyos, además de ayudar a que las cargas verticales tengan una mejor distribución entre las vigas.

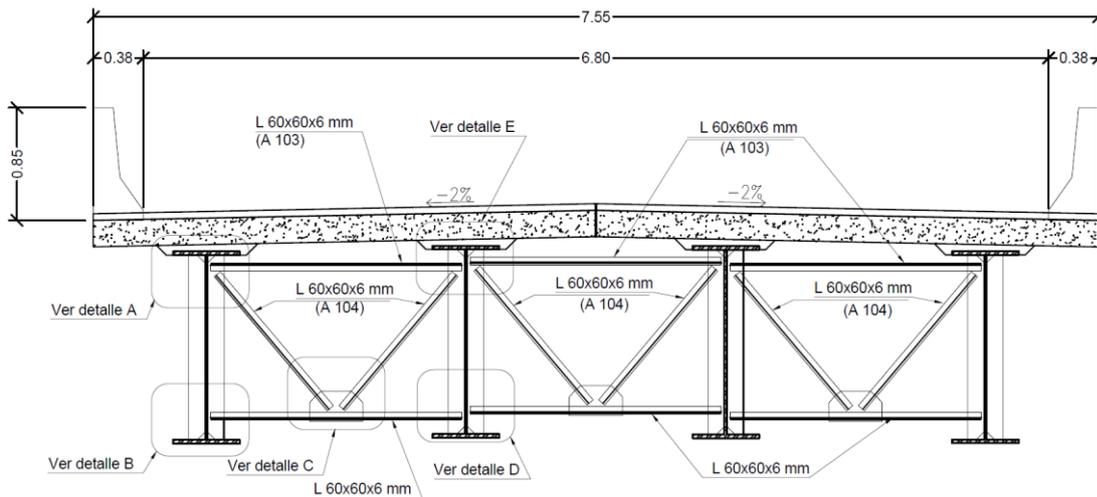


Figura 0.116. Dimensión final de diafragmas (Tramo 1)

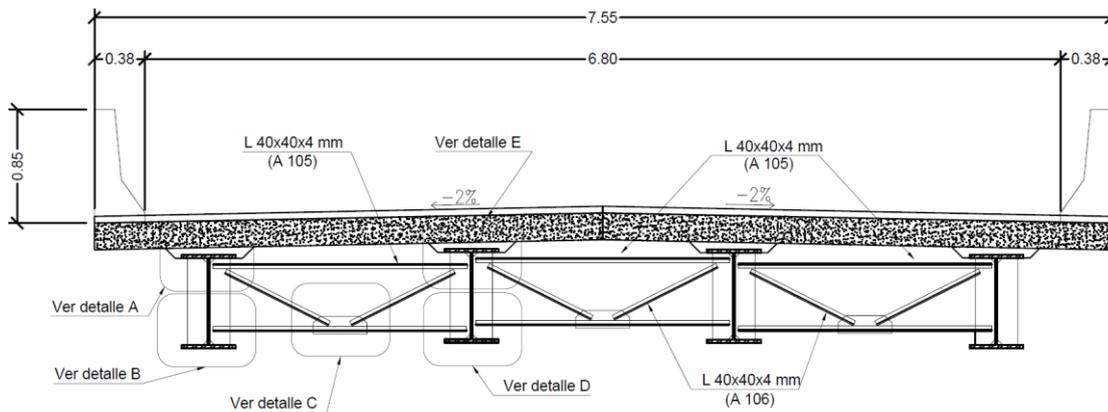


Figura 0.117. Dimensión final de diafragmas (Tramo 2)

Para el caso de los apoyos, se eligió un apoyo elastomérico de dureza 60, de 30 cm x 30 cm, con un espesor total de 56 mm conformado por: 5 capas de elastómero de neopreno de 10 mm y 4 planchas de refuerzo de 1.5 mm Gr50. Estos apoyos soportarán la acción de compresión, rotación y corte combinados, y tendrán una deflexión máxima de 3.96 cm. Los apoyos contarán además con pernos de anclaje, los cuales resistirán las acciones sísmicas debido al peso del tablero.

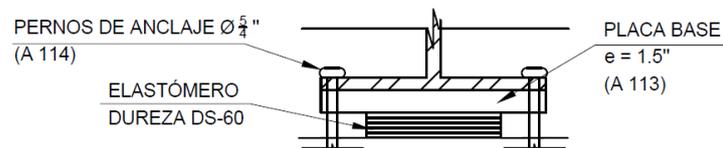


Figura 0.118. Dimensión final del apoyo elastomérico (Tramo 1)

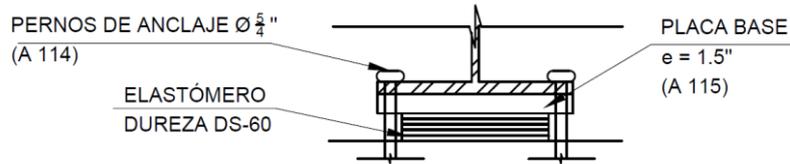


Figura 0.119. Dimensión final del apoyo elastomérico (Tramo 2)

Tabla 0.40. Resumen de acero estructural

Acero estructural											
Mc	Descripción		Dimensión	Longitud	Cantidad	Long Total	Peso	Peso	Peso Total	Material	Observación
			mm	m	Unid	m	Kg/u	Kg/m	[m]	U	
A 101	Tramo 1	Viga I	1450x500	43	4	172		406	69832	A 50	
A 102	Tramo 2	Viga I	700x400	20	4	80		234	18720	A 50	
A 103	Tramo 1	Ángulo	60x60	1.89	48	90.72		5.18	470.0203	A 50	Diafragma
A 104	Tramo 1	Ángulo	60x60	1.32	48	63.36		5.18	328.27	A 50	Diafragma
A 105	Tramo 2	Ángulo	40x40	1.89	48	90.72		2.31	209.37	A 50	Diafragma
A 106	Tramo 2	Ángulo	40x40	0.87	48	41.76		2.31	96.38	A 50	Diafragma
A 107	Tramo 1	Placa	1394x125x8		232		10.94		2538.75	A 50	Rigidizador doble
A 108	Tramo 1	Placa	1394x150x15		16		24.62		393.94	A 50	Rigidizador de apoyo
A 109	Tramo 2	Placa	650x150x15		24		11.48		275.54	A 50	Rigidizador doble
A 110	Tramo 1	Ángulo	60x60	5.93		21		5.18	108.80	A 50	Arriostamiento lateral
A 111	Tramo 1	Ángulo	60x60	2.73		6		5.18	31.09	A 50	Arriostamiento lateral
A 112	Tramo 2	Ángulo	40x40	5.37		12		2.31	27.69	A 50	Arriostamiento lateral
A 113	Tramo 1	Placa	500x500x40		8		78.50		628	A 50	Placa de neopreno
A 114	Ambos	Pernos	ϕ5/4		128			6.22	795.80	A 36	Pernos de neopreno
A 115	Tramo 2	Placa	400x400x40		8		50.24		401.92	A 50	Placa de neopreno
									94857.57		

3.11.3 Estribo

Para el diseño del estribo se utilizó la normativa AASHTO LRFD para dimensionarlo. Para la resistencia se usó la normativa ACI para diseñar el parapeto, muro, zapata y pilote. Los estribos se diseñaron para soportar los empujes del terreno y la carga sísmica, mientras que los muros de ala adyacentes soportarán únicamente el empuje del terreno. Cabe destacar que, en ambos casos, la estabilidad se evaluó considerando cargas últimas, tal como lo indica la AASHTO, y no se consideró amplificación del empuje de la tierra debido a efectos dinámicos.

TRAMO 2 CORTE A-A'
Esc. 1:30

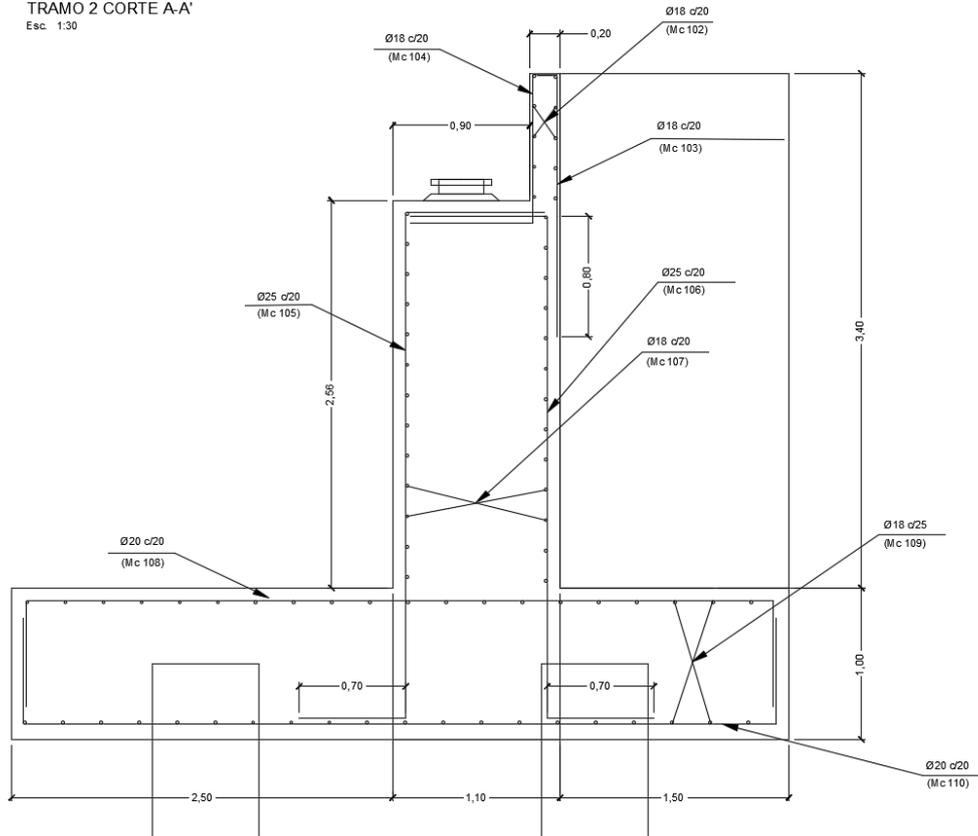


Figura 0.120. Armado de estribo derecho

Tabla 0.41. Resumen de acero de estribo derecho

Acero de refuerzo Estribo Derecho														
Descripción	Mc	Tipo	Φ (mm)	#	Dimensiones (m)					Longitud Parcial	Longitud Total	Peso kg/m	Peso kg	Observación
					a	b	c	d	e					
Zapata	110	C	20	43	0.7	4.93				6.33	272.19	2.466	671.2614	Acero abajo de zapata
	109	C	18	40	0.7	8.6				10	400	1.998	799.0327	Acero arriba y abajo de zapata
	108	C	20	43	0.7	4.93				6.33	272.19	2.466	671.2614	Acero arriba
Muro	107	C	18	26	0.8	7.4				9	234	1.998	467.4341	Acero transversal muro ambas caras
	106	E	25	37	0.7	3.31	0.9			4.91	181.67	3.853	700.0399	Acero en cara muro derecho (parapeto)
	105	D	25	37	0.7	3.31	0.9			4.91	181.67	3.853	700.0399	Acero en cara muro izquierdo (sin parapeto)
Parapeto	104	D	18	37	0.8	0.97	0.15			1.92	71.04	1.998	141.9082	Acero en cara izquierda parapeto
	103	B	18	37	0.12	1.72				1.84	68.08	1.998	135.9954	Acero en cara derecha parapeto
	102	C	18	10	0.15	7.4				7.7	77	1.998	153.8138	Acero transversal parapeto ambas caras
Ala	502a	C	25	14	0.43	4.2				5.06	2.1758	3.853	8.38414	
	502b	C	25	14	0.43	4.2				5.06	2.1758	3.853	8.38414	
	501a	C	18	34	0.3	1.35				1.95	0.585	1.998	1.168585	
	501b	C	18	34	0.3	1.35				1.95	0.585	1.998	1.168585	
												4459.892		

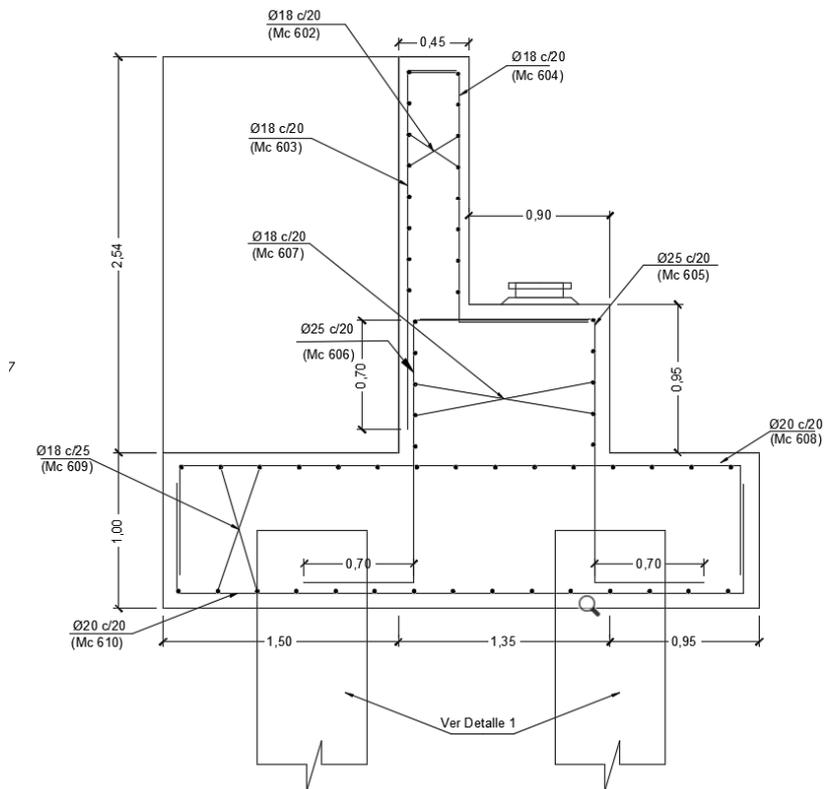


Figura 0.121. Armado de estribo izquierdo

Tabla 0.42. Resumen de acero de estribo izquierdo

Acero de refuerzo Estribo izquierdo														
Descripción	Mc	Tipo	Φ (mm)	#	Dimensiones (m)					Longitud Parcial	Longitud Total	Peso kg/m	Peso kg	Observación
					a	b	c	d	e					
Zapata	610	C	20	43	0.7	3.6				5	215	2.466	530.2223	Acero abajo de zapata
	609	C	18	30	0.7	8.6				10	300	1.998	599.2745	Acero arriba y abajo de zapata
	608	C	20	43	0.7	3.6				5	215	2.466	530.2223	Acero arriba
Muro	607	C	18	10	1	7.4				9.4	94	1.998	187.7727	Acero transversal muro ambas caras
	606	D	25	37	0.7	1.7	1.1			3.5	129.5	3.853	499.0101	Acero en cara muro derecho (parapeto)
	605	E	25	37	0.7	1.7	1.1			3.5	129.5	3.853	499.0101	Acero en cara muro izquierdo (sin parapeto)
Parapeto	604	E	18	37	0.8	1.6	0.3			2.7	99.9	1.998	199.5584	Acero en cara izquierda parapeto
	603	B	18	37	0.3	2.3				2.6	96.2	1.998	192.1674	Acero en cara derecha parapeto
	602	C	18	16	0.25	7.4				7.9	126.4	1.998	252.4943	Acero transversal parapeto ambas caras
Ala	702a	G	25	7	0.5	3.33	0.35			4.18	2.09	3.853	8.053522	Acero longitudinal en ambas caras del muro de ala
	702b	H	25	7	0.5	3.33	0.35			4.18	2.09	3.853	8.053522	
	701a	C	18	26	0.3	1.35				1.95	0.585	1.998	1.168585	
	701b	C	18	26	0.3	1.35				1.95	0.585	1.998	1.168585	
												3508.176		

3.11.4 Pila

La pila se diseñó acorde a las regulaciones del ACI. Se puso la descarga de los dos tramos de puente y se comprobó que era apta para soportar cargas sísmicas en combinación con carga de servicio. La pila tiene un diseño hidrodinámico para disminuir el riesgo de socavación en la zapata que está en contacto con el tirante del río.

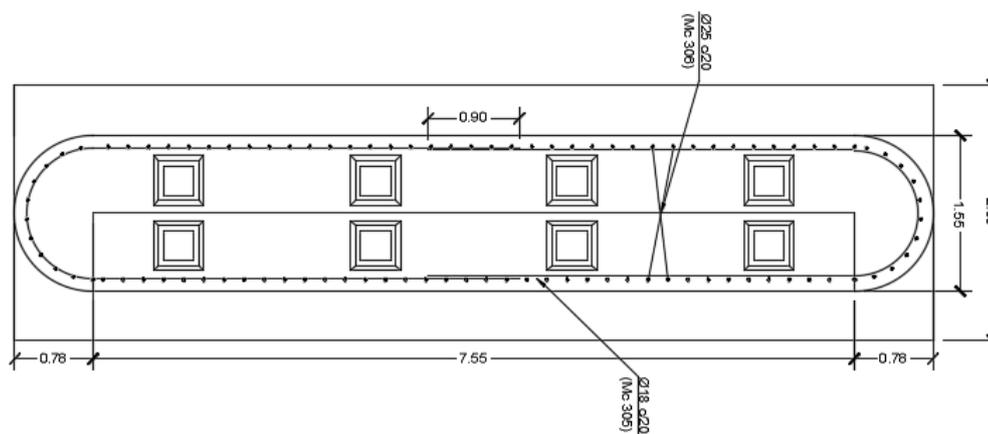


Figura 0.122. Dimensiones de pila intermedia

Tabla 0.43 Resumen de acero de pila intermedia

Acero de refuerzo pila intermedia														
Descripción	Mc	Tipo	Φ (mm)	#	Dimensiones (m)					Longitud	Longitud	Peso	Peso	Observación
					a	b	c	d	e	Parcial	Total	kg/m	kg	
Zapata	309	C	20	92	0.7	2.4				3.8	349.6	2.466	862.1661	Acero arriba y abajo de zapata
	308	C	18	20	0.7	8.96				10.36	207.2	1.998	413.8989	Acero arriba y abajo de zapata
Muro	305	M	18	28	4.225	2.04				10.49	293.72	1.998	586.7297	Acero semicircular en ambos lados
	306	D	25	45	0.5	3.5	1.25			5.25	236.25	3.853	910.3562	Acero en cara sin parapeto
	304	E	25	45	0.5	3.5	1.25			5.25	236.25	3.853	910.3562	Acero en cara con parapeto
Parapeto	303	D	25	37	0.67	0.84	0.52			2.03	75.11	3.853	289.4259	Acero en cara izquierda parapeto
	302	B	25	37	0.48	1.95				2.43	89.91	3.853	346.4556	Acero en cara derecha parapeto
	301	C	18	8	0.5	7.4				8.4	67.2	1.998	134.2375	Acero transversal parapeto ambas caras
												4453.626		

3.12 Evaluación de impacto ambiental

3.12.1 Objetivo

Realizar una evaluación ambiental del proyecto “Estudio de prefactibilidad para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito del cantón Colimes”

3.12.2 Nombre del Proyecto

Estudio de prefactibilidad para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito del cantón Colimes.

3.12.3 Tipo de Estudio: Según el Catálogo

De acuerdo al catálogo del Sistema Único de Información Ambiental (SUIA), el proyecto corresponde a : Construcción de puentes, túneles, acueductos.



Figura 0.123. Tipo de estudio según el catálogo

3.12.4 Ubicación geográfica

El área del proyecto se encuentra ubicado en el recinto Boca de Guabito, al este del cantón Colimes, provincia del Guayas. Para llegar al lugar del puente se debe desviar de la cabecera cantonal a una vía de tercer orden (lastre) y toma alrededor de 45 minutos en llegar al lugar del proyecto. A continuación se muestra la ubicación geográfica del proyecto:

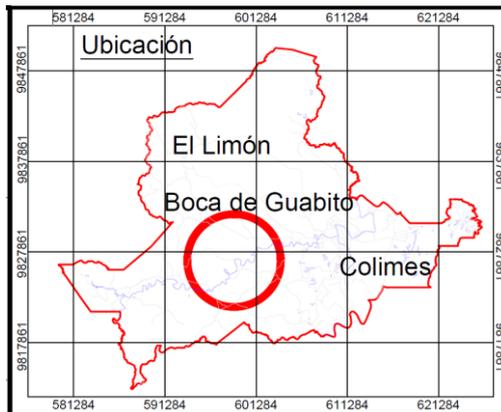


Figura 0.124. Ubicación geográfica del recinto



Figura 0.125. Ubicación geográfica del puente

3.12.5 Medio Físico

3.12.5.1 Clima

El cantón Colimes se encuentra en la zona de clima Tropical Megatérmico o semi húmedo la temperatura promedio se ubica entre 25 y 26°C, mientras que las precipitaciones medias anuales y van de 500 a 600 mm, y la evapotranspiración potencial de 1500 a 1700 mm. El periodo seco se identifica entre los meses de julio a diciembre.

3.12.5.2 Geomorfología

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

Colimes presenta una de las particularidades más especiales en la provincia del Guayas por su aspecto de ser una especie de colina con suelo arenoso más o menos plano.

3.12.5.3 Altitud

Se identifican también relieves colinados y superficies poco disectadas, con pendientes planas a abruptas y zonas de valles por donde fluyen ríos sinuosos como el Paján y Las Muras principales aportantes al río Colimes que a su vez desemboca en el río Daule que atraviesa el cantón de norte a sur por el oriente. Las cotas varían entre los 20 msnm, hasta los 240 msnm.

3.12.5.4 Hidrología

En el territorio convergen 2 subcuencas (Subc. Del río Daule y Subc. Del Río Macul) y drenajes menores. La subcuenca del Río Daule presenta 21 Microcuencas, cuatro de ellas con tendencia de crecida nula y el resto con tendencia de crecida baja.

La subcuenca del Río Macul por su parte, muestra tres microcuencas. Todos con tendencia de crecimiento nula al igual que la subcuenca de drenajes menores.

3.12.6 Medio Biótico

Los ecosistemas el cantón corresponden mayormente al tipo de bosque seco con potencial para servicios ambientales de soporte (biodiversidad y producción primaria) y provisión (alimento y recursos genéticos).

La mayor parte del territorio de Colimes (75.253,94 Ha) se encuentra cubierto de matorral seco (22.150,71 Ha) y pastos naturales (19.664,41 Ha). Por su parte, los cultivos de arroz que predominan, mayormente en las cercanías del Río Colimes y Daule, dependen de las lluvias en la época invernal.

3.12.6.1 Medio humano

La zona del proyecto cuenta con dos recintos cercanos: Los amarillos y Boca de Guabito. El recinto Boca de Guabito será el más beneficiado con el proyecto, pues este recinto se encuentra al otro lado del río Paján y lo conectará con la cabecera cantonal. En el recinto Los amarillos se encuentra la escuela más cercana. En época seca, los habitantes

pueden pasar el río caminando por el paso improvisado de caña que les proporcionó la alcaldía o en sus vehículos, ambos con riesgo de mojarse. En época lluviosa, el cauce del río incrementa por lo que se hace difícil el acceso a servicios como salud y educación a los pobladores. En esta época, los habitantes deben recurrir al alquiler de canoas por el valor de \$1 cada recorrido. Además, la vía de acceso al recinto Boca de Guabito es muy utilizado para sacar la producción agrícola por lo que un puente representa el transporte de productos y movilización de personas.



Figura 0.126. Paso del río en época seca

3.12.7 Conclusiones y recomendaciones

El puente Boca de Guabito con una longitud de 63 metros permitirá que los distintos recintos se conecten con el fin de comercializar sus productos dentro y fuera del cantón, así como el libre acceso de los residentes que requieran el servicio de transportarse de un lugar a otro. Además, contribuirá al acceso de servicios básicos como agua y luz debido a una mejora sustancial en la calidad de vida de los residentes del sector.

El puente contribuirá al turismo, al acceso a la salud pública, a la escolaridad y mejorará las actividades económicas de sus habitantes, por tanto es ambientalmente sostenible.

El proyecto según el catálogo de SUIA corresponde a registro ambiental por lo que está catalogado como un proyecto de bajo impacto ambiental. El valor del presupuesto del plan de manejo ambiental es de \$ 9877.85 con una duración de 5 meses. El proyecto no requiere la realización de un inventario forestal de construcción, debido a que el lugar no presenta cobertura vegetal nativa del cantón.

En el Apéndice H se adjunta la ficha de evaluación ambiental del proyecto con su plan de manejo y cronograma valorado.

3.13 Análisis de costos

Para la determinación del presupuesto, se analizó en detalle todos los precios unitarios correspondientes a cada rubro.

Los precios unitarios comprenden los costos directos e indirectos.

Los costos directos incluyen cuatro componentes: mano de obra, equipos, materiales y construcción.

Los costos indirectos se determinan en base a los gastos que debe incurrir el contratista para la licitación, preparación de oferta, contratación, instalaciones, imprevistos, utilidades, costos indirectos de obra y costos indirectos de operación u oficina central.

Previo al análisis de los componentes de los costos directos de cada rubro, se estableció la conformación de los equipos necesarios para la ejecución de las diferentes actividades, la cuadrilla de trabajo y el rendimiento. Además, se consideró las dificultades como distancia a la cantera de agregados y la facilidad de materiales básicos como cemento, acero de refuerzo y perfiles metálicos.

Se consideró lo siguiente:

El precio unitario de hormigón y su transporte a obra por parte de Holcim (Ver Apéndice G)

El precio unitario de varillas de acero y perfiles metálicos por parte de Novacero. (Ver Apéndice G)

El precio unitario de material base y subbase con su respectivo transporte por parte de una cantera ubicada en lotización Torres del Salado Km. 11 ½ Vía a la Costa. (Ver Apéndice G)

3.13.1 Mano de obra

La mano de obra utilizada en el proyecto es en su totalidad de procedencia nacional. Estos costos fueron obtenidos de la “Tabla de salarios para el sector constructor” publicado por la Contraloría General del Estado, vigente desde enero del 2020.

Tabla 0.44. Listado de mano de mano de obra para proyecto

Cod.	Descripción	Costo Horario
1	Peón (Est. Ocup. E2)	3.60
2	Carpintero (Est. Ocup. D2)	3.65
3	Albañil (Est. Ocup. D2)	3.65
4	Plomero (Est. Ocup. D2)	3.65
5	Electricista (Est. Ocup. D2)	3.65
6	Fierrero (Est. Ocup. D2)	3.65

7	Pintor (Est. Ocup. D2)	3.65
8	Cadenero (Est. Ocup. D2)	3.65
9	Topógrafo (Est. Ocup. C1)	4.40
10	Chofer (Est. Ocup. C1)	4.40
11	Op.Retro (Est. Ocup. C1)	4.40
12	Maestro mayor (Est. Ocup. C1)	4.40
13	Mecánico (Est. Ocup. C1)	4.40
14	Operador equipo pesado (Est. Ocup. C1)	4.40
15	Operador equipo liviano (Est. Ocup. C2)	3.65
16	Chofer : profesional tipo d(Est. Oc. C1)	5.29
17	Maestro soldador (Est. Ocup. C1)	4.04

3.13.2 Equipos

Se consideró los equipos y herramientas necesarias para la ejecución de una actividad. El costo de los equipos incluye los gastos correspondientes a combustible, aceite, costo de llantas, repuesto, energía para su funcionamiento, entre otros.

3.13.3 Materiales

Son materiales requeridos para realizar una actividad. Se determinó la cantidad y el costo unitario. Los productos que se encuentran en el mercado son de producción nacional.

3.13.4 Transporte

Es el costo del transporte de personal y/o materiales al sitio de trabajo.

3.13.5 Costos indirectos

El análisis de los costos indirectos se consideró lo siguiente:

Los campamentos de construcción, oficinas, y gastos administrativos se consideran en el análisis.

Para el cálculo de los costos indirectos se determinó un valor del 18%. Considerando el 9% del costo indirecto para la utilidad.

3.13.6 Cantidades de obra y precios unitarios

Las cantidades de obra y los precios unitarios totales (Ver Anexo), obtenidos del análisis de costos indirectos incrementados por el porcentaje de los costos indirectos, así como

el presupuesto de obra fueron analizados fueron analizados mediante las siguientes consideraciones:

Localización geográfica del proyecto

Facilidad de acceso al sitio

Condiciones climáticas

Características geológicas del sitio

Especificaciones técnicas de los rubros

En el Apéndice E se adjunta el cálculo de cantidades, análisis de precios unitarios y cotizaciones a diferentes empresas. Las cantidades de varilla de refuerzo y acero estructural se encuentran en los respectivos planos.

3.13.7 Cronograma

El cronograma de trabajo es una actividad fundamental y desafiante en la gestión y ejecución de proyectos de construcción. Implica la elección de tecnología, la definición de tareas de trabajo, la estimación de los recursos y duraciones requeridas para tareas individuales, y la identificación de cualquier interacción entre las diferentes tareas de trabajo.

El desarrollo del cronograma es una tarea crítica en la gestión de la construcción. Además de los aspectos técnicos de la planificación de la construcción, también puede ser necesario tomar decisiones organizativas sobre las relaciones entre los participantes del proyecto e incluso qué organizaciones incluir en un proyecto.

Producto del cronograma elaborado se estima una duración de 5 meses. (Ver Figura 3.128)

Tabla 0.45. Presupuesto de costos directos

TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS					
Rubro	Detalle	Und.	Cantidad	Precios	
				Unitario	Total
1	Desbroce, desbosque y limpieza	Ha	0.26	\$ 1,373.88	\$ 357.21
2	Trazado y replanteo	m2	1,118.00	\$ 1.47	\$ 1,643.46
3	Excavación a máquina sin clasificación	m3	532.26	\$ 3.65	\$ 1,942.75
4	Relleno para terraplén	m3	902.00	\$ 7.39	\$ 6,665.78

5	Sub base clase 3	m3	687.00	\$ 22.83	\$ 15,684.21
6	Base clase 1	m3	93.00	\$ 24.37	\$ 2,266.41
7	Hormigón estructural de cemento portland f'c=280 kg/cm ² para estribos y muros. (Incluye transporte, cotización HOLCIM)	m3	143.00	\$ 229.70	\$ 32,847.10
8	Hormigón estructural de cemento portland f'c=280 kg/cm ² para pilas (Incluye transporte, cotización HOLCIM)	m3	80.00	\$ 210.02	\$ 16,801.60
9	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm ²	kg	28,576.23	\$ 1.75	\$ 50,008.40
10	Pilotes prebarrenados D=0.70 m de hormigón f'c=280 kg/cm ² vaciado en sitio (Incluido transporte, cotización HOLCIM)	m	360.00	\$ 286.40	\$ 103,104.00
11	Capa de rodadura de hormigón asfáltico mezclado en planta, e=5 cm	m ²	485.00	\$ 6.57	\$ 3,186.45
12	Transporte de sub-base	m3-km	93,432.00	\$ 0.20	\$ 18,686.40
13	Transporte de base	m3-km	12,648.00	\$ 0.20	\$ 2,529.60
14	Placas de apoyo - neopreno dureza 60 (300x300x56mm)	Und.	16.00	\$ 136.80	\$ 2,188.80
15	Hormigón estructural de cemento Portland f'c=280 kg/cm ² (losa de tablero)	m3	97.00	\$ 182.37	\$ 17,690.29
16	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm ² (losa)	kg	8,196.31	\$ 1.75	\$ 14,311.58
17	Juntas transversales de expansión (incluye neopreno)	m	7.55	\$ 738.46	\$ 5,575.41
18	Suministro de acero estructural ASTM A-588 (incluido transporte)	kg	95,024.27	\$ 1.62	\$ 153,967.83
19	Conectores de corte tipo Stud	Und.	2,179.00	\$ 2.13	\$ 4,637.13
20	Tubo PVC de drenaje (110 mm)	m	44.00	\$ 7.76	\$ 341.33
21	Barricadas de seguridad New Jersey (long. 2 m)	Und.	64.00	\$ 166.09	\$ 10,629.76
22	Marcas de pavimento (pintura)	m	192.00	\$ 1.64	\$ 314.40
23	Construcción e instalación / señal / reglamentaria (75x75 cm)	Und.	3.00	\$ 140.40	\$ 421.20
24	Agua para control de polvo	m ³	300.00	\$ 1.08	\$ 324.00
25	Charlas de concientización	Und.	2.00	\$ 172.28	\$ 344.56
26	Instructivos o trípticos	Und.	100.00	\$ 0.48	\$ 48.00
27	Instalación de acero estructural ASTM A-588	kg	95,024.27	\$ 0.90	\$ 85,521.84
28	Pintura de acero estructural	kg	95,024.27	\$ 0.17	\$ 16,154.13
29	Construcción e instalación de letrero-metal. Reflectivo de señal de seguridad	Und.	3.00	\$ 102.24	\$ 306.72
30	Cinta reflectiva de señalización	m	500.00	\$ 0.46	\$ 230.00
				TOTAL	\$ 568,730.35

Tabla 0.46.Presupuesto de costos indirectos

Proceso de cálculo de indirectos de obra			Duración del proyecto					Total por rubro
Rubro	Cantidad	Costo	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	
Bodeguero	1	\$ 450.00	\$ 450.00	\$ 450.00	\$ 450.00	\$ 450.00	\$ 450.00	\$ 2,250.00
Guardia	1	\$ 500.00	\$ 500.00	\$ 500.00	\$ 500.00	\$ 500.00	\$ 500.00	\$ 2,500.00
Construcción de campamento	1	\$ 1,000.00	\$ 200.00	\$ 200.00	\$ 200.00	\$ 200.00	\$ 200.00	\$ 1,000.00
Construcción de bodega	1	\$ 1,000.00	\$ 200.00	\$ 200.00	\$ 200.00	\$ 200.00	\$ 200.00	\$ 1,000.00
Batería Sanitaria	1	\$ 140.00	\$ 140.00	\$ 140.00	\$ 140.00	\$ 140.00	\$ 140.00	\$ 700.00
Instalaciones provisionales	1	\$ 150.00	\$ 150.00	\$ 150.00	\$ 150.00	\$ 150.00	\$ 150.00	\$ 750.00
Servicios Básicos.	1	\$ 50.00	\$ 50.00	\$ 50.00	\$ 50.00	\$ 50.00	\$ 50.00	\$ 250.00
Suministros	1	\$ 30.00	\$ 30.00	\$ 30.00	\$ 30.00	\$ 30.00	\$ 30.00	\$ 150.00
Cartel de información de obra	1	\$ 2,000.00						\$ 2,000.00
Equipos de seguridad	20	\$ 50.00						\$ 1,000.00
Gerente de proyecto	1	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 7,500.00
Superintendente de obra	1	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 7,500.00
Residente de obra (Arg. O Ing.)	1	\$ 1,000.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 7,500.00
Cierre de campamento y limpieza	1	\$ 1,200.00						\$ 1,200.00

Seguridad y ambiente	1	\$ 500.00	\$ 500.00	\$ 500.00	\$ 500.00	\$ 500.00	\$ 500.00	\$ 2,500.00
Gestor documental (Planillero)	1	\$ 500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00	\$ 7,500.00
Garantías de fiel cumplimiento	1	\$ 200.00						\$ 200.00
Garantía de anticipo	1	\$ 100.00						\$ 100.00
Seguro todo riesgo	1	\$ 90.00						\$ 90.00
Gastos legales	1	\$ 450.00						\$ 450.00
Costos comerciales e impuestos	1	\$ 540.00						\$ 540.00
			\$ 8,220.00	\$ 8,220.00	\$ 8,220.00	\$ 8,220.00	\$ 8,220.00	\$ 46,680.00
					Utilidad			\$ 51,185.73
					Imprevistos			\$ 1,000.00
					Sumatoria total			\$ 98,865.73
					Costo directo			\$ 568,730.35
					% Indirecto para el proyecto			17.38%

Tabla 0.47. Presupuesto de obra

ITEM	DESCIPCIÓN	UND	CANTIDAD X EJECUTAR	PRECIO UNITARIO	MONTO X EJECUTAR PRECIO	%
	RAMALES VIALES					
	TERRACERÍA					
1	Desbroce, desbosque y limpieza	Ha	0.26	1,621.17	421.50	0.06%
2	Trazado y replanteo	m2	1,118.00	1.74	1,945.32	0.29%
3	Excavación a máquina sin clasificación	m3	532.26	4.31	2,294.04	0.34%
4	Relleno para terraplén	m3	902.00	8.72	7,865.44	1.17%
	SUBTOTAL				12,526.30	
	TRANSPORTE					
12	Transporte de sub-base	m3-km	93,432.00	0.24	22,049.95	3.28%
13	Transporte de base	m3-km	12,648.00	0.24	2,984.93	0.44%
	SUBTOTAL				25,034.88	
	PUENTE					
	INFRAESTRUCTURA					
5	Sub base clase 3	m3	687.00	26.94	18,507.78	2.76%
6	Base clase 1	m3	93.00	28.75	2,673.75	0.40%
7	Hormigón estructural de cemento portland f'c= 280 kg/cm ² para estribos y muros. (Incluye transporte, cotización HOLCIM)	m3	143.00	271.04	38,758.72	5.77%
8	Hormigón estructural de cemento portland f'c= 280 kg/cm ² para pilas (Incluye transporte, cotización HOLCIM)	m3	80.00	247.82	19,825.60	2.95%
9	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm ²	kg	28,576.23	2.06	58,867.03	8.77%
10	Pilotes prebarrenados D=0.70 m de hormigón f'c=280 kg/cm ² vaciado en sitio (Incluido transporte, cotización HOLCIM)	m	360.00	337.95	121,662.00	18.11%
	SUBTOTAL				260,294.88	
	SUPERESTRUCTURA					
11	Capa de rodadura de hormigón asfáltico mezclado en planta, e=5 cm	m2	485.00	7.76	3,763.60	0.56%

14	Placas de apoyo - neopreno dureza 60 (300x300x56mm)	Und.	16.00	161.42	2,582.78	0.38%
15	Homigón estructural de cemento Portland f'c=280 kg/cm ² (losa de tablero)	m3	97.00	215.20	20,874.54	3.11%
16	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm ² (losa)	kg	8,196.31	2.06	16,887.69	2.51%
17	Juntas transversales de expansión (incluye neopreno)	m	7.55	871.39	6,578.98	0.98%
18	Suministro de acero estructural ASTM A-588 (incluido transporte)	kg	95,024.27	1.91	181,686.41	27.05%
19	Conectores de corte tipo Stud	Und.	2,175.00	2.51	5,471.90	0.81%
27	Instalación de acero estructural ASTM A-588	kg	95,024.27	1.07	101,675.97	15.14%
28	Pintura de acero estructural	kg	95,024.27	0.20	19,004.85	2.83%
DRENAJE						
20	Tubo PVC de drenaje (110 mm)	m	44.00	9.15	402.76	0.06%
SUBTOTAL					358,537.74	
SEÑALIZACIÓN						
21	Barricadas de seguridad New Jersey (long. 2 m)	Und.	64.00	195.99	12,543.12	1.87%
22	Marcas de pavimento (pintura)	m	192.00	1.93	371.00	0.06%
23	Construcción e instalación / señal / regalmentaria (75x75 cm)	Und.	3.00	165.67	497.01	0.07%
SUBTOTAL					13,411.13	
IMPACTOS AMBIENTALES						
24	Agua para control de polvo	m ³	300.00	1.27	382.32	0.06%
25	Charlas de concientización	Und.	2.00	203.29	406.58	0.06%
26	Instructivos o tripticos	Und.	100.00	0.57	57.00	0.01%
29	Construcción e instalación de letrero-metal. Reflectivo de señal de seguridad	Und.	3.00	120.65	361.95	0.05%
30	Cinta reflectiva de señalización	m	500.00	0.54	270.00	0.04%
SUBTOTAL					1,477.85	
TOTAL					671,674.52	100.00%

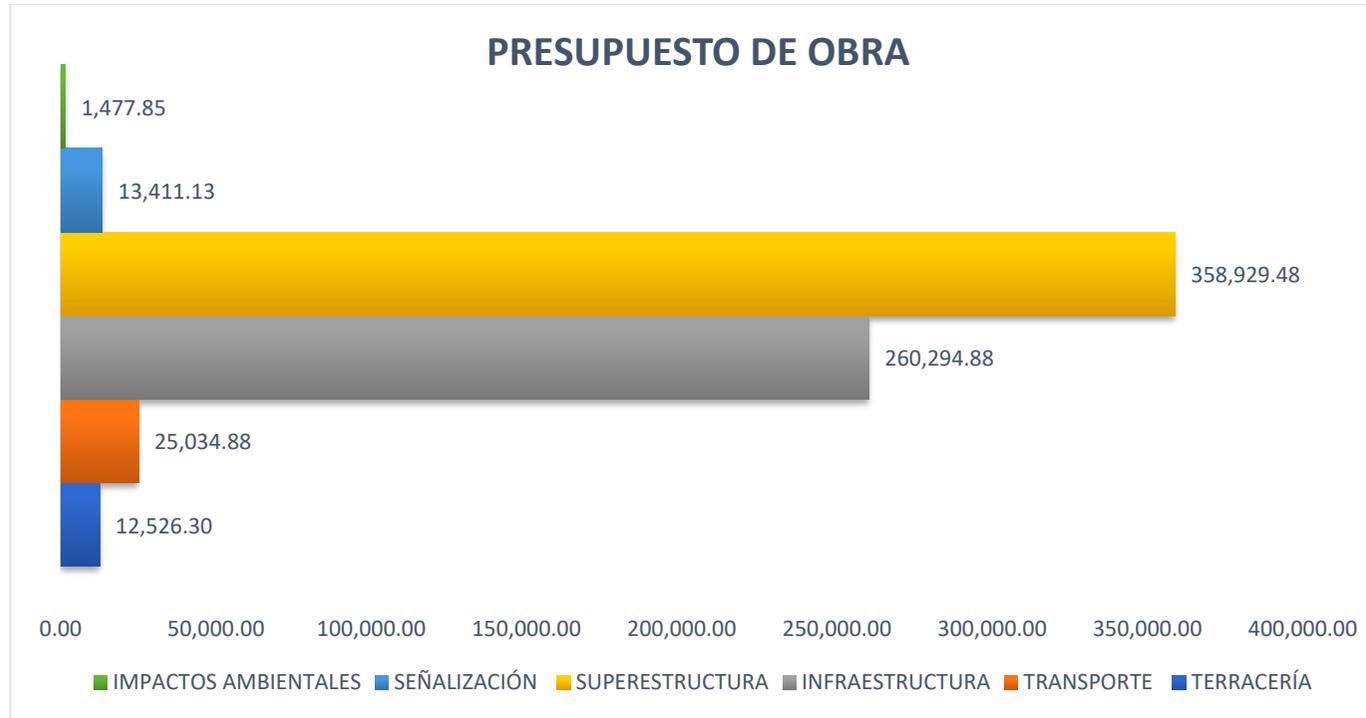


Figura 0.127. Presupuesto de obra

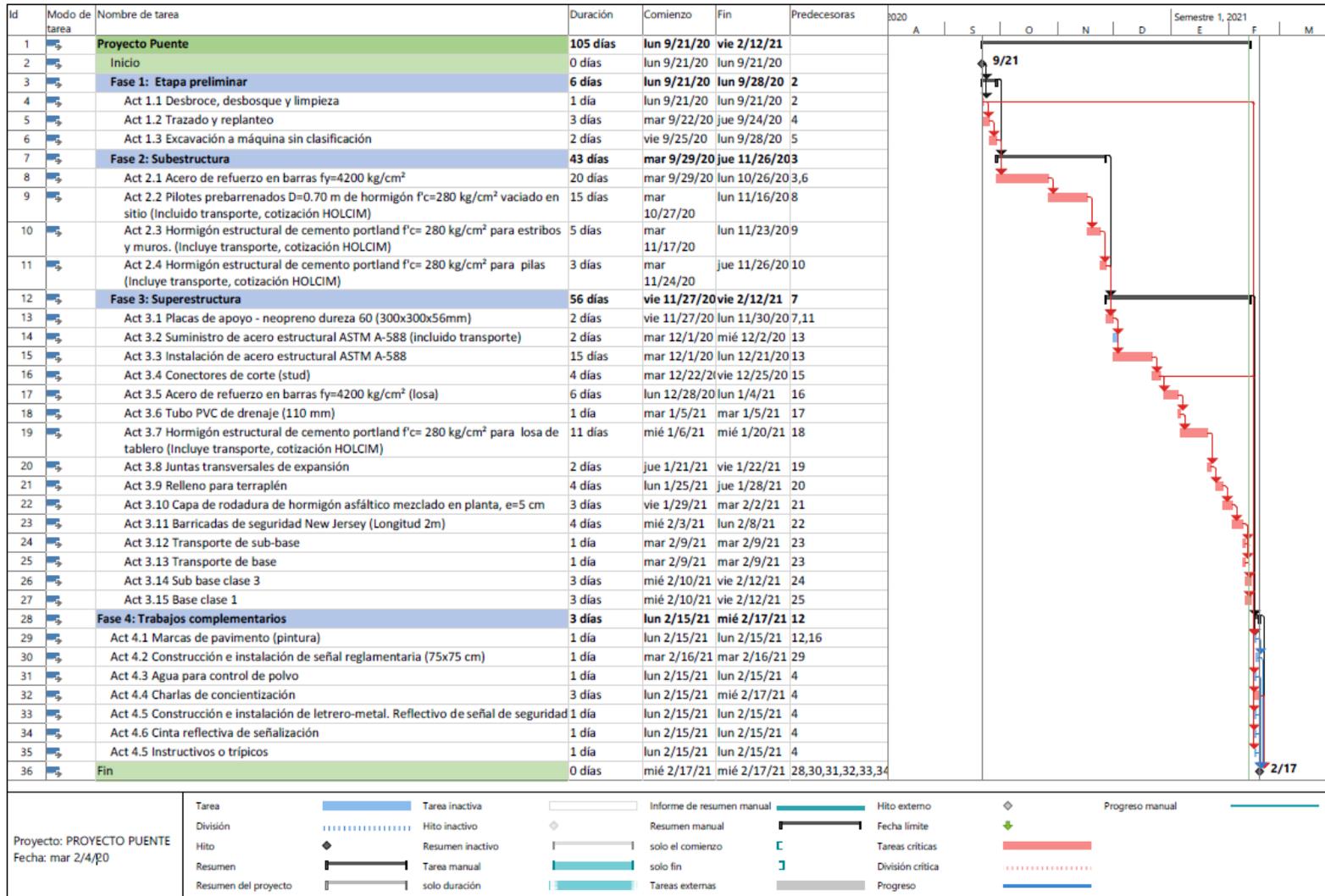


Figura 0.128. Cronograma de actividades de obra

CAPÍTULO 4

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

El puente constará con dos carriles para tránsito de vehículos con un ancho de 3.4 m cada carril, barreras laterales tipo Jersey, con drenaje del 2% en ambos lados y sin acera peatonal. El ancho total del puente es de 7.55 m. Se colocarán 4 vigas metálicas espaciadas a 1.95 m en la parte central. En el Tramo 1, la viga tiene un peralte de 1.45 m y en el Tramo 2, 70 cm. En ambos tramos, las vigas tienen rigidizadores y diafragmas conformados con perfiles angulares. Se usará pilotes de 15 metros de profundidad con diámetro de 70 centímetros por la presencia de suelos cohesivos altamente deformables. Se evaluó el tipo de suelo según la resistencia al corte no drenado y se obtuvo suelo tipo E. Se usó una pila intermedia con un diseño hidrodinámico. El propósito de la forma de la pila es prevenir una alta afectación en la estructura por la socavación. Todos los diseños fueron realizados conforme a las especificaciones de AASTHO LRFD, tanto por solicitaciones de servicio y extremas.

A pesar de no estar en los diseños preliminares, se usó una pila intermedia para disminuir las deflexiones y solicitaciones sobre el puente. No se usó una armadura espacial por la dificultad constructiva que se tiene y por el riguroso control que conlleva, lo que incrementaría el costo de la obra substancialmente. La opción de la pila no era la que el GAD municipal estableció, pero dadas las circunstancias hidráulicas, se optó por usar una para evitar la socavación en los estribos y en su material de relleno. No se usó el mismo diseño de estribos debido a la capacidad portante del suelo en cada lado del cauce, se tiene una mayor capacidad portante para el estribo izquierdo, por lo que sus dimensiones son menores. Se usaron ocho pilotes de 15 metros por cada subestructura, para llegar al estrato resistente que se obtuvo por medio del registro geológico del sitio y con la asesoría de expertos.

4.2 Recomendaciones

Se recomienda realizar un estudio más minucioso con respecto a las condiciones hidráulicas y geotécnicas del sitio. A pesar de seguir un proceso escrupuloso para determinar las características para el prediseño, es necesario conocer las condiciones de remanso por el cambio de sección en el puente. Se necesita una topografía más

extensa para poder encontrar esas condiciones. Se recomienda hacer el estudio hidráulico para un periodo de retorno de 50 y 100 años, en el estudio actual se realizó para 50 años, que es lo recomienda el ministerio de transporte y obras públicas del Ecuador. Se debe también usar perforaciones más profundas para el estudio de suelo. Se recomienda realizar por lo menos dos penetraciones estándar de 20 metros en cada lado del puente, para así tener un diseño óptimo y de menor costo.

BIBLIOGRAFÍA

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2010). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, DC. <https://doi.org/10.1111/febs.12237>

AASHTO. (2007). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. SI Unit 2007. American Association of State Highway and Transportation Officials (4th ed.). Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.

Bayrak, O. (2010). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications: Service IV Load Combination, 51 pp. <https://doi.org/10.1111/febs.12237>

Aguayo, V. del R. Y. (2014). Alternativas de diseño de un puente sobre el río pita para mejorar las condiciones socio-económicas y de tráfico en la Av. Ilaló, Sector Del Valle De Los Chillos, Provincia De Pichincha. Universidad Técnica De Ambato. Accedido desde <http://repo.uta.edu.ec/bitstream/123456789/13279/1/FCHE-EBS-1519.pdf%0Ahttp://es.slideshare.net/Andysebas1/domotica-42887798>

Académica, E., Agronomía, P. D. E., Vegetativa, P., & Manilkara, D. E. Q. (2011). Análisis y diseño del puente vehicular sobre el río yuracyacu, en el sector Monterrey, distrito de Nueva Cajamarca, provincia de rioja, departamento de San Martín. Universidad Nacional De San Martín-Tarapoto.

Chen, E. W., & Duan, L. (2000). Bridge engineering handbook. Choice Reviews Online (Vol. 37). Washington, D. C.: CRC Press LLC. <https://doi.org/10.5860/choice.37-5116>

Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). Bridge Engineering Handbook Super Structure Design. Civ. Eng. (N.Y.) (Vol. 2).

Balasubramanian, A. (2017). Bridges and their Types, (March), 5. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.18109.46566>

NEC-SE-DS. (2015). Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente. Norma Ecuatoriana de la Construcción. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>

Furgang, Hernandez, K. & F. (2011). Construcción de puentes. Benchmark Education Company, 191–233.

Russo, I. F., Ph, D., Huang, J. C., & Ph, D. (2012). Design of Short Span Steel Bridges. In PDHonline Course S122 (3 PDH) Design (p. 44). Fairfax.

Torres, E. (2013). Diseño De Puentes Interpretación Del Código Aashto. Universidad Politécnica Salesiana. Quito: Editorial Universitaria Abya-Yala.

Acevedo Laos, V. M. (2015). Diseño de un puente con estructura de acero. Pontificia Universidad Católica del Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú. Accedido desde <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6302>

Camacho, J. M. R., & Ojeda, F. S. V. (2011). Diseño y simulación de un puente metálico de 60 metros de luz y 12 m de ancho para una capacidad de carga de 90 toneladas.

Universidad Politécnica Salesiana Sede Quito.
<https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>

Cedeño, C. F. M., & Solórzano, C. M. T. (2015). Diseños de factibilidad de un puente peatonal de 160 m de luz en el malecón 26 de noviembre de la ciudad de Daule. Escuela Superior Politécnica Del Litoral.

Republica Del Ecuador Ministerio De Obras Publicas Y Comunicaciones. (2002). Especificaciones Generales Para La Construcción De Caminos Y Puentes (MOP-001-). Quito: Republica Del Ecuador Ministerio De Obras Publicas Y Comunicaciones. Retrieved from http://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/07/01-07-2013_ConcursoPublico_StoDomingo-Esmeraldas-Especificaciones-Tecnicas.pdf

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, & Riesgos, S. de G. de. (2014). Guía prácticas para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (Vol. 1). Quito. Accedido desde <http://www.imcyc.com/biblioteca/ArchivosPDF/Estructuras Metalicas/4 Estructuras de acero.pdf>

Grubb, M. A., Wilson, K. E., White, C. D., & Nickas, W. N. (2017). Load and Resistance Factor Design (LRFD) For Highway Bridge Superstructures - Reference Manual. National Highway Institute (Vol. 42). <https://doi.org/10.5194/isprs-archives-XLII-2-W5-649-2017>

Minnesota Department of Transportation. (2017). LRFD Bridge Design Manual. Department of transportation. Oakdale, MN: Department of transportation.

FHWA / National Highway Institute. (2003). LRFD Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge. FHWA / National Highway Institute (Vol. FHWA NHI-0). Washington, DC SI: FHWA / National Highway Institute.

FHWA / National Highway Institute. (2006). LRFD Design Example Steel Girder Superstructure Bridge With Commentary FHWA / National Highway Institute. Washington, DC.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Norma Ecuatoriana De La Construcción- Nec Nec-Se-Cm Geotecnia Y Cimentaciones. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción. Retrieved from <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-CM.pdf>

MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS DEL ECUADOR. (2013). Norma para Estudios y Diseño Vial (NEVI) - Volúmen 3. Quito: SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE VOLUMEN.

Municipio de Colimes. (2014). Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Colimes. Colimes: Municipio de Colimes.

AISC (American Institute of Steel Construction). (2016). Specification for Structural Steel Buildings, ANSI / AISC 360-16. American Institute of Steel Construction.

AASHTO/NSBA Steel Bridge Collaboration. (2004). Steel Bridge Bearing Design and Detailing Guidelines. (Highway Subcommittee On Bridges And Structures, Ed.) (G 9.1). Washington, D.C: AASHTO/NSBA Steel Bridge Collaboration.

Bunner, M., Incorporated, H. D. R. E., & Administration, F. H. (2012). Steel Bridge Design Handbook: Bearing Design, 15(July), 91p. Retrieved from <http://www.fhwa.dot.gov/bridge/steel/pubs/if12052/volume14.pdf>
<https://trid.trb.org/view/1247107>

APÉNDICES

APÉNDICE A

CLASIFICACIÓN DE SITIO

CLASIFICACIÓN DE SITIO

De acuerdo con AASHTO 3.10.3.1, el sitio se clasificará con las categorías de A hasta F, según corresponda. Los suelos serán clasificados según su rigidez, determinada por su velocidad de onda en los primeros 30 metros de los estratos superiores. También se podrá usar el número de penetración estándar (SPT), número de golpes y resistencia al corte no drenado (S_u).

Tabla 0.48. Clasificación se suelo [Tabla 2 NEC-SE-DS]

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

Se requiere conocer los estratos presentes en el sitio, por lo que se determinaron las propiedades en diferentes puntos según NEC-SE-CM. En la Tabla 0.1 se observa las propiedades necesarias para clasificar el suelo. En la Figura 1 se observa el perfil

estratigráfico del sitio, donde a partir de ésta se hará la zonificación. En la Figura 0.2 se presenta la resistencia al corte no drenado a diferentes profundidades. No se tiene información para cada muestra extraída, pero se generalizó por cuestión de facilidad y falta de muestras inalteradas. Los estratos que no tienen ángulo de fricción se los tomó con $\Phi=0^\circ$, debido a que no presentaron gran contenido de arenas y sus consistencias eran mediamente plásticas.

Tabla 0.49. Propiedades de los estratos

Muestra	Clasificación	IP	Espesor de estrato [m]
P1	SP	N/A	2
P2	SM	5.35%	2
P3	MH	18.94%	2
P3-2	ML	17.65%	>10
P4-5	MH	21.77%	2
P6	ML	17.78%	3
P6-3	GC	N/A	1
P7	GM	2.72%	1.2
P7-1.2	SC	3.19%	1

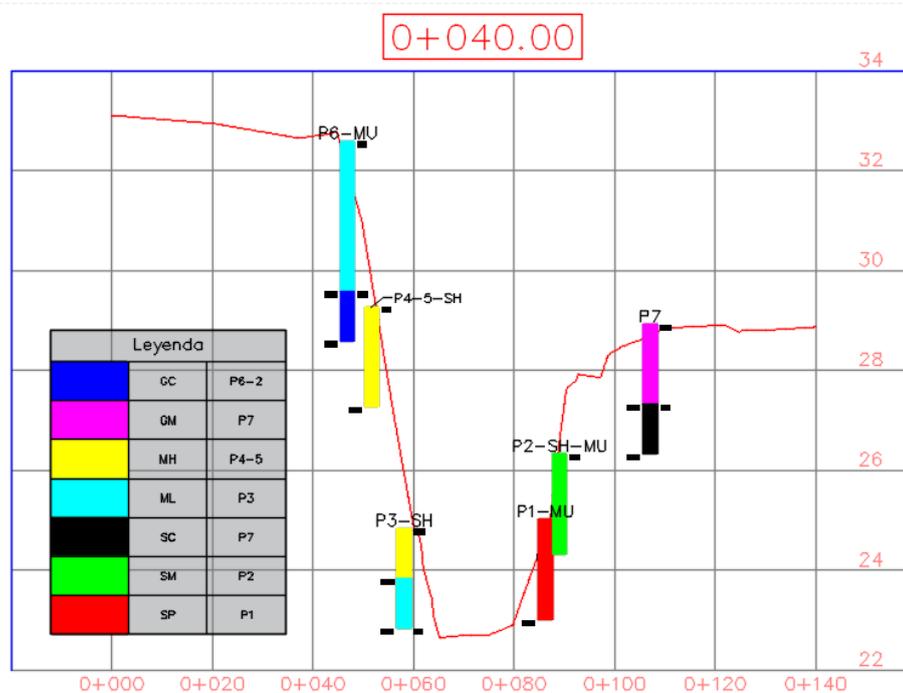


Figura 0.129. Perfil estratigráfico

0+040.00

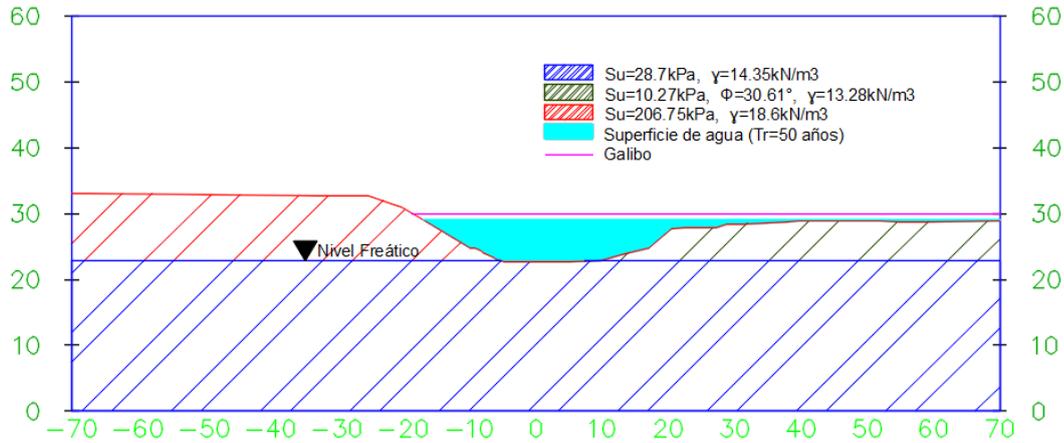


Figura 0.130. Resistencia al corte no drenado (Su)

El primer paso es verificar si existe capas de suelo con contenido de turba o suelos altamente plásticos con espesores de estrato mayores a 3 metros. De la clasificación en la Tabla 0.2, no se encontraron turbas según SUCS. En la misma tabla se observa que no hay presencia de estratos con IP mayor a 75%, por lo que se descarta el suelo tipo F. El segundo paso es determinar el corte no drenado promedio de los primeros 30 metros superiores de suelo. Se debe usar la siguiente expresión:

$$\bar{S}_u = \frac{dc}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_{ui}}}$$

Donde:

k: Número de capas de suelo cohesivo en los primeros 30 metros

S_{ui}: Resistencia al corte no drenado del estrato i-ésimo (No debe exceder 240 kPa)

D_c: espesor total de suelo cohesivo en los primeros 30 metros

Tabla 0.50. Cálculo de Corte no drenado promedio

Muestra	Clasificación	Espesor de estrato [m]	d _i	S _{ui}	d _i /s _{ui}
P1	SP	2	N/A	N/A	N/A
P2	SM	2	2	10.27	0.19
P3	MH	2	2	206.75	0.01

P3-2	ML	10	10	28.7	0.35
P4-5	MH	2	2	206.75	0.01
P6	ML	3	3	206.75	0.01
P6-3	GC	1	N/A	N/A	N/A
P7	GM	1.2	1.2	10.27	0.12
P7-1.2	SC	1	N/A	N/A	N/A

$$\bar{s}_u = \frac{20.2 \text{ m}}{0.69 \text{ m/kPa}} = 29.11 \text{ kPa}$$

Al no poseer una resistencia al corte no drenado promedio mayor a 50 kPa, el tipo de suelo resultante es E.

APÉNDICE B

DEMANDA SÍSMICA

DEMANDA SÍSMICA

La demanda sísmica para los análisis pseudoestáticos es 60% de la aceleración máxima del terreno, según NEC-SE-CM Sección 4.2.2.

$$kh = 0.6 \left(\frac{\text{aceleración máxima}}{g} \right) = 0.6 \left(\frac{ZFa}{g} \right)$$

Z y Fa se encuentran en las secciones 3.1.1 y 3.2.2 de NEC-SE-DS. Para el cantón Colimes, Z=0.4 y de la sección 3.2.2 se tiene que:

Tabla 0.51 Coeficiente de amplificación según Tabla 3 NEC-SE-DS

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

A partir del coeficiente de amplificación de la Tabla 0.5, se calcula la pseudoaceleración máxima con:

$$kh = 0.6 \left(\frac{0.46 * 9.8}{9.8} \right) = 0.3$$

APÉNDICE C

ESTUDIOS DE SUELO

Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)

Client	ESPOL	Lab Ref	
Project	Puente El Guabito	Job	MatInt_Vera 2
Borehole	P1	Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D3080-03 / AASHTO T236-92	Particle Specific Gravity	2.65
Sample Type	Bulk disturbed sample	Single or Multi Stage	Single Stage
Lab. Temperature	0.0 deg.C	Location	Colimes
Sample Description	Arena de rio		
Variations from procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Description	
Depth within Sample	0.00mm	Orientation within Sample	
Initial Height	20.000 mm	Area	3600.00 mm ²
Structure / Preparation	Recompactado	Initial Water Content*	20.58 %
Initial Wet Unit Weight	13.83 kN/m ³	Degree of Saturation	43.04 %
Initial Dry Unit Weight	11.47 kN/m ³	Initial Voids Ratio	1.267
Final Wet Unit Weight	15.02 kN/m ³	Final Water Content	26.26%
Final Dry Unit Weight	11.89 kN/m ³	Dry Mass	84.15 g
Tested Dry or Submerged	Submerged		
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



Client	ESPOL	Lab Ref	
Project	Puente El Guabito	Job	MatInt_Vera 2
Borehole	P1	Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D3080-03 / AASHTO T236-92	Particle Specific Gravity	2.65
Sample Type	Bulk disturbed sample	Single or Multi Stage	Single Stage
Lab. Temperature	0.0 deg.C	Location	Colimes
Sample Description	Arena de rio		
Variations from procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Description	
Depth within Sample	0.00mm	Orientation within Sample	
Initial Height	20.000 mm	Area	3600.00 mm ²
Structure / Preparation		Initial Water Content*	20.98 %
Initial Wet Unit Weight	14.34 kN/m ³	Degree of Saturation	46.58 %
Initial Dry Unit Weight	11.85 kN/m ³	Initial Voids Ratio	1.194
Final Wet Unit Weight	14.96 kN/m ³	Final Water Content	22.61%
Final Dry Unit Weight	12.20 kN/m ³	Dry Mass	86.97 g
Tested Dry or Submerged	Submerged		
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



Client	ESPOL	Lab Ref	
Project	Puente El Guabito	Job	MatInt_Vera 2
Borehole	P1	Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D3080-03 / AASHTO T236-92	Particle Specific Gravity	2.65
Sample Type	Bulk disturbed sample	Single or Multi Stage	Single Stage
Lab. Temperature	0.0 deg.C	Location	Colimes
Sample Description	Arena de rio		
Variations from procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Description	
Depth within Sample	0.00mm	Orientation within Sample	
Initial Height	20.000 mm	Area	3600.00 mm ²
Structure / Preparation		Initial Water Content*	21.31 %
Initial Wet Unit Weight	13.63 kN/m ³	Degree of Saturation	42.97 %
Initial Dry Unit Weight	11.23 kN/m ³	Initial Voids Ratio	1.314
Final Wet Unit Weight	13.97 kN/m ³	Final Water Content	23.90%
Final Dry Unit Weight	11.28 kN/m ³	Dry Mass	82.44 g
Tested Dry or Submerged	Submerged		
Comments			

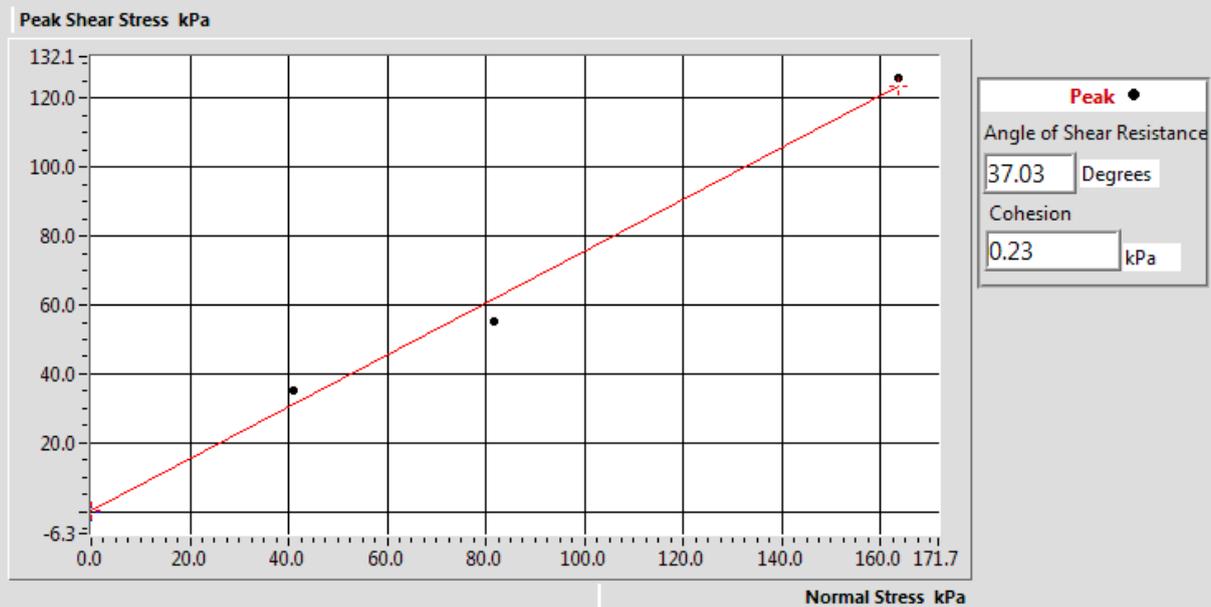
* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



Test Summary				
Reference	A	B	C	
Normal Stress	81.8 kPa	163.5 kPa	40.9 kPa	
Peak Strength	55.4 kPa	125.8 kPa	35.4 kPa	
Corresponding Horizontal Displacement	6.020 mm	3.010 mm	3.512 mm	
Residual Stress	N/A	N/A	N/A	
Rate of Shear Displacement	Stage 1: 1.0000mm/min	Stage 1: 1.0000mm/min	Stage 1: 1.0000mm/min	
Final Height	19.28 mm	19.42 mm	19.92 mm	
Sample Area	3600.00 mm ²	3600.00 mm ²	3600.00 mm ²	
Initial Wet Unit Weight	13.83 kN/m ³	14.34 kN/m ³	13.63 kN/m ³	
Initial Dry Unit Weight	11.47 kN/m ³	11.85 kN/m ³	11.23 kN/m ³	
Final Wet Unit Weight	15.02 kN/m ³	14.96 kN/m ³	13.97 kN/m ³	
Final Dry Unit Weight	11.89 kN/m ³	12.20 kN/m ³	11.28 kN/m ³	
Final Moisture Content	26.26 %	22.61 %	23.90 %	
Particle Specific Gravity	2.65	2.65	2.65	
Final Void Ratio	1.1857	1.1301	1.3049	
Final Saturation	58.70%	53.01%	48.53%	

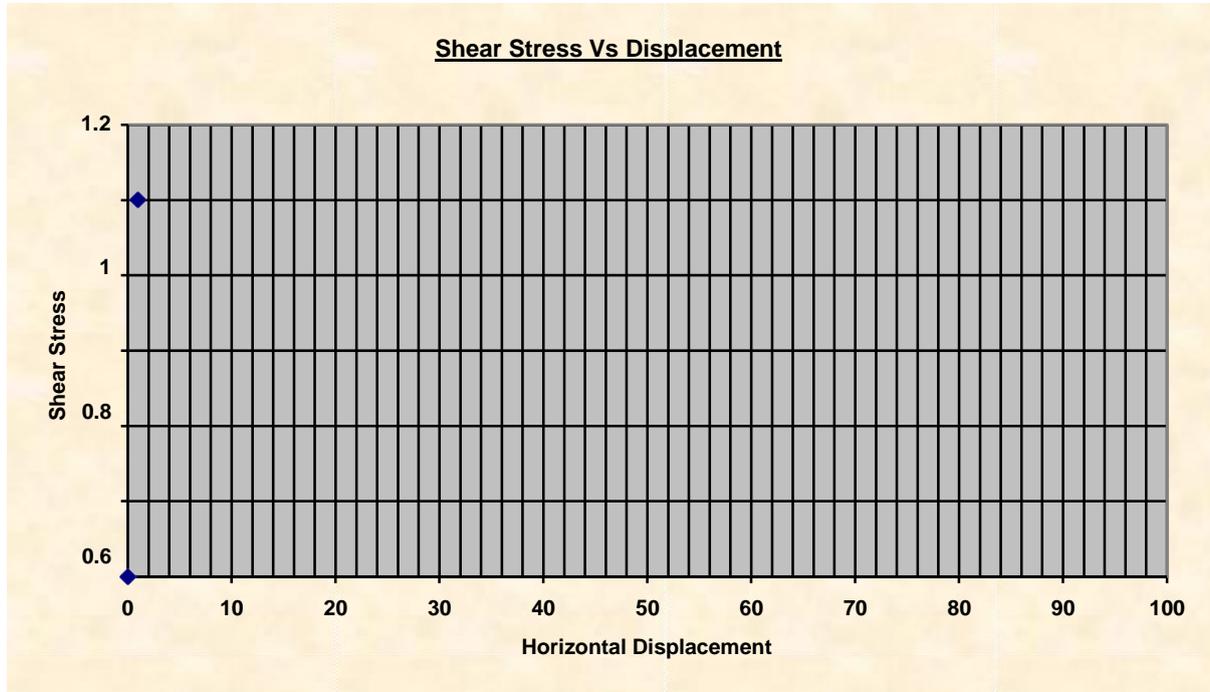
Maximum Shear Stress vs Normal Stress



Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



Client	ESPOL	Lab Ref	
Project	PUENTE GUABITO	Job	MATINT_V ERA
Borehole		Sample	1



Test Details			
Standard	ASTM D3080-03 / AASHTO T236-92	Particle Specific Gravity	2.65
Sample Type	Bulk disturbed sample	Single or Multi Stage	Single Stage
Lab. Temperature	0.0 deg.C	Location	COLIMES
Sample Description	ARENA LIMOSA		
Variations from procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Description	
Depth within Sample	0.00mm	Orientation within Sample	
Initial Height	20.000 mm	Area	3600.00 mm ²
Structure / Preparation	REMOLDEADO	Initial Water Content*	20.54 %
Initial Wet Unit Weight	13.74 kN/m ³	Degree of Saturation	42.52 %
Initial Dry Unit Weight	11.40 kN/m ³	Initial Voids Ratio	1.280
Final Wet Unit Weight	16.99 kN/m ³	Final Water Content	36.49%
Final Dry Unit Weight	12.45 kN/m ³	Dry Mass	83.67 g
Tested Dry or Submerged	Submerged		
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



Rate of Horizontal Displacement

--	--	--

Client	ESPOL	Lab Ref	
Project	PUENTE GUABITO	Job	MATINT_V ERA
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D3080-03 / AASHTO T236-92	Particle Specific Gravity	2.65
Sample Type	Bulk disturbed sample	Single or Multi Stage	Single Stage
Lab. Temperature	0.0 deg.C	Location	COLIMES
Sample Description	ARENA LIMOSA		
Variations from procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Description	
Depth within Sample	0.00mm	Orientation within Sample	
Initial Height	20.000 mm	Area	3600.00 mm ²
Structure / Preparation		Initial Water Content*	21.41 %
Initial Wet Unit Weight	13.41 kN/m ³	Degree of Saturation	41.93 %
Initial Dry Unit Weight	11.05 kN/m ³	Initial Voids Ratio	1.353
Final Wet Unit Weight	28.75 kN/m ³	Final Water Content	130.95%
Final Dry Unit Weight	12.45 kN/m ³	Dry Mass	81.09 g
Tested Dry or Submerged	Submerged		
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



Client	ESPOL	Lab Ref	
Project	PUENTE GUABITO	Job	MATINT_V ERA
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D3080-03 / AASHTO T236-92	Particle Specific Gravity	2.65
Sample Type	Bulk disturbed sample	Single or Multi Stage	Single Stage
Lab. Temperature	0.0 deg.C	Location	COLIMES
Sample Description	ARENA LIMOSA		
Variations from procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Description	
Depth within Sample	0.00mm	Orientation within Sample	
Initial Height	20.000 mm	Area	3600.00 mm ²
Structure / Preparation		Initial Water Content*	19.67 %
Initial Wet Unit Weight	12.71 kN/m ³	Degree of Saturation	35.99 %
Initial Dry Unit Weight	10.62 kN/m ³	Initial Voids Ratio	1.448
Final Wet Unit Weight	15.93 kN/m ³	Final Water Content	44.46%
Final Dry Unit Weight	11.03 kN/m ³	Dry Mass	77.93 g
Tested Dry or Submerged	Submerged		
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)

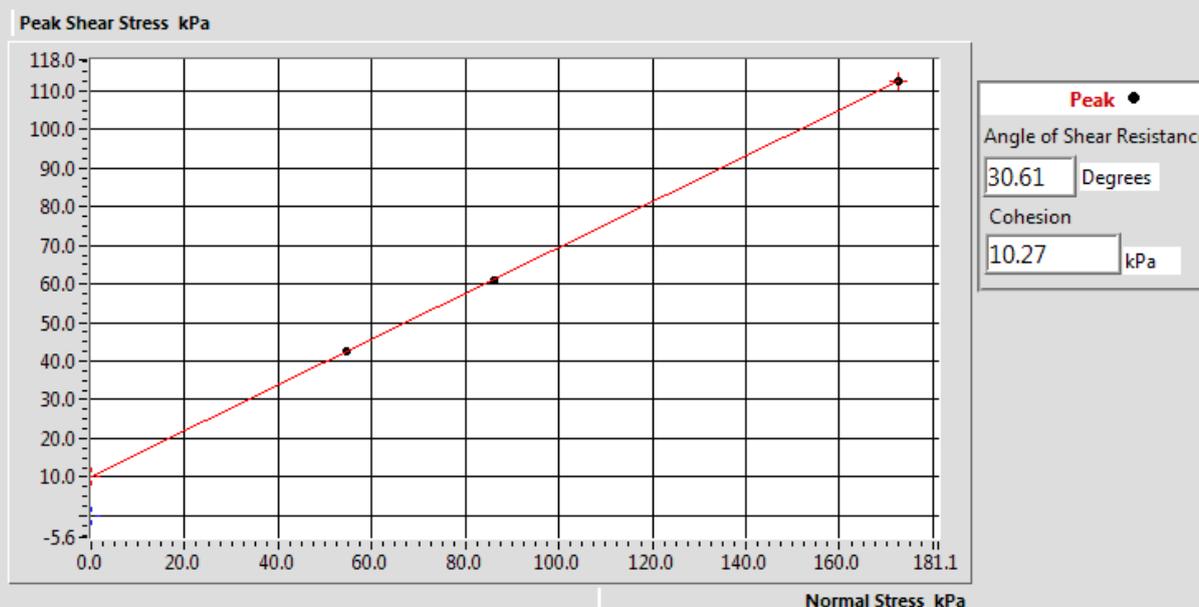


Client	ESPOL	Lab Ref	
Project	PUNTE GUABITO	Job	MATINT_V ERA
Borehole		Sample	1

Rate of Horizontal Displacement

Test Summary				
Reference	A	B	C	
Normal Stress	86.2 kPa	172.5 kPa	54.5 kPa	
Peak Strength	60.9 kPa	112.4 kPa	42.8 kPa	
Corresponding Horizontal Displacement	5.092 mm	6.224 mm	2.241 mm	
Residual Stress	N/A	N/A	N/A	
Rate of Shear Displacement	Stage 1: 0.0571mm/min	Stage 1: 0.0430mm/min	Stage 1: 0.0438mm/min	
Final Height	18.31 mm	17.75 mm	19.26 mm	
Sample Area	3600.00 mm ²	3600.00 mm ²	3600.00 mm ²	
Initial Wet Unit Weight	13.74 kN/m ³	13.41 kN/m ³	12.71 kN/m ³	
Initial Dry Unit Weight	11.40 kN/m ³	11.05 kN/m ³	10.62 kN/m ³	
Final Wet Unit Weight	16.99 kN/m ³	28.75 kN/m ³	15.93 kN/m ³	
Final Dry Unit Weight	12.45 kN/m ³	12.45 kN/m ³	11.03 kN/m ³	
Final Moisture Content	36.49 %	130.95 %	44.46 %	
Particle Specific Gravity	2.65	2.65	2.65	
Final Void Ratio	1.0880	1.0886	1.3572	
Final Saturation	88.87%	318.77%	86.81%	

Maximum Shear Stress vs Normal Stress



Ubicación de sondeos



Contenido natural de humedad

Para muchos materiales el contenido de humedad es una de sus propiedades más importantes, que sirve para determinar correlaciones entre el comportamiento del suelo y las propiedades índice. El contenido de agua del material se usa para expresar la fase de relaciones entre aire, agua y suelo en un volumen dado. En un suelo de grano fino, la consistencia depende del contenido de agua. El límite líquido y plástico se determinan con el método estandarizado ASTM D4318.

Proyecto :	Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón Colimes												
Integrantes :	Melanie Estefanía Alvarez Alvarado Bill Klein Vera Muentes												
Ensayo :	CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD : Norma : ASTM D 2216												
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019												
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera												
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL												
CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD :													
Observaciones :	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	
	Muestra No:	P1	Muestra No:	P2	Muestra No:	P3	Muestra No:	P3	Muestra No:	P4-5	Muestra No:	P6	
	Profundidad :	0.00 m	Profundidad :	0.00 m	Profundidad :	0.00 m	Profundidad :	2.00 m	Profundidad :	0.00 m	Profundidad :	0.00 m	
Recipiente Número	Unidades	1	4	55	16	A	27						
Peso Recipiente + Muestra Húmeda	Gr	24.07	112.85	91.14	110.75	20.49	24.95						
Peso Rec + Muestra Seca	Gr	21.40	104.70	86.60	100.49	18.36	22.19						
Peso del Recipiente	Gr	6.20	70.75	67.21	70.57	6.03	6.10						
Peso de la Muestra Seca	Gr	15.20	33.95	19.39	29.92	12.33	16.09						
Peso del Agua	Gr	2.67	8.15	4.54	10.26	2.13	2.76						
Contenido de Humedad	%	17.57	24.01	23.41	34.29	17.27	17.15						
Promedio		17.57	24.01	23.41	34.29	17.27	17.15						
Observaciones :	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	
	Muestra No:	P7	Muestra No:	P7	Muestra No:	P6	Muestra No:		Muestra No:		Muestra No:		
	Profundidad :	0.00 m	Profundidad :	1.20 m	Profundidad :	3.00 m	Profundidad :	m	Profundidad :	m	Profundidad :	m	
Recipiente Número	Unidades	41	42	74									
Peso Recipiente + Muestra Húmeda	Gr	22.77	29.49	20.01									
Peso Rec + Muestra Seca	Gr	21.22	27.88	17.10									
Peso del Recipiente	Gr	6.17	5.92	6.12									
Peso de la Muestra Seca	Gr	15.05	21.96	10.98	0.00	0.00	0.00						
Peso del Agua	Gr	1.55	1.61	2.91	0.00	0.00	0.00						
Contenido de Humedad	%	10.30	7.33	26.50	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!						
Promedio		10.30	7.33	26.50	####	#DIV/0!	#DIV/0!						

Granulometría

Este método cubre la determinación cuantitativa de la distribución del tamaño de partículas del suelo. Para partículas mayores a 75 um (retenido del tamiz No. 200), se determina la distribución por tamizado, mientras que para pasantes del tamiz No.200, se determina la granulometría por uso de un hidrómetro.

Proyecto:	<i>Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón Colimes</i>						
Proyectistas :	<i>Melanie Estefanía Alvarez Alvarado</i>						
	<i>Bill Klein Vera Muentes</i>						
Ensayo :	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO						
Norma :							
Fecha de Muestreo:	Colimes / 18 - 10 - 2019						
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera						
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL						
ANÁLISI GRANULOMÉTRICO POR LAVADO							
Peso del Recipiente				201.52	Gr		
Peso Inicial de la Muestra Seca + Rec				500.97	Gr	Ubicación : Colimes	D60 = 0.35 Cu = 2.059
Peso de la Muestra Después del Lavado +				492.05	Gr	Muestra: P1	D30 = 0.22 Cc = 0.813
Finos (Pérdida por Lavado)				8.92	Gr	Profundidad: 0	D10 = 0.17
Peso Inicial de la Muestra Seca				299.45	Gr		
Tolerancia	-0.39						
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido			% Pasante Acumulado	<p style="text-align: center;">ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO</p> <p style="text-align: center;">Tamaño del Grano (mm)</p>	
		(gr.)	(%)	% Acumulado			
4	4.760	0	0.00	0.00			
10	2.000	1.88	0.63	0.63			
16	1.190	3.66	1.22	1.85			
40	0.420	84.53	28.19	30.04			
100	0.149	177.06	59.05	89.09			
200	0.074	22.73	7.58	96.67			
Fondo		1.06	0.35	97.03			
Finos		8.92	2.97	100.00			
Total Retenido :		299.84	100.00				

Proyecto:	<i>Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón Colimes</i>							
Proyectistas :	<i>Melanie Estefanía Alvarez Alvarado</i>							
	<i>Bill Klein Vera Muentes</i>							
Ensayo :	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO							
Norma :								
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019							
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera							
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL							
ANÁLISI GRANULOMÉTRICO POR LAVADO								
Peso del Recipiente			57.47	Gr				
Peso Inicial de la Muestra Seca + Rec			142.47	Gr	Ubicación :	Colimes	D60 = 0.10	Cu = 0.190
Peso de la Muestra Después del Lavado +			108.79	Gr	Muestra:	P2	D30 = 0.60	Cc = 7.579
Finos (Pérdida por Lavado)			33.68	Gr	Profundidad:	0	D10 = 0.50	
Peso Inicial de la Muestra Seca			85.00	Gr				
Tolerancia	-0.51							
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido			% Pasante Acumulado	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO		
		(gr.)	(%)	% Acumulado				
16	1.190	0.00	0.00	0.00	100.00			
30	0.590	0.00	0.00	0.00	100.00			
40	0.420	0.11	0.13	0.13	99.87			
50	0.297	0.42	0.49	0.62	99.38			
100	0.149	11.35	13.27	13.89	86.11			
200	0.074	37.48	43.83	57.72	42.28			
Fondo		2.47	2.89	60.61	39.39			
Finos		33.68	39.39	100.00	0.00			
Total Retenido :		85.51	100.00					

Proyecto:	<i>Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón Colimes</i>					
Proyectistas :	<i>Melanie Estefanía Alvarez Alvarado</i>					
	<i>Bill Klein Vera Muentes</i>					
Ensayo :	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO					
Norma :						
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019					
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera					
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL					
ANÁLISI GRANULOMÉTRICO POR LAVADO						
Peso del Recipiente			205.38	Gr		
Peso Inicial de la Muestra Seca + Rec			427.82	Gr	Ubicación : Colimes D60 = Cu = #DIV/0!	
Peso de la Muestra Después del Lavado +			233.98	Gr	Muestra: P3 D30 = Cc = #DIV/0!	
Finos (Pérdida por Lavado)			193.84	Gr	Profundidad: 0 D10 =	
Peso Inicial de la Muestra Seca			222.44	Gr		
Tolerancia	-0.45					
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.) (%)		% Pasante Acumulado	<p style="text-align: center;">ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO</p>	
4	4.760	0	0.00	0.00		
8	2.380	0	0.00	0.00		
10	2.000	0.00	0.00	0.00		
16	1.190	0.00	0.00	0.00		
30	0.590	0.10	0.04	0.04		
40	0.420	0.01	0.00	0.05		
50	0.297	0.15	0.07	0.12		
100	0.149	1.22	0.55	0.66		
200	0.074	24.64	11.05	11.72		
Fondo		2.93	1.31	13.03		86.97
Finos		193.84	86.97	100.00		0.00
Total Retenido :		222.89	100.00			

Proyecto :	Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón Colimes						
Projectistas :	Melanie Estefanía Alvarez Alvarado						
	Bill Klein Vera Muentes						
Ensayo :	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO						
Norma :							
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019						
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera						
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL						
ANÁLISI GRANULOMÉTRICO POR LAVADO							
Peso del Recipiente				68.76	Gr		
Peso Inicial de la Muestra Seca + Rec				288.27	Gr	Ubicación :	Colimes
Peso de la Muestra Después del Lavado +				118.02	Gr	Muestra:	P3
Finos (Pérdida por Lavado)				170.25	Gr	Profundidad:	2
Peso Inicial de la Muestra Seca				219.51	Gr		
Tolerancia				-0.29			
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido			% Pasante Acumulado	<p style="text-align: center;">ANALISIS GRANULOMÉTRICO</p>	
		(gr.)	(%)	% Acumulado			
4	4.760	0	0.00	0.00			
8	2.380	0	0.00	0.00			
10	2.000	0.00	0.00	0.00			
16	1.190	0.00	0.00	0.00			
30	0.590	0.10	0.05	0.05			
40	0.420	0.07	0.03	0.08			
50	0.297	0.12	0.05	0.13			
100	0.149	0.72	0.33	0.46			
200	0.074	37.67	17.14	17.60			
Fondo		10.87	4.95	22.54			
Finos		170.25	77.46	100.00			
Total Retenido :		219.80	100.00				

Proyecto :	<i>Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón Colimes</i>				
Proyectistas :	<i>Melanie Estefanía Alvarez Alvarado</i>				
	<i>Bill Klein Vera Muentes</i>				
Ensayo :	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO				
Norma :					
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019				
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera				
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL				
ANÁLISI GRANULOMÉTRICO POR LAVADO					
Peso del Recipiente		201.75	Gr		
Peso Inicial de la Muestra Seca + Rec		597.93	Gr	Ubicación :	Colimes D60 = Cu = #DIV/0!
Peso de la Muestra Después del Lavado +		207.90	Gr	Muestra:	P4-5 D30 = Cc = #DIV/0!
Finos (Pérdida por Lavado)		390.03	Gr	Profundidad:	0 D10 =
Peso Inicial de la Muestra Seca		396.18	Gr		
Tolerancia	-0.68				
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.) (%)		% Acumulado	% Pasante Acumulado
4	4.760		0.00	0.00	100.00
8	2.380		0.00	0.00	100.00
10	2.000		0.00	0.00	100.00
16	1.190	0.08	0.02	0.02	99.98
30	0.590	0.12	0.03	0.05	99.95
40	0.420	0.08	0.02	0.07	99.93
50	0.297		0.00	0.07	99.93
100	0.149	0.70	0.18	0.25	99.75
200	0.074	4.67	1.18	1.42	98.58
Fondo		1.18	0.30	1.72	98.28
Finos		390.03	98.28	100.00	0.00
Total Retenido :		396.86	100.00		

ANALISIS GRANULOMÉTRICO	
% Pasante Acumulado	Tamaño del Grano (mm)
100.00	10.00
80.00	1.00
100.00	0.10
100.00	0.01

Proyecto:	<i>Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón Colimes</i>				
Proyectistas :	<i>Melanie Estefanía Alvarez Alvarado</i>				
	<i>Bill Klein Vera Muentes</i>				
Ensayo :	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO				
Norma :					
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019				
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera				
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL				
ANÁLISI GRANULOMÉTRICO POR LAVADO					
Peso del Recipiente			158.75	Gr	
Peso Inicial de la Muestra Seca + Rec			698.00	Gr	Ubicación : Colimes
Peso de la Muestra Después del Lavado +			267.17	Gr	Muestra: P6
Finos (Pérdida por Lavado)			430.83	Gr	Profundidad: 0
Peso Inicial de la Muestra Seca			539.25	Gr	
Tolerancia	0.47				
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido		% Pasante Acumulado	<p style="text-align: center;">ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO</p> <p style="text-align: center;">Tamaño del Grano (mm)</p>
		(gr.)	(%)		
4	4.760		0.00	0.00	
8	2.380		0.00	0.00	
10	2.000	0.11	0.02	99.98	
16	1.190	0.30	0.06	99.92	
30	0.590	1.25	0.23	99.69	
40	0.420	0.49	0.09	99.60	
50	0.297		0.00	99.60	
100	0.149	4.49	0.83	98.77	
200	0.074	91.50	16.98	81.78	
Fondo		9.81	1.82	20.04	
Finos		430.83	79.96	100.00	
Total Retenido :		538.78	100.00		

Proyecto :	<i>Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón Colimes</i>				
Proyectistas :	<i>Melanie Estefanía Alvarez Alvarado</i>				
	<i>Bill Klein Vera Muentes</i>				
Ensayo :	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO				
Norma :					
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019				
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera				
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL				
ANÁLISI GRANULOMÉTRICO POR LAVADO					
Peso del Recipiente			218.68	Gr	
Peso Inicial de la Muestra Seca + Rec			426.76	Gr	Ubicación : Colimes
Peso de la Muestra Después del Lavado +			219.56	Gr	Muestra: P6
Finos (Pérdida por Lavado)			207.20	Gr	Profundidad: 3
Peso Inicial de la Muestra Seca			208.08	Gr	
Tolerancia	-0.14				
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido		% Pasante Acumulado	<p style="text-align: center;">ANALISIS GRANULOMÉTRICO</p>
		(gr.)	(%)	% Acumulado	
4	4.760		0.00	0.00	
8	2.380		0.00	0.00	
10	2.000	0.00	0.00	0.00	
16	1.190	0.00	0.00	0.00	
30	0.590	0.03	0.01	0.01	
40	0.420	0.00	0.00	0.01	
50	0.297		0.00	0.01	
100	0.149	0.28	0.13	0.15	
200	0.074	0.70	0.34	0.49	
Fondo		0.01	0.00	0.49	
Finos		207.20	99.51	100.00	
Total Retenido :		208.22	100.00		

Proyecto :	<i>Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón Colimes</i>				
Proyectistas :	<i>Melanie Estefanía Alvarez Alvarado</i>				
	<i>Bill Klein Vera Muentes</i>				
Ensayo :	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO				
Norma :					
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019				
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera				
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL				
ANÁLISI GRANULOMÉTRICO POR LAVADO					
Peso del Recipiente			58.5	Gr	
Peso Inicial de la Muestra Seca + Rec			401.62	Gr	Ubicación : Colimes
Peso de la Muestra Después del Lavado +			256.50	Gr	Muestra: P7
Finos (Pérdida por Lavado)			145.12	Gr	Profundidad: 0
Peso Inicial de la Muestra Seca			343.12	Gr	
Tolerancia	-0.67				
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido			% Pasante Acumulado
		(gr.)	(%)	% Acumulado	
4	4.760		0.00	0.00	100.00
8	2.380		0.00	0.00	100.00
10	2.000		0.00	0.00	100.00
16	1.190	0.93	0.27	0.27	99.73
30	0.590	0.85	0.25	0.52	99.48
40	0.420	2.94	0.86	1.37	98.63
50	0.297	8.65	2.52	3.89	96.11
100	0.149	40.42	11.76	15.65	84.35
200	0.074	128.32	37.33	52.97	47.03
Fondo		16.56	4.82	57.79	42.21
Finos		145.12	42.21	100.00	0.00
Total Retenido :		343.79	100.00		

ANALISIS GRANULOMÉTRICO	
100.00	100.00
80.00	10.00
60.00	1.00
40.00	0.10
20.00	0.01
0.00	0.01
100.00	Tamaño del Grano (mm)

Proyecto :	<i>Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón Colimes</i>				
Proyectistas :	<i>Melanie Estefanía Alvarez Alvarado</i>				
	<i>Bill Klein Vera Muentes</i>				
Ensayo :	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO				
Norma :					
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019				
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera				
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL				
ANÁLISI GRANULOMÉTRICO POR LAVADO					
Peso del Recipiente			203.7	Gr	
Peso Inicial de la Muestra Seca + Rec			485.65	Gr	Ubicación : Colimes D60 = 0.16 Cu = 5.333
Peso de la Muestra Después del Lavado +			419.92	Gr	Muestra: P7 D30 = 0.08 Cc = 1.333
Finos (Pérdida por Lavado)			65.73	Gr	Profundidad: 1.2 D10 = 0.03
Peso Inicial de la Muestra Seca			281.95	Gr	
Tolerancia	-0.89				
Tamiz	Abertura	Retenido			% Pasante Acumulado
	(mm)	(gr.)	(%)	% Acumulado	
4	4.760	0	0.00	0.00	100.00
10	2.000	0.71	0.25	0.25	99.75
20	0.840	2.81	0.99	1.24	98.76
40	0.420	10.85	3.84	5.08	94.92
60	0.250	31.29	11.06	16.14	83.86
140	0.105	117.13	41.41	57.56	42.44
200	0.074	44.91	15.88	73.43	26.57
Fondo		9.41	3.33	76.76	23.24
Finos		65.73	23.24	100.00	0.00
Total Retenido :		282.84	100.00		

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	
100.00	
80.00	
60.00	
40.00	
20.00	
0.00	
100.00	
10.00	
1.00	
0.10	
0.01	
Tamaño del Grano (mm)	

Límite líquido y límite plástico

Estos métodos se usan como parte integral de varios sistemas de clasificación de suelos en ingeniería, para caracterizar las fracciones de grano fino del suelo (ASTM D2487 y ASTM D3282). El límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad se usan extensivamente con otras propiedades de suelo para determinar características como la compresibilidad, conductividad hidráulica (permeabilidad), compactibilidad, hinchamiento y retracción, y esfuerzo de corte. Estos ensayos se utilizan para describir la consistencia relativa del suelo.

Proyecto :	Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón						
Proyectistas :	Melanie Estefanía Alvarez Alvarado Bill Klein Vera Muentes						
Ensayo :	LIMITES DE CONSISTENCIA						
LÍMITE LÍQUIDO	Norma :	ASTM D 4318					
LÍMITE PLÁSTICO	Norma :	ASTM D 4319					
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019						
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera						
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL						
LIMITES DE CONSISTENCIA	Muestra:	P1					
	Profundidad:	0					
		LÍMITE LIQUIDO			LÍMITE PLASTICO		
Recipiente Número	Unidades	1	2	3	1	2	3
Peso Rec + Muestra Húmeda	Gr	20.68	17.95				
Peso Rec + Muestra Seca	Gr	18.20	15.96				
Peso del Recipiente	Gr	5.90	6.12				
Peso de la Muestra Seca	Gr	12.30	9.84	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso del Agua	Gr	2.48	1.99	0.00	0.00	0.00	0.00
Contenido de Humedad	%	20.16	20.22	#####	#####	#####	#####
Número de Golpes		21	16				
					Promedio :	#####	
Muestra:	P1						
Profundidad:	0.00 m						
Número de Golpes	Contenido de Humedad (%)						
21	20.16						
16	20.22						
0	#DIV/0!						
25	20.193						

LÍMITE LIQUIDO	
Contenido de Humedad (%)	Número de Golpes
100.0	
90.0	
80.0	
70.0	
60.0	
50.0	
40.0	
30.0	
20.0	
10.0	
0.0	
	10
	100

LÍMITES DE CONSISTENCIA		Muestra:	P2			Profundidad:	0.00		
		LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			Límites de Consistencia	
Recipiente Número	Unidades		2	3	1	2	3		
Peso Rec + Muestra Húmeda	Gr	22.98	22.27	19.53	12.50	11.12	11.73	Límite Líquido: LL =	27.99%
Peso Rec + Muestra Seca	Gr	19.33	18.66	16.44	11.38	10.18	10.68	Límite Plástico: LP =	22.64%
Peso del Recipiente	Gr	5.92	5.97	6.14	6.20	6.19	6.06	Índice de Plasticidad : IP =	5.35%
Peso de la Muestra Seca	Gr	13.41	12.69	10.30	5.18	3.99	4.62	Contenido de Humedad : W _n =	24.01%
Peso del Agua	Gr	3.65	3.61	3.09	1.12	0.94	1.05	Grado de Consistencia : K _w =	0.74
Contenido de Humedad	%	27.22	28.45	30.00	21.62	23.56	22.73	Grado de Consistencia : Suave	
Número de Golpes		29	24	14	Promedio :		22.64		

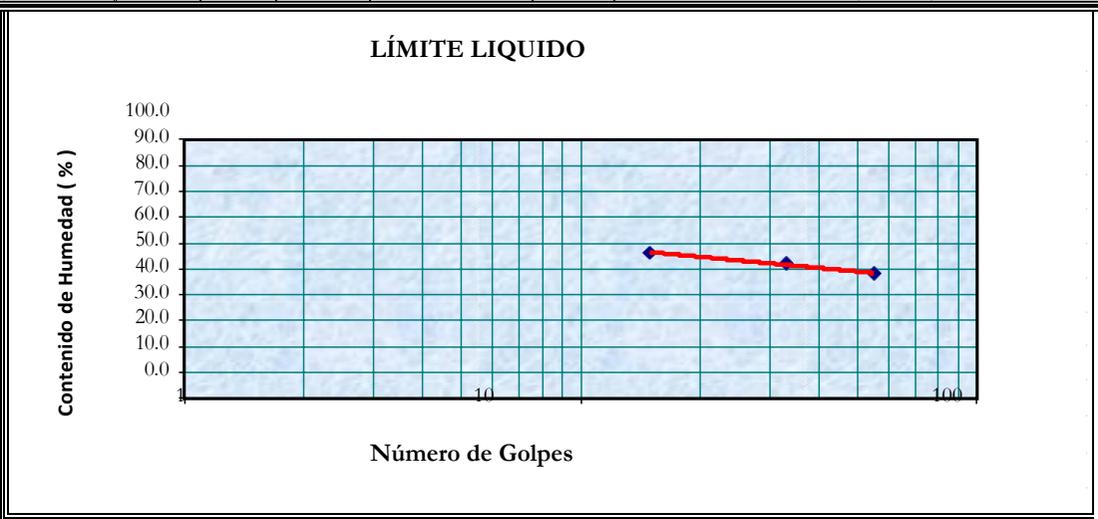
Muestra	P2
Profundidad	0.00 m
Contenido de Humedad (%)	27.22
Número de Golpes	28.45

LÍMITE LIQUIDO

Contenido de Humedad (%)

Número de Golpes

Proyecto :	Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón										
Proyectistas :	Melanie Estefanía Alvarez Alvarado										
	Bill Klein Vera Muentes										
Ensayo :	LÍMITES DE CONSISTENCIA										
LÍMITE LÍQUIDO	Norma : ASTM D 4318										
LÍMITE PLÁSTICO	Norma : ASTM D 4319										
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019										
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera										
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL										
LÍMITES DE CONSISTENCIA	Muestra:	P3									
	Profundidad:	0									
		LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			Límites de Consistencia			
Recipiente Número	Unidades	1	2	3	1	2	3				
Peso Rec + Muestra Húmeda	Gr	12.79	11.35	12.22	8.75	9.83	10.21	Límite Líquido:	LL =	53.24%	
Peso Rec + Muestra Seca	Gr	10.37	9.56	10.26	8.13	8.88	9.11	Límite Plástico:	LP =	34.30%	
Peso del Recipiente	Gr	6.06	6.13	6.17	6.09	6.22	6.12	Índice de Plasticidad :	IP =	18.94%	
Peso de la Muestra Seca	Gr	4.31	3.43	4.09	2.04	2.66	2.99	Contenido de Humedad :	Wn =	23.41%	
Peso del Agua	Gr	2.42	1.79	1.96	0.62	0.95	1.10	Grado de Consistencia :	Kw =	1.57	
Contenido de Humedad	%	56.15	52.19	47.92	30.39	35.71	36.79	Grado de Consistencia :	Media Dura , Sólida		
Número de Golpes		15	33	55	Promedio :		34.30				
Muestra:	P3										
Profundidad:	0.00 m										
Número de Golpes	Contenido de Humedad (%)										
15	56.15										
33	52.19										
55	47.92										
25	53.237										



LÍMITES DE CONSISTENCIA		Muestra:	P3			Profundidad:	2.00		
		LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			Límites de Consistencia	
Recipiente Número	Unidades	1	2	3	1	2	3		
Peso Rec + Muestra Húmeda	Gr	19.47	20.97	19.61	17.98	14.04	11.50	Límite Líquido: LL =	47.42%
Peso Rec + Muestra Seca	Gr	15.99	15.69	15.69	15.08	12.29	10.29	Límite Plástico: LP =	29.77%
Peso del Recipiente	Gr	6.10	6.31	6.07	6.08	6.04	6.13	Índice de Plasticidad : IP =	17.65%
Peso de la Muestra Seca	Gr	9.89	9.38	9.62	9.00	6.25	4.16	Contenido de Humedad : Wn =	34.29%
Peso del Agua	Gr	3.48	5.28	3.92	2.90	1.75	1.21	Grado de Consistencia : Kw =	0.74
Contenido de Humedad	%	35.19	56.29	40.75	32.22	28.00	29.09	Grado de Consistencia : Suave	
Número de Golpes		73	26	22	Promedio :	29.77			

Muestra :	P3
Potencia :	2.00 m
Número de	Contenido
de	
Golpes	Humedad (%)
73	35.19

LÍMITE LIQUIDO

Número de Golpes	Contenido de Humedad (%)
26	80
22	71
73	68

Proyecto :	Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón									
Proyectistas :	Melanie Estefanía Alvarez Alvarado									
	Bill Klein Vera Muentes									
Ensayo :	LIMITES DE CONSISTENCIA									
LÍMITE LÍQUIDO	Norma : ASTM D 4318									
LÍMITE PLÁSTICO	Norma : ASTM D 4319									
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019									
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera									
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL									
LIMITES DE CONSISTENCIA	Muestra:		P4-5							
	Profundidad:		0							
		LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			Limites de Consistencia		
Recipiente Número	Unidades	1	2	3	1	2	3			
Peso Rec + Muestra Húmeda	Gr	17.06	14.54	18.19	11.77	13.68	11.25	Límite Líquido:	LL =	57.21%
Peso Rec + Muestra Seca	Gr	13.10	11.28	13.96	10.28	11.68	9.97	Límite Plástico:	LP =	35.44%
Peso del Recipiente	Gr	6.45	5.80	6.14	6.13	6.30	6.12	Índice de Plasticidad :	IP =	21.77%
Peso de la Muestra Seca	Gr	6.65	5.48	7.82	4.15	5.38	3.85	Contenido de Humedad :	Wn =	17.27%
Peso del Agua	Gr	3.96	3.26	4.23	1.49	2.00	1.28	Grado de Consistencia :	Kw =	1.83
Contenido de Humedad	%	59.55	59.49	54.09	35.90	37.17	33.25	Grado de Consistencia :	Media Dura , Sólida	
Número de Golpes		19	20	35	Promedio :		35.44			
LÍMITE LIQUIDO										
Muestra:	P4-5									
Profundidad:	0.00 m									
Número de Golpes	Contenido de Humedad (%)									
19	59.55									
20	59.49									
35	54.09									
25	57.215									

LÍMITES DE CONSISTENCIA		Muestra:	P6			Profundidad:	0.00		
		LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			Límites de Consistencia	
Recipiente Número	Unidades	1	2	3	1	2	3		
Peso Rec + Muestra Húmeda	Gr	15.52	13.13	13.75	8.87	9.57	10.15	Límite Líquido:	LL = 44.37%
Peso Rec + Muestra Seca	Gr	12.63	10.98	11.22	8.31	8.78	9.29	Límite Plástico:	LP = 26.58%
Peso del Recipiente	Gr	6.01	6.09	6.01	6.14	5.87	6.08	Índice de Plasticidad :	IP = 17.78%
Peso de la Muestra Seca	Gr	6.62	4.89	5.21	2.17	2.91	3.21	Contenido de Humedad :	Wn = 17.15%
Peso del Agua	Gr	2.89	2.15	2.53	0.56	0.79	0.86	Grado de Consistencia :	Kw = 1.53
Contenido de Humedad	%	43.66	43.97	48.56	25.81	27.15	26.79	Grado de Consistencia :	Media Dura , Sólida
Número de Golpes		26	27	16	Promedio :	26.58			

Muestra :	P6
Potencia :	0.00 m
Número de	Contenido
de	
Golpes	Humedad (%)
26	43.66

LÍMITE LIQUIDO

Número de Golpes	Contenido de Humedad (%)
15	75.0
25	72.0

Proyecto :	Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón										
Proyectistas :	Melanie Estefanía Alvarez Alvarado										
	Bill Klein Vera Muentes										
Ensayo :	LÍMITES DE CONSISTENCIA										
LÍMITE LÍQUIDO	Norma : ASTM D 4318										
LÍMITE PLÁSTICO	Norma : ASTM D 4319										
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019										
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera										
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL										
LÍMITES DE CONSISTENCIA	Muestra:	P7									
	Profundidad:	0									
		LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			Límites de Consistencia			
Recipiente Número	Unidades	1	2	3	1	2	3				
Peso Rec + Muestra Húmeda	Gr	20.22	24.56	29.10	10.87	12.71	9.00	Límite Líquido:	LL =	28.25%	
Peso Rec + Muestra Seca	Gr	16.89	20.38	24.03	9.94	11.43	8.34	Límite Plástico:	LP =	25.53%	
Peso del Recipiente	Gr	6.20	6.19	6.02	5.94	6.26	6.03	Índice de Plasticidad :	IP =	2.72%	
Peso de la Muestra Seca	Gr	10.69	14.19	18.01	4.00	5.17	2.31	Contenido de Humedad :	Wn =	10.30%	
Peso del Agua	Gr	3.33	4.18	5.07	0.93	1.28	0.66	Grado de Consistencia :	Kw =	6.59	
Contenido de Humedad	%	31.15	29.46	28.15	23.25	24.76	28.57	Grado de Consistencia :	Media Dura , Sólida		
Número de Golpes		11	15	27	Promedio :		25.53				
LÍMITE LIQUIDO											
Muestra:	P7										
Profundidad:	0.00 m										
Número de Golpes	Contenido de Humedad (%)										
11	31.15										
15	29.46										
27	28.15										
25	28.250										

LÍMITES DE CONSISTENCIA		Muestra:	P7			Profundidad:	1.20		
		LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			Límites de Consistencia	
Recipiente Número	Unidades	1	2	3	1	2	3		
Peso Rec + Muestra Húmeda	Gr	25.28	22.50	24.73	9.85	9.88	8.52	Límite Líquido:	LL = 24.30%
Peso Rec + Muestra Seca	Gr	21.16	19.15	21.07	9.18	9.28	8.07	Límite Plástico:	LP = 21.12%
Peso del Recipiente	Gr	6.10	6.10	5.99	6.14	6.01	6.11	Índice de Plasticidad :	IP = 3.19%
Peso de la Muestra Seca	Gr	15.06	13.05	15.08	3.04	3.27	1.96	Contenido de Humedad :	Wn = 7.33%
Peso del Agua	Gr	4.12	3.35	3.66	0.67	0.60	0.45	Grado de Consistencia :	Kw = 5.32
Contenido de Humedad	%	27.36	25.67	24.27	22.04	18.35	22.96	Grado de Consistencia :	Media Dura , Sólida
Número de Golpes		8	14	26	Promedio :	21.12			

Muestra :	P7
Potencia :	1.20 m
Número de	Contenido
de	
Golpes	Humedad (%)
8	27.36

LÍMITE LIQUIDO

Número de Golpes	Contenido de Humedad (%)
8	64.0
14	63.0
26	62.0

Proyecto :	Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón										
Proyectistas :	Melanie Estefanía Alvarez Alvarado										
	Bill Klein Vera Muentes										
Ensayo :	LIMITES DE CONSISTENCIA										
LÍMITE LÍQUIDO	Norma :	ASTM D 4318									
LÍMITE PLÁSTICO	Norma :	ASTM D 4319									
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019										
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera										
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL										
LIMITES DE CONSISTENCIA	Muestra:	P6									
	Profundidad:	3									
		LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO			Limites de Consistencia			
Recipiente Número	Unidades	1	2	3	1	2	3				
Peso Rec + Muestra Húmeda	Gr	12.79	11.75	13.09	10.14	11.01	9.48	Límite Líquido:	LL =	0.00%	
Peso Rec + Muestra Seca	Gr							Límite Plástico:	LP =	-165.88%	
Peso del Recipiente	Gr	5.71	6.11	6.24	5.71	6.37	6.44	Índice de Plasticidad :	IP =	165.88%	
Peso de la Muestra Seca	Gr	-5.71	-6.11	-6.24	-5.71	-6.37	-6.44	Contenido de Humedad :	W _n =	#DIV/0!	
Peso del Agua	Gr	12.79	11.75	13.09	10.14	11.01	9.48	Grado de Consistencia :	K _w =	#DIV/0!	
Contenido de Humedad	%	-223.99	####	-209.78	####	-172.84	-147.20	Grado de Consistencia :	####		
Número de Golpes		52	37	17	Promedio :			-165.88			
Muestra:	P6										
Profundidad:	3.00 m										
Número de Golpes	Contenido de Humedad (%)										
52	-223.99										
37	-192.31										
17	-209.78										
25	0.000										

LÍMITE LIQUIDO

Contenido de Humedad (%)

Número de Golpes

Clasificación de suelo según AASHTO y SUCS

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN A.A.S.H.T.O.						
Realizado por : Melanie Alvarez / Bill Vera						
Chequeado por : Laboratorio de suelos ESPOL						
CLASIFICACIÓN AASHTO						
Parámetros Usados			Muestra:	P1	Profundidad:	0.00 m
% Que Pasa la Malla N° 200		3.33				
% Que Pasa la Malla N° 40		69.96	Determinación del Índice de Grupo IG			
% Que Pasa la Malla N° 10		99.37	a =	0.00	IG =	#DIV/0!
Límite Líquido	LL =	20.19 %	b =	0.00		
Límite Plástico	LP =	#DIV/0!	c =	0.00		
Índice de Plasticidad :	IP =	#DIV/0!	d =	#DIV/0!		
Tipo de Suelo :	Material Granular					
Clasificación de Suelos :	A - 2					
Suelo :	##### #DIV/0!					
Tipo de Material :	Gravas y Arenas Limosas y Arcillosas					
Terreno de Fundación :	#####					

CLASIFICACIÓN AASHTO						
Parámetros Usados			Muestra:	P2	Profundidad:	0.00 m
% Que Pasa la Malla N° 200		42.28				
% Que Pasa la Malla N° 40		99.87	Determinación del Índice de Grupo IG			
% Que Pasa la Malla N° 10		100.00	a =	7.28	IG =	2.00
Límite Líquido	LL =	27.99 %	b =	27.28		
Límite Plástico	LP =	22.64 %	c =	0.00		
Índice de Plasticidad :	IP =	5.35 %	d =	0.00		
Tipo de Suelo :	Material Limo Arcilloso					
Clasificación de Suelos :	A - 4					
Suelo :	(2)					
Tipode Material :	Suelo Limoso					
Terreno de Fundación :	Regular a Malo					

CLASIFICACIÓN AASHTO						
Parámetros Usados			Muestra:	P3	Profundidad:	0.00 m
% Que Pasa la Malla N° 200	88.28					
% Que Pasa la Malla N° 40	99.95		Determinación del Índice de Grupo IG			
% Que Pasa la Malla N° 10	100.00		a =	40.00	IG =	15.00
Límite Líquido	LL = 53.24 %		b =	40.00		
Límite Plástico	LP = 34.30 %		c =	13.24		
Índice de Plasticidad :	IP = 18.94 %		d =	8.94		
Tipo de Suelo :	Material Limo Arcilloso					
Clasificación de Suelos :	A - 7					
Suelo :	A - 7 - 5 (15)					
Tipo de Material :	Suelo Arcilloso					
Terreno de Fundación :	Regular a Malo					

CLASIFICACIÓN AASHTO						
Parámetros Usados			Muestra:	P3	Profundidad:	2.00 m
% Que Pasa la Malla N° 200		82.40				
% Que Pasa la Malla N° 40		99.92	Determinación del Índice de Grupo IG			
% Que Pasa la Malla N° 10		100.00	a =	40.00	IG =	13.00
Límite Líquido	LL =	47.42 %	b =	40.00		
Límite Plástico	LP =	29.77 %	c =	7.42		
Índice de Plasticidad :	IP =	17.65 %	d =	7.65		
Tipo de Suelo :	Material Limo Arcilloso					
Clasificación de Suelos :	A - 7					
Suelo :	A - 7 - 6 (13)					
Tipo de Material :	Suelo Arcilloso					
Terreno de Fundación :	Regular a Malo					

CLASIFICACIÓN AASHTO						
Parámetros Usados			Muestra:	P4-5	Profundidad:	0.00 m
% Que Pasa la Malla N° 200		98.58				
% Que Pasa la Malla N° 40		99.93	Determinación del Índice de Grupo IG			
% Que Pasa la Malla N° 10		100.00	a =	40.00	IG =	17.00
Límite Líquido	LL =	57.21 %	b =	40.00		
Límite Plástico	LP =	35.44 %	c =	17.21		
Índice de Plasticidad :	IP =	21.77 %	d =	11.77		
Tipo de Suelo :	Material Limo Arcilloso					
Clasificación de Suelos :	A - 7					
Suelo :	A - 7 - 5 (17)					
Tipo de Material :	Suelo Arcilloso					
Terreno de Fundación :	Regular a Malo					

CLASIFICACIÓN AASHTO						
Parámetros Usados			Muestra:	P6	Profundidad:	0.00 m
% Que Pasa la Malla N° 200		81.78				
% Que Pasa la Malla N° 40		99.60	Determinación del Índice de Grupo IG			
% Que Pasa la Malla N° 10		99.98	a =	40.00	IG =	12.00
Límite Líquido	LL =	44.37 %	b =	40.00		
Límite Plástico	LP =	26.58 %	c =	4.37		
Índice de Plasticidad :	IP =	17.78 %	d =	7.78		
Tipo de Suelo :	Material Limo Arcilloso					
Clasificación de Suelos :	A - 7					
Suelo :	A - 7 - 6 (12)					
Tipode Material :	Suelo Arcilloso					
Terreno de Fundación :	Regular a Malo					

CLASIFICACIÓN AASHTO						
Parámetros Usados			Muestra:	P7	Profundidad:	0.00 m
% Que Pasa la Malla N° 200		47.03				
% Que Pasa la Malla N° 40		98.63	Determinación del Índice de Grupo IG			
% Que Pasa la Malla N° 10		100.00	a =	12.03	IG =	3.00
Límite Líquido	LL =	28.25 %	b =	32.03		
Límite Plástico	LP =	25.53 %	c =	0.00		
Índice de Plasticidad :	IP =	2.72 %	d =	0.00		
Tipo de Suelo :	Material Limo Arcilloso					
Clasificación de Suelos :	A - 4					
Suelo :	(3)					
Tipo de Material :	Suelo Limoso					
Terreno de Fundación :	Regular a Malo					

CLASIFICACIÓN AASHTO						
Parámetros Usados			Muestra:	P7	Profundidad:	1.20 m
% Que Pasa la Malla N° 200		26.57				
% Que Pasa la Malla N° 40		94.92	Determinación del Índice de Grupo IG			
% Que Pasa la Malla N° 10		99.75	a =	0.00	IG =	0.00
Límite Líquido	LL =	24.30 %	b =	11.57		
Límite Plástico	LP =	21.12 %	c =	0.00		
Índice de Plasticidad :	IP =	3.19 %	d =	0.00		
Tipo de Suelo :	Material Granular					
Clasificación de Suelos :	A - 2					
Suelo :	A - 2 - 4 (0)					
Tipo de Material :	Gravas y Arenas Limosas y Arcillosas					
Terreno de Fundación :	Excelente a Bueno					

CLASIFICACIÓN AASHTO						
Parámetros Usados			Muestra:	P6	Profundidad:	3.00 m
% Que Pasa la Malla N° 200		47.03				
% Que Pasa la Malla N° 40		98.63	Determinación del Índice de Grupo IG			
% Que Pasa la Malla N° 10		100.00	a =	12.03	IG =	3.00
Límite Líquido	LL =	0.00 %	b =	32.03		
Límite Plástico	LP =	-1.66 %	c =	0.00		
Índice de Plasticidad :	IP =	0.00 %	d =	0.00		
Tipo de Suelo :	Material Limo Arcilloso					
Clasificación de Suelos :	A - 4					
Suelo :	(3)					
Tipo de Material :	Suelo Limoso					
Terreno de Fundación :	Regular a Malo					

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S						
Muestra:	P1	Profundidad:	0.00 m			
% Que Pasa la Malla N° 200		3.33				
% Que Pasa la Malla N° 4		100.00				
Límite Líquido	LL =	20.19324149 %	D60 =	0.3500	Cu =	2.059
Límite Plástico	LP =	#DIV/0!	D30 =	0.2200	Cc =	0.813
Índice de Plasticidad	IP =	#DIV/0!	D10 =	0.1700	Suelo Mal Graduado	
Tipo de Suelo Según su Granulometría :		Suelo Grueso				
		Arena				
Tipo de Simbología :		Simbología Normal				
Tipo de Suelo :		SW , SP				
Suelo :		SP			Inorgánico	
Caractrísticas del Suelo :		SP				
Son arenas mal graduadas con cantidades reducidas de partículas finas						

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S						
Muestra:	P2	Profundidad:	0.00 m			
% Que Pasa la Malla N° 200		42.28				
% Que Pasa la Malla N° 4		100.00				
Límite Líquido	LL =	27.98668533 %	D60 =	0.0950	▼ Cu =	0.190
Límite Plástico	LP =	22.63593053 %	D30 =	0.6000	Cc =	7.579
Indice de Plasticidad	IP =	5.35 %	D10 =	0.5000	Suelo Mal Graduado	
Tipo de Suelo Según su Granulometría :	Suelo Grueso					
	Arena					
Tipo de Simbología :	Simbología Normal					
Tipo de Suelo :	SM , SC					
Suelo :	SM				Inorgánico ▼	
Caractrísticas del Suelo :	SM					
Son arenas limosas						

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S					
Muestra:	P3	Profundidad:	0.00 m		
% Que Pasa la Malla N° 200		88.28			
Límite Líquido	LL =	53.24 %			
Límite Plástico	LP =	34.30 %			
Índice de Plasticidad	IP =	18.94 %			
Tipo de Suelo Según su Granulometría :	Suelo Fino				
	Alta Plasticidad				
Tipo de Simbología :	Simbología Normal				
Tipo de Suelo :	CH , MH , OH				
Suelo :	MH,OH		Indicar Tipo de Suelo :	Inorgánico	
Caractrísticas del Suelo :	MH		Limos inorgánicos		
Son limos de alta plasticidad, con límite líquido mayor a 50 %, y se caracterizan por ser muy compresibles.					

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S			
Muestra:	P3	Profundidad:	2.00 m
% Que Pasa la Malla N° 200		82.40	
Límite Líquido	LL =	47.42 %	
Límite Plástico	LP =	29.77 %	
Índice de Plasticidad	IP =	17.65 %	
Tipo de Suelo Según su Granulometría :	Suelo Fino		
	Baja Plasticidad		
Tipo de Simbología :	Simbología Normal		
Tipo de Suelo :	CL , ML , OL		
Suelo :	ML,OL	Indicar Tipo de Suelo :	Inorgánico
Caractrísticas del Suelo :	ML	Limos Orgánicos	
Son limos de baja plasticidad, es decir con límite líquido menor a 50 % , se caracterizan por tener de baja a media compresibilidad.			

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S			
Muestra:	P4-5	Profundidad:	0.00 m
% Que Pasa la Malla N° 200		98.58	
Límite Líquido	LL =	57.21452926 %	
Límite Plástico	LP =	35.4416963 %	
Índice de Plasticidad	IP =	21.77 %	
Tipo de Suelo Según su Granulometría :	Suelo Fino		
	Alta Plasticidad		
Tipo de Simbología :	Simbología Normal		
Tipo de Suelo :	CH , MH , OH		
Suelo :	MH,OH	Indicar Tipo de Suelo :	Inorgánico ▼
Caractrísticas del Suelo :	MH	Limos inorgánicos	
Son limos de alta plasticidad, con límite líquido mayor a 50 %, y se caracterizan por ser muy compresibles.			

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S			
Muestra:	P6	Profundidad:	0.00 m
% Que Pasa la Malla N° 200		81.78	
Límite Líquido	LL =	44.36652803 %	
Límite Plástico	LP =	26.58183173 %	
Índice de Plasticidad	IP =	17.78 %	
Tipo de Suelo Según su Granulometría :	Suelo Fino		
	Baja Plasticidad		
Tipo de Simbología :	Simbología Normal		
Tipo de Suelo :	CL , ML , OL		
Suelo :	ML,OL	Indicar Tipo de Suelo :	Inorgánico
Caractrísticas del Suelo :	ML	Limos Orgánicos	
Son limos de baja plasticidad, es decir con límite líquido menor a 50 % , se caracterizan por tener de baja a media comprensibilidad.			

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S						
Muestra:	P7	Profundidad:	0.00 m			
% Que Pasa la Malla N° 200		47.03				
% Que Pasa la Malla N° 4						
Límite Líquido	LL =	28.25 %	D60 =		Cu =	#DIV/0!
Límite Plástico	LP =	25.53 %	D30 =		Cc =	#DIV/0!
Índice de Plasticidad	IP =	2.72 %	D10 =		#DIV/0!	
Tipo de Suelo Según su Granulometría :	Suelo Grueso					
	Grava					
Tipo de Simbología :	Simbología Normal					
Tipo de Suelo :	GM , GC					
Suelo :	GM			Inorgánico		
Caractrísticas del Suelo :	GM		Limos Orgánicos			
Son limos de baja plasticidad, es decir con límite líquido menor a 50 % , se caracterizan por tener de baja a media comprensibilidad.						

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S						
Muestra:	P7	Profundidad:	1.20 m			
% Que Pasa la Malla N° 200		26.57				
% Que Pasa la Malla N° 4		100.00				
Límite Líquido	LL =	24.30 %	D60 =	0.1600	Cu =	5.333
Límite Plástico	LP =	21.12 %	D30 =	0.0800	Cc =	1.333
Índice de Plasticidad	IP =	3.19 %	D10 =	0.0300	Suelo Bien Graduado	
Tipo de Suelo Según su Granulometría :	Suelo Grueso					
	Arena					
Tipo de Simbología :	Simbología Normal					
Tipo de Suelo :	SM , SC					
Suelo :	SC				Inorgánico ▼	
Caractrísticas del Suelo :	SC		Arenas arcillosas			
Son arenas arcillosas						

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN S.U.C.S						
Muestra:	P6	Profundidad:	3.00 m			
% Que Pasa la Malla N° 200		47.03				
% Que Pasa la Malla N° 4						
Límite Líquido	LL =	0.09 %	D60 =	0.0000	Cu =	#DIV/0!
Límite Plástico	LP =	0.08 %	D30 =	0.0000	Cc =	#DIV/0!
Índice de Plasticidad	IP =	0.01 %	D10 =	0.0000	#DIV/0!	
Tipo de Suelo Según su Granulometría :	Suelo Grueso					
	Grava					
Tipo de Simbología :	Simbología Normal					
Tipo de Suelo :	GM , GC					
Suelo :	GC				Inorgánico	
Caractrísticas del Suelo :	GC	0				

Gravedad específica del suelo

Proyecto : Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón Colimes																		
Integrantes : Melanie Estefanía Alvarez Alvarado																		
Bill Klein Vera Muentes																		
Ensayo :																		
GRAVEDAD ESPECÍFICA					Norma : ASTM D854													
Fecha de Muestreo : Colimes / 18 - 10 - 2019																		
Muestreado por : Melanie Alvarez / Bill Vera																		
Chequeado por : Laboratorio de suelos ESPOL																		
GRAVEDAD ESPECÍFICA																		
Observaciones :																		
Ubicación : Colimes			Ubicación : Colimes			Ubicación : Colimes			Ubicación : Colimes			Ubicación : Colimes			Ubicación : Colimes			
Muestra N		P1	Muestra N		P2	Muestra N		P3	Muestra N		P3	Muestra N		P4-5	Muestra N		P6	
Profundid		0.00 m	Profundid		0.00 m	Profundid		0.00 m	Profundid		2.00 m	Profundid		0.00 m	Profundid		0.00 m	
Matraz No.		5.00	Peso inicia	100.62								5.00	Peso inicia	44.86	5.00	Peso inicia	50.07	
Wmws	Gr	751.57	Gs	2.66								715.73	Gs	2.48	719.27	Gs	2.56	
Temperatura	C	25.00	Error	-1.06								25.00	Error	-4.98	27.00	Error	-5.34	
Wmw	Gr	688.67										688.94			688.71			
Wm	Gr	191.11										191.11			191.11			
Peso del Recipiente	Gr	152.94										167.03			149.00			
Peso Recipiente + Muestra Se	Gr	252.93										210.50			197.50			
Ws	Gr	99.99										43.47			48.50			
Ws+Wmw-Wmws	Gr	37.09										16.68			17.94			
K		1.00										1.00			1.00			
Gs		2.69										2.60			2.70			
Observaciones :																		
Ubicación : Colimes			Ubicación : Colimes			Ubicación : Colimes			Ubicación :			Ubicación :			Ubicación :			
Muestra N		P6	Muestra N		P7	Muestra N		P7	Muestra No:		Muestra No:		Muestra No:		Muestra No:		Muestra No:	
Profundid		3.00 m	Profundid		0.00 m	Profundid		1.20 m	Profundidad :		Profundidad :		Profundidad :		Profundidad :		Profundidad :	
Matraz No.		5.00	Peso inicia	60.00	4.00	Peso inicia	60.00	5.00	Peso inicia	75.04								
Wmws	Gr	718.60	Gs	1.98	702.06	Gs	1.51	735.49	Gs	2.66								
Temperatura	C	27.00	Error	-38.14	25.00	Error	-76.01	28.00	Error	-1.87								
Wmw	Gr	688.79			681.83			688.61										
Wm	Gr	191.11			183.58			191.11										
Peso del Recipiente	Gr	143.63			157.48			156.73										
Peso Recipiente + Muestra Se	Gr	190.52			189.93			230.95										
Ws	Gr	46.89			32.45			74.22										
Ws+Wmw-Wmws	Gr	17.08			12.22			27.34										
K		1.00			1.00			1.00										
Gs		2.74			2.65			2.71										

Relación de vacíos del suelo

Proyecto	Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón Colimes												
Integrantes :	Melanie Estefanía Alvarez Alvarado												
	Bill Klein Vera Muentes												
Ensayo :	RELACIÓN DE VACÍOS												
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019												
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera												
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL												
RELACIÓN DE VACÍOS		Datos del anillo		mm		19.7		Volumen		61.84		cm ³	
		Diámetro		63.3		Altura							
Observaciones :	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	
	Muestra:	P1	Muestra:	P2	Muestra:	P3	Muestra:	P3	Muestra:	P4-5	Muestra:	P6	
	Profundidad :	0.00	Profundidad :	0.00	Profundidad :	0.00	Profundidad :	2.00	Profundidad :	0.00	Profundidad :	0.00	
Recipiente Número	Unidades	67	2	3					22			67	
Recipiente	Gr	67.95	57.50	55.69					58.74			67.93	
Anillo+Muestra	Gr	179.68	168.90	180.04					180.56			169.45	
Rec+Mhumeda	Gr	181.55	160.42	169.45					172.76			171.51	
Rec+Mseca	Gr	162.80	142.81	149.10					150.70			157.63	
Peso del Agua	Gr	18.75	17.61	20.35					22.06			13.88	
Contenido de Humedad	%	19.77	20.64	21.79					23.99			15.47	
Gravedad Específica		2.69	2.60	2.60					2.48			2.56	
Muestra Seca Ws	Gr	94.85	85.31	93.41					91.96			89.70	
Vs		35.22	32.81	35.93					37.09			35.01	
Vt	cm ³	61.84	61.84	61.84					61.84			61.84	
Vv		26.62	29.03	25.92			COMPUTADORA		24.76			26.83	
Relación vacíos e		0.76	0.88	0.72					0.67			0.77	
Peso Volumétrico	kN/m ³	18.00	16.31	18.03					18.07			16.41	
Observaciones :	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	Ubicación :	Colimes	
	Muestra:	P6	Muestra:	P7	Muestra:	P7	Muestra:		Muestra:		Muestra:		
	Profundidad :	3.00	Profundidad :	0.00	Profundidad :	1.60	Profundidad :		Profundidad :		Profundidad :		
Recipiente Número	Unidades	4	16										
Recipiente	Gr	56.62	57.59										
Anillo+Muestra	Gr	167.71	152.59	152.73									
Rec+An+Mhumeda	Gr	158.33	144.33										
Rec+An+Mseca	Gr	132.96	136.44										
Peso del Agua	Gr	25.37	7.89	0.00									
Contenido de Humedad	%	33.23	10.01	#DIV/0!									
Gravedad Específica		1.98	1.51	0.00									
Muestra Seca Ws	Gr	76.34	78.85	0.00									
Vs		38.48	52.33	#DIV/0!									
Vt		61.84	61.84	61.84									
Vv		23.37	9.52	#DIV/0!									
Relación vacíos e		0.61	0.18	#DIV/0!									
Peso Volumétrico	kN/m ³	16.12	13.75										

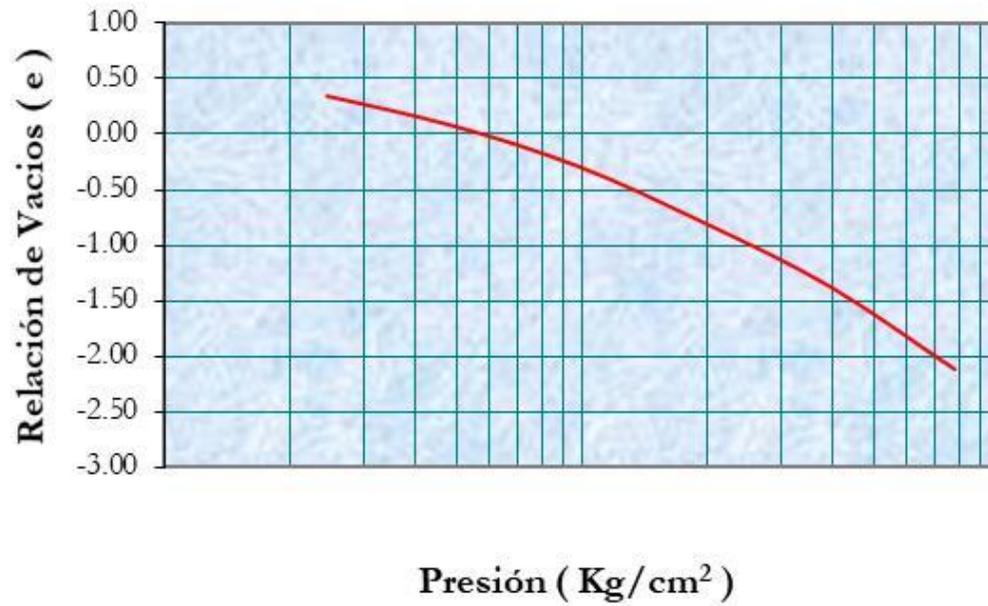
Ensayo de consolidación del suelo

El ensayo de consolidación se basa en ASTM D2435. La información del ensayo sirve para determinar la magnitud y tasa de asentamiento diferencial y total de la estructura. Las pruebas de consolidación son dependientes de los incrementos de carga. Tradicionalmente el esfuerzo axial se duplicaba en cada incremento. Para muestras inalteradas, este procedimiento provee datos para calcular el esfuerzo de preconsolidación, usando técnicas interpretativas.

Proyecto :	Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón Colimes																	
Proyectistas :	Melanie Estefanía Alvarez Alvarado Bill Klein Vera Muentes																	
Ensayo :	CONSOLIDACIÓN																	
	Norma : ASTM D-2435																	
Fecha de Muestreo :	Colimes / 18 - 10 - 2019																	
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera																	
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL																	
<small> $\text{Asentamiento} = \frac{\text{lectura axial grande (oculto)} - \text{lectura axial pequeña (oculto)}}{1 \text{ rev} \times 20000}$ </small>																		
Muestra:	P3																	
Profundidad	2																	
Tiempo (Minutos)	Esfuerzo: 0.25		tsf	Esfuerzo: 0.5		tsf	Esfuerzo: 1		tsf	Esfuerzo: 2		tsf	Esfuerzo: 4		tsf	Esfuerzo: 8		tsf
	No. Rev	No. Div	Calculado (mm)	No. Rev	No. Div	Calculado (mm)	No. Rev	No. Div	Calculado (mm)	No. Rev	No. Div	Calculado (mm)	No. Rev	No. Div	Calculado (mm)	No. Rev	No. Div	Calculado (mm)
0	3	0	1.524	4	50	2.159	4	156	2.428	5	104	2.804	6	104	3.312	7	132	3.891
0.10	3	198	2.027	4	105	2.299	5	35	2.629	6	15	3.086	7	10	3.581	8	110	4.343
0.17	4	4	2.042	4	109	2.309	5	40	2.642	6	23	3.106	7	20	3.607	8	115	4.356
0.25	4	7	2.050	4	112	2.316	5	43	2.649	6	30	3.124	7	30	3.632	8	120	4.369
0.50	4	13	2.065	4	116	2.327	5	49	2.664	6	39	3.147	7	42	3.663	8	130	4.394
0.75	4	15	2.070	4	118	2.332	5	52	2.672	6	41	3.152	7	48	3.678	8	133	4.402
1.00	4	17	2.075	4	121	2.339	5	54	2.677	6	45	3.162	7	52	3.688	8	138	4.415
2.00	4	21	2.085	4	123	2.344	5	59	2.690	6	51	3.178	7	61	3.711	8	147	4.437
4.00	4	24	2.093	4	126	2.352	5	64	2.703	6	56	3.190	7	69	3.731	8	155	4.458
8.00	4	27	2.101	4	129	2.360	5	69	2.715	6	62	3.205	7	76	3.749	8	165	4.483
15.00	4	30	2.108	4	132	2.367	5	72	2.723	6	67	3.218	7	83	3.767	8	171	4.498
30.00	4	33	2.116	4	135	2.375	5	77	2.736	6	72	3.231	7	91	3.787	8	180	4.521
60.00	4	35	2.121	4	138	2.383	5	81	2.746	6	77	3.244	7	98	3.805	8	190	4.547
120	4	38	2.129	4	143	2.395	5	86	2.758	6	84	3.261	7	105	3.823	8	198	4.567
240.00	4	42	2.139	4	145	2.400	5	91	2.771	6	89	3.274	7	113	3.843	9	7	4.590
480.00	4	45	2.146	4	149	2.410	5	95	2.781	6	94	3.287	7	120	3.861	9	14	4.608
1440.00	4	50	2.159	4	156	2.428	5	102	2.799	6	104	3.312	7	132	3.891	9	31	4.651

Proyecto :	Estudio y diseño para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito, cantón Colímes															
Proyectistas :	Melanie Estefanía Alvarez Alvarado Bill Klein Vera Muentes															
Ensayo :	CONSOLIDACIÓN					Norma : ASTM D-2435										
Fecha de Muestreo :	Colímes / 18 - 10 - 2019															
Muestreado por :	Melanie Alvarez / Bill Vera															
Chequeado por :	Laboratorio de suelos ESPOL															
CONSOLIDACIÓN	DATOS DEL ANILLO				MUESTRA				RELACIÓN DE VACIOS INICIAL			RELACIÓN DE VACIOS INICIAL				
	Diámetro	63.3		mm	Wh+anillo+recip	234.4		g	Gs	2.66		eo	0.96			
Ubicación :	Colímes	Altura (Ho)		19.90	mm	Ws+anillo+recip	207.76		g	Vs	31.88		cm ³	Hs	1.01	
Muestra:	P3	Área		31.47	cm ²	Anillo+recip	122.95		g				Hp	0.98		
Profundidad	2	Volumen (Vt)		62.63	cm ³	Ws	84.81		g	Vp	30.74		cm ³			
Ciclo	σ		RELACIÓN DE VACIOS				COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN									
	tsf	(Kg/ cm ²)		dH	dH/Hs	e=eo-dH/Hs	t50	H muestra	H prom	Hprom^2	Cv (cm ² /					
1.00	0.25	0.25		0.635	0.627	0.337	0.300			0.995	2.813					
2.00	0.5	0.49		0.904	0.893	0.072	0.400			0.995	2.109					
3.00	0	0.98		1.275	1.259	-0.294	0.500			0.995	1.688					
4.00	50	1.96		1.788	1.765	-0.801	0.500			0.995	1.688					
5.00	4	3.92		2.367	2.337	-1.372	0.500			0.995	1.688					
6.00	109	7.84		3.127	3.086	-2.122	0.400			0.995	2.109					

Curva de Compresibilidad



Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

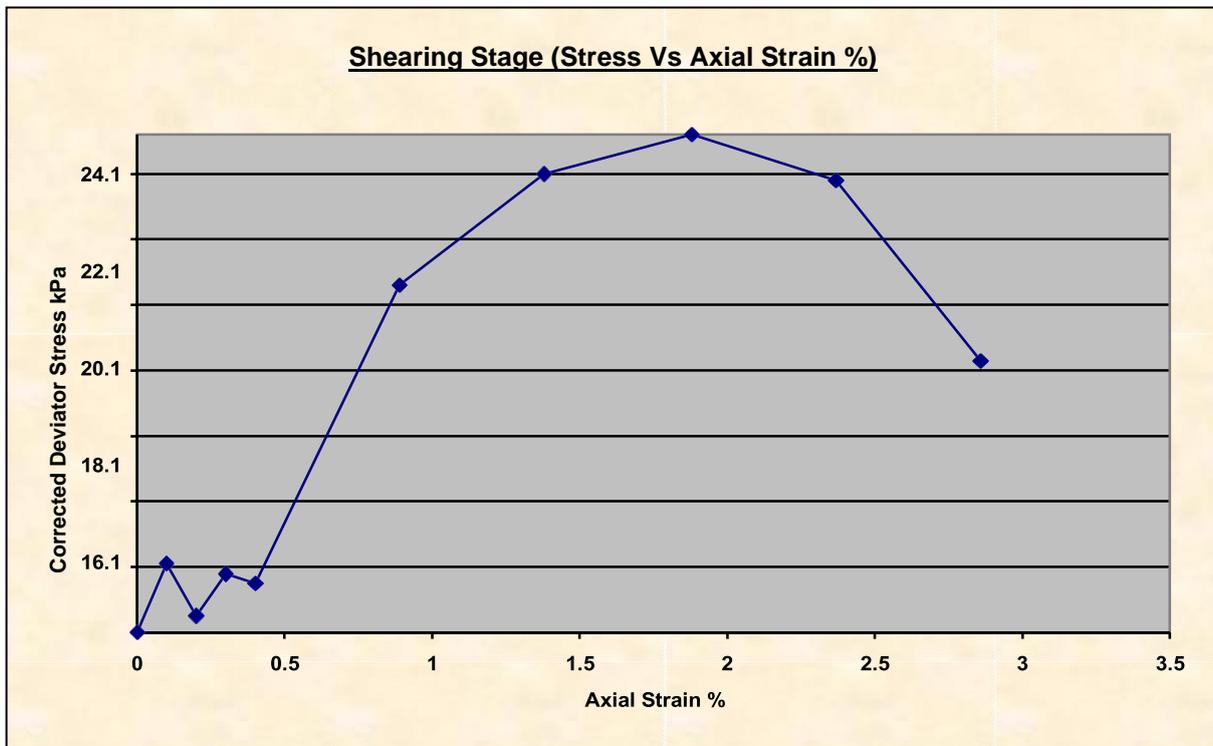


Client	ESPOL	Lab Ref	
Project	Puente Boca	Job	MatIng_Vera
Borehole	P2	Sample	3

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.65
Sample Type	Thin walled push in sample	Lab. Temperature	0.0 deg.C
Sample Description	Arcilla arenosa		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	72.00 mm	Description	
Initial Diameter	37.50 mm	Depth within Sample	100.00mm
Initial Dry Unit Weight	13.43 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	24.9 % (trimmings: 24.9 %)	Preparation	Tallado con sierra de alambre
Void Ratio	0.94	Degree of Saturation	70.51%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



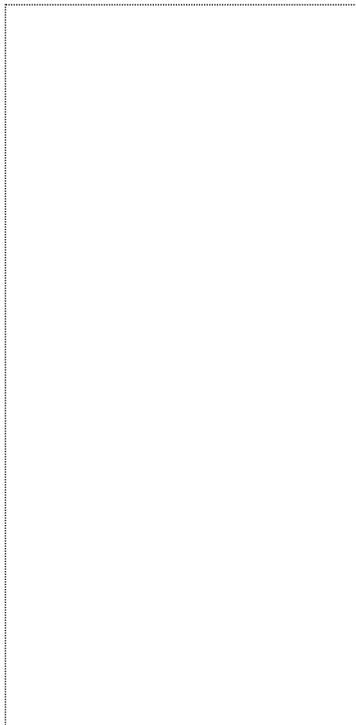
Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)



Client	ESPOL	Lab Ref	
Project	Puente Boca	Job	MatIng_Vera
Borehole	P2	Sample	3

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	0.30%/min	Cell Pressure	-0.2kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	25.3 kPa	Major Principal Stress	25.1 kPa
Axial Strain	1.88%	Minor Principal Stress	-0.2 kPa
Deviator Stress Correction Applied	0.00kPa	Final Moisture Content	24.9 %
Final Unit Weight	16.77 kN/m ³		



Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

Mode of Failure

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

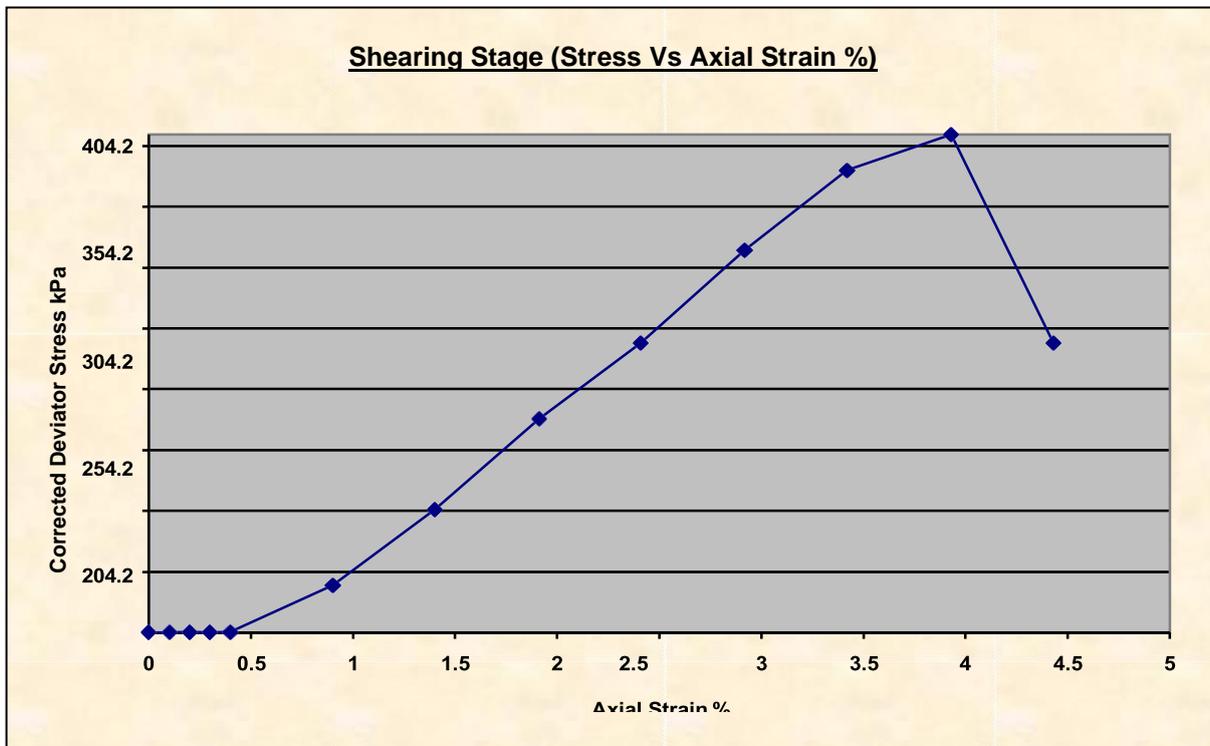


Client	ESPOL	Lab Ref	
Project	Puente Boca	Job	MatIng_Vera
Borehole	P3	Sample	5

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.65
Sample Type	Thin walled push in sample	Lab. Temperature	0.0 deg.C
Sample Description	Arcilla arenosa		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	143.80 mm	Description	75 mm de diametro
Initial Diameter	71.40 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	15.55 kN/m3	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	19.6 % (trimmings: 19.0 %)	Preparation	Tallado con sierra de alambre
Void Ratio	0.67	Degree of Saturation	77.31%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



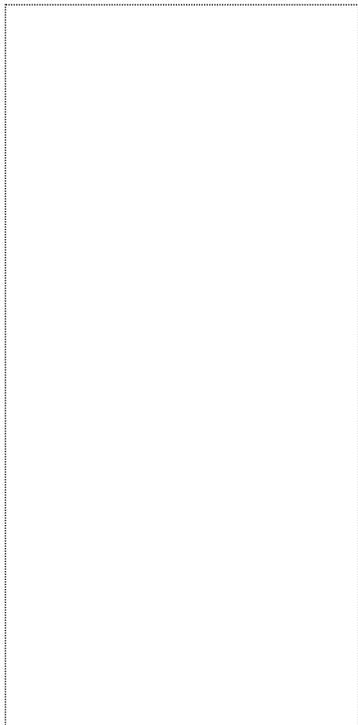
Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)



Client	ESPOL	Lab Ref	
Project	Puente Boca	Job	MatIng_Vera
Borehole	P3	Sample	5

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	0.30%/min	Cell Pressure	0.0kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	413.5 kPa	Major Principal Stress	413.5 kPa
Axial Strain	3.93%	Minor Principal Stress	0.0 kPa
Deviator Stress Correction Applied	0.00kPa	Final Moisture Content	19.6 %
Final Unit Weight	18.60 kN/m ³		



Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

Mode of Failure

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

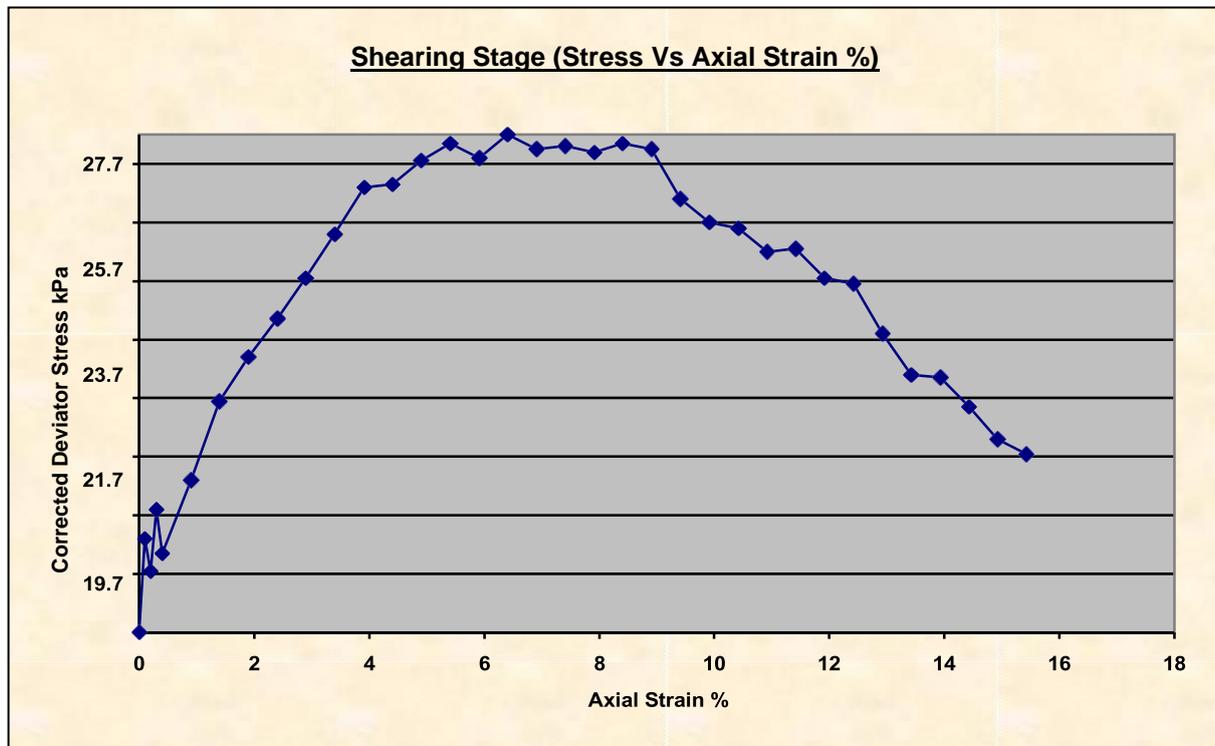


Client	ESPOL	Lab Ref	
Project	Puente Boca	Job	MatIng_Vera
Borehole	P3	Sample	4

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.65
Sample Type	Thin walled push in sample	Lab. Temperature	0.0 deg.C
Sample Description	Arcilla arenosa		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	71.00 mm	Description	
Initial Diameter	35.00 mm	Depth within Sample	100.00mm
Initial Dry Unit Weight	12.90 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	38.4 % (trimmings: 38.0 %)	Preparation	Tallado con sierra de alambre
Void Ratio	1.02	Degree of Saturation	100.32%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

Client	ESPOL	Lab Ref	
Project	Puente Boca	Job	MatIng_Vera
Borehole	P3	Sample	4

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	-0.1kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	28.7 kPa	Major Principal Stress	28.5 kPa
Axial Strain	6.41%	Minor Principal Stress	-0.1 kPa
Deviator Stress Correction Applied	0.00kPa	Final Moisture Content	38.4 %
Final Unit Weight	17.86 kN/m ³		



Tested By and Date:	
Checked By and Date:	

Approved By
and Date:

Mode of Failure

APÉNDICE D

CÁLCULOS DE DISEÑO

LOSA - TRAMO 1

Cálculo de momentos negativos

Ancho equivalente de franja:

$$M^- = 1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 1700 = 1625 \text{ mm}$$

Factor de presencia múltiple:

$$m = 1.2$$

Incremento por efectos dinámicos (IM):

$$IM = 33\% = 1.33$$

Momento negativo crítico, incluido el efecto de carga dinámica y el ancho de granja:

$$M_{LL+IM}^- = m \times \frac{M}{M^-} \times IM = \frac{1.33 \times 1.38 \times 1.2}{1625/1000} = -1.34 [T]$$

Momento Último para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I:

$$\begin{aligned} U &= n[(1,25 \text{ ó } 0,9)DC + (1,50 \text{ ó } 0,65)DW + (1,75)(LL + IM)] \\ &= 1[(1,25) \times -0,28 + (0,9) \times -0,21 + (1,5) \times 0,16 + (1,75) \times -1,34] \\ &= -3,12 [T - m] \end{aligned}$$

Cálculo de momentos positivos

$$M^+ = 660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 1700 = 1595 \text{ mm}$$

$$M_{LL+IM}^+ = m \times \frac{M}{M^+} \times IM = \frac{1.33 \times 3.05 \times 1.2}{1595/1000} = 3.05 [T]$$

$$\begin{aligned} U &= n[(1,25 \text{ ó } 0,9)DC + (1,50 \text{ ó } 0,65)DW + (1,75)(LL + IM)] \\ &= 1[(1,25) \times 0,11 + (0,9) \times -0,19 + (1,5) \times 0,07 + (1,75) \times 3,05] \\ &= 5,41 [T - m] \end{aligned}$$

Cálculo de acero en ambos tramos

El recubrimiento se lo establece según la Tabla 5.1.2.3-1 de la AASHTO.

Mu -	-3.12 ton m
∅ acero	1.4 cm
Recubrimiento	
z	5 cm
Peralte d	14.3 cm
Fy	4200 kg/cm ²
f'c	280 kg/cm ²
b	100 cm

Mu -	-3.10 ton m
∅ acero	1.4 cm
recubrimiento	
z	5 cm
Peralte d	14.3 cm
Fy	4200 kg/cm ²
f'c	280 kg/cm ²
b	100 cm

Cuantía de acero:

a (inicial)	0	
As (inicial)	5.78	
a (fórmula)	1.02	1.06
As (fórmula)	5.99	6.00

Separación de varillas:

$$\phi M_n = 0.9 \times A_{s,real} \times F_y \times \left(d - \frac{a_{real}}{2} \right)$$

A∅	1.539	cm ²	Área del acero
As, req	6.00	cm ² /m	Cuantía del acero
S	0.257	m	Separación

Aproximar S	25	cm	
As real	6.16	cm ² /m	
a real	1.09	cm	
øMn	3.20	T-m	Momento del acero

*Usar ø 14 mm @ 25 cm

Comprobación del As mínimo:

El Artículo 5.7.3.3.2 define que el acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de 1,2M_{cr} y 1,33Mu.

$$1.2M_{cr} = 1.2F_r S$$

$$F_r = 2.01\sqrt{f'c}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

Fr	33.63
S	6666.67
1.2M_{cr}	2.69
1.33Mu	4.15

$$2.69 \leq 4.15$$

SATISFACE

Acero positivo (por 1 m de losa)

Mu +	5.41	ton m
ø acero	1.4	cm
recubrimiento	2.5	cm
z		
Peralte d	16.8	cm
Fy	4200	kg/cm ²
f'c	280	kg/cm ²

b **100** cm

Cuantía de acero:

a (inicial)	0	
As (inicial)	8.52	
a (fórmula)	1.50	1.57
As (fórmula)	8.92	8.94

Separación de varillas:

Aø	1.54	cm ²
As, req	8.94	cm ² /m
S	0.17	M
Aproximar	35.00	cm
S		
As real	4.40	cm ² /m
a real	0.78	cm
øMn	2.73	T-m

*Usar ø 14 mm @ 18 cm

Comprobación del As mínimo:

Fr	33.63
S	6666.67
1.2Mcr	2.69
1.33Mu	7.2

2.69 <= 2.73

SATISFACE

Acero por retracción y temperatura

El acero de temperatura se colocará en el parte superior en sentido del tráfico.

As mínimo:

El Artículo 5.10.8-1 y 5.10.8-2 de la AASHTO establecen que la cuantía de acero por retracción y temperatura debe cumplir lo siguiente:

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)f_y}, f_y \leq 520MPa$$

$$0.233 \leq A_s \leq 1.27 \left(\frac{mm^2}{mm} \right)$$

Por seguridad se escoge el mayor.

$\frac{0.75bh}{2(b+h)f_y}$	0.149	mm ² /mm
As, min	0.233	mm ² /mm
As, max	1.27	mm ² /mm
As, temp	0.233	mm ² /mm
	2.33	cm ² /m

Separación:

$$Separación = \frac{\text{área de varilla}}{\frac{A_{s,Temp}}{2}}$$

∅ acero	10	mm
A∅	0.785	cm ²
Separación	0.674	m

Separación máxima:

El Artículo 5.10.8 de la AASHTO establece que la separación máxima debe cumplir con:

$$S_{m\acute{a}x} \begin{cases} 3h \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Smax	3h	60
	45	

Smax	45	cm
-------------	-----------	----

*Usar \varnothing 10 mm @ 45 cm

Acero de distribución

El Artículo 9.7.3.1 de la AASHTO establece que “El refuerzo se colocará en la dirección secundaria en la parte inferior de las losas como un porcentaje del refuerzo primario para el momento positivo de la siguiente manera:”

Para refuerzo primario perpendicular al tráfico:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Donde:

S: Longitud de tramo efectiva. (Artículo 9.7.2.3)

Long. Efectiva	1700	mm	
S			
As +	8.55	cm ²	
% As +	93.13	<=	67
% elegido	67.00		
As, dist	5.73	cm ²	

Separación:

\varnothing acero	14	mm
A\varnothing	1.539	cm ²
Separación	0.27	m

*Usar \varnothing 14 mm @ 30 cm

LOSA - TRAMO 2

Cálculo de momentos negativos

$$M^- = 1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 1750 = 1657.5 \text{ mm}$$

$$M_{LL+IM}^- = m \times \frac{M}{M^-} \times IM = \frac{1.33 \times 1.38 \times 1.2}{1657.5/1000} - 1.33 [T]$$

$$\begin{aligned} U &= n[(1,25 \text{ ó } 0,9)DC + (1,50 \text{ ó } 0,65)DW + (1,75)(LL + IM)] \\ &= 1[(1,25)x - 0.28 + (0.9)x - 0.21 + (1,5)x0.16 + (1.75)x - 1.33] \\ &= -3.10 [T - m] \end{aligned}$$

Cálculo de momentos positivos

$$M^+ = 660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 1650 = 1622.5 \text{ mm}$$

$$M_{LL+IM}^+ = m \times \frac{M}{M^+} \times IM = \frac{1.33 \times 3.05 \times 1.2}{1622.5/1000} = 3.00 [T]$$

$$\begin{aligned} U &= n[(1,25 \text{ ó } 0,9)DC + (1,50 \text{ ó } 0,65)DW + (1,75)(LL + IM)] \\ &= 1[(1,25)x0.11 + (0.9)x - 0.19 + (1,5)x0.07 + (1.75)x3.00] \\ &= 5.32 [T - m] \end{aligned}$$

VOLADIZO - TRAMO 1

Cálculo de momentos

Cargas Permanentes - Volado

Volado	850.00	[mm]
Longitud de losa en voladizo	725.00	[mm]
DC losa	480.00	[kg/m]
DC Barrera	438.00	[kg/m]
DW C.A	115.00	[kg/m]

Cargas Vivas

Carga rueda	7400.00	[kg]
Distancia colocada de la barrera	0.30	[m]
(Art. 3.6.1.3.1)		
Carga dinámica permitida	0.33	

Factor de presencia múltiple	1.20	
Ancho de barrera base	375.00	[mm]
Separación carga rueda a cada barrera	300.00	[mm]
Longitud de losa en voladizo	725.00	[mm]
CG Barrera	0.125	[mm]

Ancho equivalente de franja:

$$S_v = 1140 + 0.833X = 1140 + 0.833(50) = 1181.65 \text{ mm}$$

Momento por carga viva:

$$M^+ = q_{viva}X = 7400(0.05) = 370 \text{ [kg - m]}$$

Momento Último para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I:

$$U = n[(1,25 \text{ ó } 0,9)DC + (1,50 \text{ ó } 0,65)DW + (1,75)(LL + IM)]$$

Al usar el criterio de Resistencia I, el valor de los factores será:

$$n = n_d * n_r * n_i = 1$$

Cálculo de momentos:

$$M_{losa} = \frac{q_{losa} \times L_{volado}^2}{2} = \frac{480 \times 0.725^2}{2} = 126.15 \text{ [kg - m]}$$

$$M_{barrera} = q_{barrera} \times (L_{volado} - CG) = 460.5 \times (0.725 - 0.125) = 276.3 \text{ [kg - m]}$$

$$M_{DW} = \frac{q_{DW} \times (L_{volado} + 0.3)^2}{2} = \frac{115 \times (0.725 + 0.3)^2}{2} = 7.04 \text{ [kg - m]}$$

$$M_{LL+IM} = \frac{IM \times \text{Momento por carga viva} \times m}{\left(\frac{S}{1000}\right)} = \frac{1.2 \times 1.33 \times 370}{1181.65/1000} = 499.74 \text{ [T - m]}$$

$$M_u = 126.15 \times 1.25 + 276.3 \times 1.25 + 7.04 \times 1.5 + 499.74 \times 1.75 = 1.39 \text{ [Ton - m]}$$

Cálculo de acero para voladizo

Acero negativo (por 1 m de losa)

El recubrimiento se lo establece según la Tabla 5.1.2.3-1 de la AASHTO.

Mu -	1.39	ton m
∅ acero	1.4	cm
Recubrimiento	5	cm
z		
Peralte d	14.3	cm
Fy	4200	kg/cm2
f'c	280	kg/cm2
b	100	cm

Cuantía de acero:

a (inicial)	0	
As (inicial)	2.57	
a (fórmula)	0.45	0.46
As (fórmula)	2.61	2.61

Longitud de desarrollo:

El Artículo 5.11.2.1.2 establece que la longitud de desarrollo del acero en voladizo debe ser:

$$l_d = \frac{0.02A_b F_y}{\sqrt{f'c}}$$

$$l_{d,min} = 0.06d_b F_y$$

Donde:

I_b : Área de la varilla

d_b : Diámetro de la varilla

$\frac{0.02A_b F_y}{\sqrt{f'c}}$	244.37	mm
$0.06d_b F_y$	352.80	mm

$$L_d = 352.8 \text{ [mm]}$$

Separación de varillas:

A\emptyset	1.539	cm ²
As, req	2.61	cm ² /m
S	0.590	m
Aproximar	40	cm
S		
As real	3.85	cm ² /m
a real	0.68	cm
\emptysetMn	2.03	T-m

*Usar \emptyset 14 mm @ 40 cm

Comprobación del As mínimo:

Fr	33.63
S	6666.67
1.2Mcr	2.69
1.33Mu	1.85

$$1.85 \leq 2.03$$

SATISFACE

Acero por retracción y temperatura

As mínimo:

$\frac{0.75bh}{2(b+h)f_y}$	0.149	mm ² /mm
As, min	0.233	mm ² /mm
As, max	1.27	mm ² /mm
As, temp	0.233	mm ² /mm
	2.33	cm ² /m

Separación:

∅ acero	10	mm
A∅	0.785	cm ²
Separación	0.674	m

Separación máxima:

Smax	3h	60
	45	
Smax	45	cm

*Usar ∅ 10 mm @ 45 cm

Acero de distribución

Longitud efectiva:

Long. Efectiva	1700	mm
S		
As +	8.55	cm ²
% As +	93.13	<= 67
% elegido	67.00	
As, dist	5.73	cm ²

Separación:

∅ acero	14	mm
A∅	1.539	cm ²
Separación	0.27	m

*Usar ∅ 14 mm @ 30 cm

VOLADIZO - TRAMO 2

Cálculo de momentos

$$S_v = 1140 + 0.833X = 1140 + 0.833(40) = 1202.75 \text{ mm}$$

$$M^+ = q_{viva}X = 7400(0.075) = 555 [kg - m]$$

$$M_{losa} = \frac{q_{losa} \times L_{volado}^2}{2} = \frac{480 \times 0.75^2}{2} = 135 [kg - m]$$

$$M_{barrera} = q_{barrera} \times (L_{volado} - CG) = 460.5 \times (0.75 - 0.125) = 287.73 [kg - m]$$

$$M_{DW} = \frac{q_{DW} \times (L_{volado} + 0.3)^2}{2} = \frac{115 \times (0.75 + 0.3)^2}{2} = 8.09 [kg - m]$$

$$M_{LL+IM} = \frac{IM \times \text{Momento por carga viva} \times m}{\left(\frac{S}{1000}\right)} = \frac{1.2 \times 1.33 \times 555}{1202.75/1000} = 736.63 [T - m]$$

$$M_u = 135 \times 1.25 + 287.73 \times 1.25 + 8.09 \times 1.5 + 736.63 \times 1.75 = 1.83 [Ton - m]$$

VIGA - TRAMO 1

Cálculo de momento de carga viva

Para el cálculo de la fuerza resultante y distancia x donde se ubica la fuerza resultante:

$$Fr = P1 + P2 + P3$$

$$Fr = 3.6 + 14.8 + 14.8 = 33.2 t$$

$$x = \frac{(P2 * L1) + (P3(L1 + L2))}{Fr}$$

$$x = \frac{(14.8 * 4.3) + (14.8(4.3 + 4.3))}{33.2}$$

$$x = 5.75 m$$

También se calcula la reacción Ay dada en el primer apoyo de la viga:

$$Ay = \frac{\left(Fr \left(\left(\frac{\text{Longitud de vano}}{2} \right) - \left(\frac{(x - L1)}{2} \right) \right) \right)}{\text{Longitud de vano}}$$

$$A_y = \frac{\left(33.2 \left(\left(\frac{43}{2} \right) - \left(\frac{(5.75 - 4.3)}{2} \right) \right) \right)}{43}$$

$$A_y = 16.04 \text{ Ton}$$

Finalmente, el Momento máximo bajo la carga P2:

$$M_L = \left(A_y \left(\left(\frac{L_{vano}}{2} \right) - \left(\frac{(x - L1)}{2} \right) \right) \right) - (P1 * L1)$$

$$M_L = \left(16.04 \left(\left(\frac{43}{2} \right) - \left(\frac{(5.75 - 4.3)}{2} \right) \right) \right) - (3.6 * 4.3)$$

$$M_L = 317.15 \text{ [Ton - m]}$$

Cálculo de momentos por carga viva de diseño

$$FD = \frac{1.7}{\frac{1000}{1.6764}} = 1.01$$

$$I = \frac{15.24}{43 + 38.1} = 0.19$$

$$M_{LL+I} = 317.75 \times \frac{1.01}{2} \times 0.19 = 191.38 \text{ [Ton - m]}$$

Cálculo de cortante por carga viva máxima en los extremos

$$u = L - L1 - L2 = 34.4$$

$$A_y = \frac{3.6 \times 34.4 + 14.8 \times (34.4 + 4.3) + 14.8 \times 43}{43} = 31.00 \text{ [Ton]}$$

$$V_{LL+I} = 31.01 \times \frac{1.01}{2} \times 0.1 = 18.67 \text{ [Ton]}$$

Cálculo de cortante por carga viva máxima en los extremos

$$V_{LL+I} = 31.01 \times \frac{1.01}{2} \times 0.1 = 18.67 \text{ [Ton]}$$

Cálculo de cortante por carga viva máxima en el centro del claro

$$V_{LL+I} = -11.88x \frac{1.01}{2} x 0.1 = -7.16 [Ton]$$

Diseño por factor de carga

$$M_u = 1.3x(1x(314.81 + 98.40) + 1.67x191.38) = 952.67 [Ton - m]$$

$$V_{u,CC} = 1.3x(1x(0) + 1.67x - 7.16) = -15.53 [Ton]$$

$$V_{u,AP} = 1.3x(1x(29.28 + 9.15) + 1.67x18.67) = 90.51 [Ton]$$

Verificación por momento

$$M_{u,viga} = \frac{345x28166.75}{9800} = 990.8 [Ton - m]$$

$$M_{u,viga} > M_u \rightarrow OK$$

Verificación por cortante en los extremos

$$502k^{\frac{0.5}{F_y^{0.5}}} = 502x5^{\frac{0.5}{345^2}} = 60.46$$

$$\frac{D}{t_w} = \frac{139.4}{1.7} = 82 \rightarrow NO OK, Necesita rigidizadores$$

Sección compuesta

$$n = 8$$

$$A_{viga} = 516.98 \text{ cm}^2$$

$$I_{x \text{ viga}} = 1799398.46 \text{ cm}^4$$

$$A_{losa} = \frac{195x20}{8} = 487.5 \text{ cm}^2$$

$$I_{x \text{ losa}} = \frac{195}{8} x 20^3 x \frac{1}{12} = 16250.0 \text{ cm}^4$$

$$A_{tot} = 519.98 + 487.5 = 1004.48 \text{ cm}^2$$

$$y_s = \frac{\left(487.5x \frac{20}{2} + 516.98x \left(20 + \frac{145}{2}\right)\right)}{1004.48} = 52.46 \text{ cm}$$

$$y_i = 20 + 145 - 52.46 = 112.54 \text{ cm}$$

$$I_{x \text{ tot}} = 1799398.46 + 516.988x \left(112.54 - \frac{145}{2}\right)^2 + 16250 + 487.5x \left(52.46 - \frac{20}{2}\right)^2$$

$$= 3523361.77 \text{ cm}^4$$

VIGA - TRAMO 2

Cálculo de momento de carga viva

$$x = 5.75 \text{ m}$$

$$Ay = \frac{\left(Fr \left(\left(\frac{\text{Longitud de vano}}{2}\right) - \left(\frac{(x - L1)}{2}\right)\right)\right)}{\text{Longitud de vano}}$$

$$\frac{\left(33.2 \left(\left(\frac{20}{2}\right) - \left(\frac{(5.75 - 4.3)}{2}\right)\right)\right)}{25}$$

$$Ay = 15.4 \text{ Ton}$$

$$M_L = \left(Ay \left(\left(\frac{L \text{ vano}}{2}\right) - \left(\frac{(x - L1)}{2}\right)\right)\right) - (P1 * L1)$$

$$M_L = \left(15.4 \left(\left(\frac{20}{2}\right) - \left(\frac{(5.7 - 4.3)}{2}\right)\right)\right) - (3.6 * 4.3)$$

$$M_L = 127.31 \text{ [Ton - m]}$$

Cálculo de momentos por carga viva de diseño

$$FD = \frac{1.65}{\frac{1000}{1.6764}} = 1.04$$

$$I = \frac{15.24}{20 + 38.1} = 0.26$$

$$M_{LL+I} = 127.31 \times \frac{1.04}{2} \times 0.26 = 83.88 \text{ [Ton - m]}$$

Cálculo de cortante por carga viva máxima en los extremos

$$u = L - L1 - L2 = 11.4$$

$$A_y = \frac{3.6 \times 11.4 + 14.8 \times (11.4 + 4.3) + 14.8 \times 20}{20} = 28.47 \text{ [Ton]}$$

$$V_{LL+I} = 28.47 \times \frac{1.04}{2} \times 0.26 = 18.76 \text{ [Ton - m]}$$

Cálculo de cortante por carga viva máxima en el centro del claro

$$V_{LL+I} = -11.88 \times \frac{1.04}{2} \times 0.26 = -7.16 \text{ [Ton - m]}$$

Diseño por factor de carga

$$M_u = 1.3 \times (1 \times (59.06 + 21.29) + 1.67 \times 83.88) = 286.56 \text{ [Ton - m]}$$

$$V_{u,CC} = 1.3 \times (1 \times (0) + 1.67 \times -6.98) = -15.15 \text{ [Ton]}$$

$$V_{u,CC} = 1.3 \times (1 \times (11.81 + 4.26) + 1.67 \times 18.76) = 61.61 \text{ [Ton]}$$

Verificación por momento

$$M_{u,viga} = \frac{345 \times 833.38}{9800} = 293.2 \text{ [Ton - m]}$$

$$M_{u,viga} > M_u \rightarrow OK$$

Verificación por cortante en los extremos

$$V_p = \frac{0.58 \times 15 \times 345 \times 650}{9800} = 198.93 \text{ [Ton]}$$

$$k = 5$$

$$502k^{\frac{0.5}{F_y^{0.5}}} = 502 \times 5^{\frac{0.5}{345^2}} = 60.46$$

$$\frac{D}{t_w} = \frac{650}{1.5} = 43.33 \rightarrow OK$$

$$C = 1$$

$$V_u = 198.93 \times 1 = 198.93 [Ton]$$

$$V_{u,CC} < V_u \rightarrow OK$$

Verificación por cortante en los extremos con rigidizador

$$V_{u,AP} < V_u \rightarrow OK$$

RIGIDIZADOR - TRAMO 1

Rigidizador transversal

Ancho

$$b_t \geq 50 + \frac{1450}{30} = 98.33 \rightarrow \text{Adoptar } 125 \text{ mm}$$

Verificar:

$$t_p \geq \frac{b_t}{16} \rightarrow t_p \geq \frac{125}{16} = 7.81 \approx 8 \text{ mm}$$

$$b_t \geq 0.25b_f \therefore OK$$

Momento de inercia

$$J = 2.5 \left(\frac{1450}{1400} \right)^2 - 2.0 = 0.68 \geq 0.5 \therefore OK$$

$$I_t \geq 1400 \times 17^3 \times 0.68 = 4689283 \text{ mm}^4$$

Resistencia Nominal al corte con rigidizadores en el alma

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{1400}{1450}\right)^2} = 10.4$$

$$\frac{1450}{17} \leq 1.12 \sqrt{\frac{2 \times 10^5 \times 10.4}{250}} \rightarrow 85.3 \leq 102.2 \rightarrow C = 1$$

$$V_p = \frac{(0.58 \times 345 \times 1450 \times 17)}{9800} = 502.93 [T]$$

$$V_{u,cc} \leq V_u \rightarrow OK$$

Área

$$A_s \geq \left[0.15 \times 1 \times \frac{1450}{17} \times (1 - 1) \left(\frac{90.51}{1 \times 483.51} \right) - 18 \right] \left(\frac{345}{250} \times 17^2 \right) = -7173.31 [mm^2]$$

El rigidizador solo debe ser dimensionado por rigidez.

Rigidizador de apoyo

Ancho saliente

Adoptar $t_p = 15 \text{ mm}$.

$$b_t \leq 0.48 \times 15 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 204 \text{ mm}$$

Adoptar $b_t = 150 \text{ mm}$.

Resistencia al aplastamiento

$$(R_{sb})_n = \frac{1 \times (1.44 \times 3375 \times 250)}{10^4} = 121.5 [Ton] > V_u = 90.51 \rightarrow OK$$

Relación de esbeltez límite

$$\frac{0.75 \times 1450}{106.33} \leq 120 \rightarrow OK$$

Verificación de la relación ancho/espesor

$$\frac{150}{15} \leq 0.75 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} \rightarrow OK$$

Resistencia axial a la compresión

$$\lambda = \left(\frac{0.75 \times 1450}{106.33\pi} \right)^2 \left(\frac{250}{2 \times 10^5} \right) = 0.013$$

$$P_n = 0.66^{0.013} \times 250 \times 5.17 = 1285.36 [Ton]$$

$$0.9P_n > P_r = 483.51 \rightarrow OK$$

Sección compuesta

$$n = 8$$

$$A_{viga} = 297.50 \text{ cm}^2$$

$$I_{x \text{ viga}} = 262244.79 \text{ cm}^4$$

$$A_{losa} = \frac{195 \times 20}{8} = 487.5 \text{ cm}^2$$

$$I_{x \text{ losa}} = \frac{195}{8} \times 20^3 \times \frac{1}{12} = 16250.0 \text{ cm}^4$$

$$A_{tot} = 297.50 + 487.5 = 785.0 \text{ cm}^2$$

$$y_s = \frac{\left(487.5 \times \frac{20}{2} + 297.50 \times \left(20 + \frac{145}{2} \right) \right)}{785.0} = 27.05 \text{ cm}$$

$$y_i = 20 + 145 - 27.05 = 62.95 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{x \text{ tot}} &= 262244.79 + 295.50 \times \left(62.95 - \frac{145}{2} \right)^2 + 16250 + 487.5 \times \left(27.05 - \frac{20}{2} \right)^2 \\ &= 652619.99 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

DEFLEXIÓN – TRAMO 1

Deflexión debido a la carga permanente

$$\Delta_{pp1} = \frac{5(W_{vm})L^4}{384EI} = \frac{5x\left(\frac{406}{100}\right)x(43x100)^4}{384x2039477.76x1799398.46} = 4.925 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pp2} = \frac{5(W_{vm})L^4}{384EI} = \frac{5x\left(\frac{480}{100}\right)x(43x100)^4}{384x2039477.76x1799398.46} = 5.823 \text{ cm}$$

$$\Delta_1 = 10.748 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = \frac{5(w_{asf})L^4}{384EI_{x,tot}} = \frac{5\left(\frac{115}{100}\right)x4300^4}{384x2039477.76x3523361.774} = 0.712 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CM} = 10.748 + 0.712 = 11.46 \text{ cm} = 114.6 \text{ mm}$$

DEFLEXIÓN – TRAMO 2

Deflexión debido a la carga permanente

$$\Delta_{pp1} = \frac{5(W_{vm})L^4}{384EI} = \frac{5x\left(\frac{234}{100}\right)x(20x100)^4}{384x2039477.76x262244.79} = 0.912 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pp2} = \frac{5(W_{vm})L^4}{384EI} = \frac{5x\left(\frac{234}{100}\right)x(20x100)^4}{384x2039477.76x262244.79} = 1.867 \text{ cm}$$

$$\Delta_1 = 2.779 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = \frac{5(w_{asf})L^4}{384EI_{x,tot}} = \frac{5\left(\frac{115}{100}\right)x2000^4}{384x2039477.76x652619.99} = 0.18 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CM} = 2.779 + 0.18 = 2.959 \text{ cm} = 29.59 \text{ mm}$$

CONECTORES DE CORTE – TRAMO 1

Diseño por fatiga

$$N = 365x75x1x200 = 5475000 \text{ ciclos}$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \log(547500) = 39.22$$

$$Z_r = 39.22 \times 25.40^2 = 25301.67$$

$$Z_r \geq \left(\frac{38}{2}\right) \times 25.40^3 \rightarrow OK$$

$$Q = \frac{1}{8} \times 195 \times 20 \times \left(52.46 + \frac{20}{2}\right) = 30449.25 \text{ cm}^3 = 0.0305 \text{ m}^3$$

$$V_{LL} = 18.67 \text{ [T]}$$

$$V_f = 0.75 \times 18.67 \times 9964.02 = 139535.42 \text{ [N]}$$

$$\max p \leq \frac{3 * 14232.19}{139535.42 \times \left(\frac{30449.5 \times 10^3}{1799398.46 \times 10^4}\right)} \rightarrow \max p \leq 180.82 \text{ mm}$$

Adoptar $p = 155 \text{ mm}$

$$\text{Número total de conectores} = \frac{43000}{155} = 278 \frac{\text{studs}}{\text{viga}}$$

Diseño por resistencia

$$Q_n = 0.5 \times 285.02 \times \sqrt{28 \times 25399} = 120181.38 \text{ [N]}$$

$$Q_r = 0.85 \times 120181.38 = 102154.17 \text{ [N]}$$

$$P_1 = 0.85 \times 28 \times 1950 \times 200 = 9282000 \text{ [N]}$$

$$P_2 = 345 \times 1450 \times 17 + 345 \times 500 \times 28 + 345 \times 500 \times 17 = 16266750 \text{ [N]}$$

$$\rightarrow P = 9282000 \text{ [N]}$$

$$n = \frac{9882000}{102154.17} \times 3 = 273$$

$\min n < \text{número total de studs por viga} \rightarrow OK$

$$\# \text{ total de conectores} = 278 \frac{\text{studs}}{\text{viga}} \times 4 \text{ vigas} = 1112 \text{ studs}$$

CONECTORES DE CORTE – TRAMO 2

Diseño por fatiga

$$N = 365 \times 75 \times 1 \times 200 = 5475000 \text{ ciclos}$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \log(547500) = 39.22$$

$$Z_r = 39.22 \times 25.40^2 = 25301.67$$

$$Z_r \geq \left(\frac{38}{2}\right) \times 25.40^3 \rightarrow OK$$

$$Q = \frac{1}{8} \times 195 \times 20 \times \left(27.05 + \frac{20}{2}\right) = 18061.88 \text{ cm}^3 = 0.0181 \text{ m}^3$$

$$V_{LL} = 18.76 [T]$$

$$V_f = 0.75 \times 18.76 \times 9964.02 = 140177.51 [N]$$

$$\max p \leq \frac{3 * 25301.67}{140177.51 \times \left(\frac{18061.88 \times 10^3}{262244.79 \times 10^4}\right)} \rightarrow \max p \leq 78.61 \text{ mm}$$

Adoptar $p = 75 \text{ mm}$

$$\text{Número total de conectores} = \frac{20000}{75} = 267 \frac{\text{studs}}{\text{viga}}$$

Diseño por resistencia

$$Q_n = 0.5 \times 506.71 \times \sqrt{28 \times 25399} = 213655.78 [N]$$

$$Q_r = 0.85 \times 213655.78 = 181607.41 [N]$$

$$P_1 = 0.85 \times 28 \times 1950 \times 200 = 9282000 [N]$$

$$P_2 = 345 \times 700 \times 15 + 345 \times 400 \times 25 + 345 \times 400 \times 15 = 9142500 [N]$$

$$\rightarrow P = 9142500 [N]$$

$$n = \frac{9142500}{181607.41} \times 3 = 151$$

$\min n < \text{número total de studs por viga} \rightarrow OK$

$$\# \text{ total de conectores} = 267 \frac{\text{studs}}{\text{viga}} \times 4 \text{ vigas} = 1067 \text{ studs}$$

DIAFRAGMAS – TRAMO 1

Datos iniciales

$$P_{\text{puente}} = 1787.82 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 63 \text{ m} = 76876.11 \text{ kg}$$

$$\text{Carga sismica} = 0.4 \times 76876.11 = 30750.44 \text{ kg}$$

$$\text{Carga sismica en apoyos} = \frac{30750.44}{8} = 3843.81 \text{ kg}$$

$$P_u = 3652.3 \text{ kg}$$

Diseño de diagonales

Resistencia a la compresión

Reemplazando con los datos del ángulo L60x60x6mm y las longitudes del ángulo:

$$l = \sqrt{\left(\frac{1.95}{2}\right)^2 + 1.45^2} = 1.75 \text{ m}$$

$$\frac{l}{r_x} = \frac{1.75 \times 100}{22.56} = 94.51 > 80$$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_{ef} = 32 + 1.25 \frac{l}{r_x} = 150.14$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \times 2038700 \times 6.6}{(150.14)^2} = 5891.47 \text{ kg}$$

$$P_o = 3515 \times 6.6 = 23199 \text{ kg}$$

$$\frac{P_e}{P_o} = 0.254 < 0.44$$

$$P_n = 0.877 \times 5891.47 = 5166.82 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 5166.82 > P_u = 3652.3 \text{ kg} \rightarrow OK$$

Resistencia a la flexión

$$U = 1 - \frac{1.72}{11.5} = 0.85$$

$$P_{nu} = 1 \times 4570 \times 6.6 \times 0.85 = 25648.1 > P_u \rightarrow OK$$

Soldadura de la conexión viga – diagonal

Resistencia de la soldadura paralela a la carga:

$$\phi R_{n1} = 1 \times 0.6 \times 4920 \times \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) \times 0.6 \times (11.5 + 4.5 - 4) = 15029.1 \text{ kg}$$

Resistencia de la soldadura perpendicular a la carga:

$$\phi R_{n2} = 1 \times 0.6 \times 4920 \times \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) \times 0.6 \times (6 - 2) = 5009.7 \text{ kg}$$

La resistencia de la soldadura es:

$$\phi R_n = \phi R_{n1} + \phi R_{n2} = 20038.8 \text{ kg} > P_u \rightarrow OK$$

DIAFRAGMAS – TRAMO 2

Datos iniciales

$$P_{puente} = 1606.93 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 20 \text{ m} = 32138.66 \text{ kg}$$

$$Carga \text{ sismica} = 0.4 \times 32138.66 = 12855.47 \text{ kg}$$

$$Carga \text{ sismica en apoyos} = \frac{12855.47}{8} = 1606.93 \text{ kg}$$

$$P_u = 996.1 \text{ kg}$$

Diseño de diagonales

Resistencia a la compresión

Reemplazando con los datos del ángulo L40x40x4mm y las longitudes del ángulo:

$$l = \sqrt{\left(\frac{1.95}{2}\right)^2 + 0.70^2} = 1.20 \text{ m}$$

$$\frac{l}{r_x} = \frac{1.20 \times 100}{1.23} = 97.45 > 80$$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_{ef} = 32 + 1.25 \frac{l}{r_x} = 153.81$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \times 2038700 \times 2.94}{(153.81)^2} = 2500.45 \text{ kg}$$

$$P_o = 3515 \times 2.94 = 10334.1 \text{ kg}$$

$$\frac{P_e}{P_o} = 0.242 < 0.44$$

$$P_n = 0.877 \times 2500.45 = 2192.89 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 2192.86 > P_u = 996.1 \text{ kg} \rightarrow OK$$

Resistencia a la flexión

$$U = 1 - \frac{1.15}{4.6} = 0.75$$

$$P_{nu} = 1 \times 4570 \times 2.94 \times 0.75 = 10084.5 > P_u \rightarrow OK$$

Soldadura de la conexión viga – diagonal

$$\phi R_{n1} = 1 \times 0.6 \times 4920 \times \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right) \times 0.6 \times (4.6 + 2.6 - 4) = 4007.8 \text{ kg}$$

$$\phi R_{n2} = 1 \times 0.6 \times 4920 \times \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right) \times 0.6 \times (4 - 2) = 2504.9 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi R_{n1} + \phi R_{n2} = 6512.6 \text{ kg} > P_u \rightarrow OK$$

APOYOS – AMBOS TRAMOS

Datos iniciales

$$h_{ri} = 1 \text{ cm}$$

$$h_{rt} = 5 \text{ cm}$$

$$W = 35 \text{ cm}$$

$$L = 30 \text{ cm}$$

$$S_i = \frac{30 \times 35}{2 \times 1 \times (30 + 35)} = 8.077$$

Deformaciones de corte

$$\Delta_s = \alpha \Delta_T L = 1.1 \times 10^{-5} \times 26 \times 755 = 0.22 \text{ cm}$$

$$2\Delta_s = 0.43 < h_{rt} = 5 \text{ cm} \rightarrow OK$$

Compresión, rotación y corte combinados

Para cargas muertas:

$$\sigma_{s,cm} = \frac{P_{cm}}{WL} = \frac{29284.4}{30 \times 30} = 32.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{a,cm} = 1.4 \times \frac{32.54}{5.62 \times 7.5} = 1.081 < 3 \rightarrow OK$$

$$\gamma_{r,cm} = 0.5 \left(\frac{30}{1} \right)^2 \left(\frac{0.005}{3} \right) = 0.75$$

Para sobrecargas:

$$\sigma_{s,sb} = \frac{P_{sb}}{WL} = \frac{9153.63}{30 \times 30} = 10.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{a,sb} = 1.4 \times \frac{10.17}{5.62 \times 7.5} = 0.338$$

$$\gamma_{r,sb} = 0.5 \left(\frac{30}{1} \right)^2 \left(\frac{0.0057}{3} \right) = 0.855$$

$$\gamma_{s,cm} = \frac{0.216}{5} = 0.043$$

Finalmente, se verifica:

$$(1.081 + 0.75 + 0.043) + 1.75x(0.338 + 0.855) = 3.96 < 5 \rightarrow OK$$

Estabilidad del apoyo elastomérico

$$A = \frac{1.92x\left(\frac{5}{30}\right)}{\sqrt{1 + \frac{2x30}{30}}} = 0.185$$

$$B = \frac{2.67}{(7.5 + 2)\left(1 + \frac{30}{4x30}\right)} = 0.225$$

$$2A \leq B \rightarrow \text{No cumple}$$

$$\frac{GS_i}{2A - B} = \frac{5.62x7.5}{2x0.185 - 0.225} = 291.37 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_s = \frac{29284.4 + 9153.63}{30x30} = 42.71 \frac{kg}{cm^2} < 291.37 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow OK$$

Acero de refuerzo

$$\frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y} = \frac{3x1x42.71}{3515} = 0.03645 \text{ mm}$$

$$\sigma_L = \frac{9153.53}{30x30} = 10.17 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} = \frac{2x1x10.17}{1690} = 0.0120 \text{ mm}$$

Deflexión debido a la compresión

Se adopta el espesor mínimo especificado en la norma de 1.5 mm.

$$1 \text{ ksi} = 70.307 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_L = 10.17 \frac{kg}{cm^2} = 0.145 \text{ ksi}$$

$$\sigma_D = 32.54 \frac{kg}{cm^2} = 0.463 \text{ ksi}$$

$$\varepsilon_{Li} = 0.6\% = 0.006$$

$$\varepsilon_{di} = 2.2\% = 0.022$$

$$ar = 0.35$$

Las deformaciones debido a compresión serán:

$$\delta_L = 0.006 \times 10 \times 5 = 0.3 \text{ mm} < 3 \text{ mm} \rightarrow OK$$

$$\delta_d = 0.022 \times 10 \times 5 = 1.2 \text{ mm}$$

$$\delta_{lt} = 1.2 + 1.2 \times 0.35 = 1.62 \text{ mm}$$

La deformación total es:

$$\delta_{total} = 0.3 + 1.62 = 1.92 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Pernos de anclaje

$$\phi V_n = 1 \times 0.38 \times (2 \times 7.92) \times 5270 = 31710.4 \text{ kg} > 1467.06 \text{ kg} \rightarrow OK$$

$$\phi R_n = 2.4 \times dt \times Fu \times (\# \text{pernos}) = 2.4 \times 3.175 \times 3.81 \times 4570 \times 2 = 265354 \text{ kg} > 1439.41 \text{ kg} \\ \rightarrow OK$$

$$I = \frac{\pi \times 3.175^4}{64} = 4.99 \text{ cm}^4$$

$$\phi M_y = \frac{F_y I}{c} = \frac{3875 \times 4.99}{\frac{3.175}{2}} = 12175.9 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$V_{u,perno} = \frac{1467.06}{2} = 733.53 \text{ kg}$$

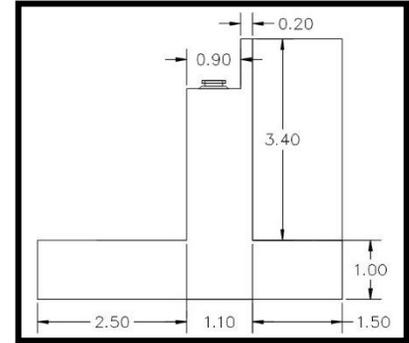
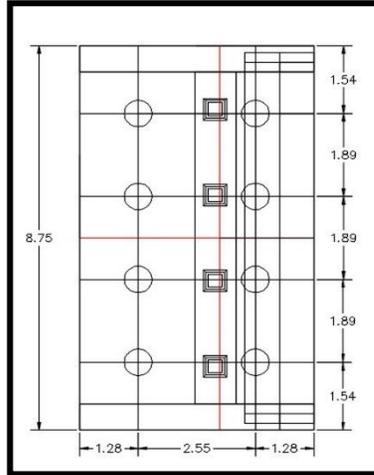
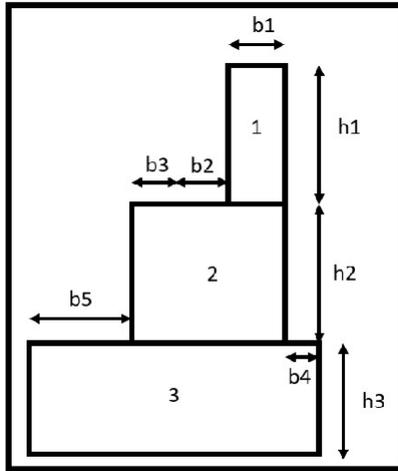
$$\text{Brazo máximo} = \frac{12175.9}{733.53} = 16.60 \text{ cm}$$

$$\text{Brazo} = 5 - (1.5748 \times 2.54) = 1 \text{ cm} < 16.88 \text{ cm} \rightarrow OK$$

APÉNDICE E

CÁLCULOS DE CANTIDADES

Código:	7	Unidad:	m ³
Nombre:	Hormigón estructural de cemento portland $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ para estribos y muros. (Incluye transporte, cotización HOLCIM)		



Medidas	
h1	0.84
h2	2.56
h3	1
b1	0.2
b2	0.45
b3	0.45
b4	1.5
b5	2.5

A1 [m ²]	0.168
A2 [m ²]	2.816
A3 [m ²]	5.1

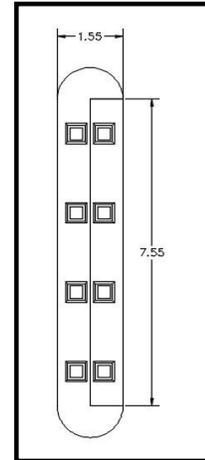
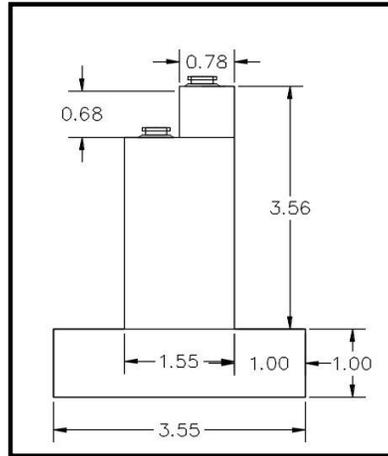
Sección		
1	44.625	m ³
2	21.2608	m ³
3	1.2684	m ³

Pilotes	
#	16
Diámetro [m]	0.7
Longitud [m]	15
Area [m ²]	0.3848451
Volumen [m ³]	97

Volumen de hormigon en estribo	
	68
# Estribos	2
Volumen total [m ³]	143

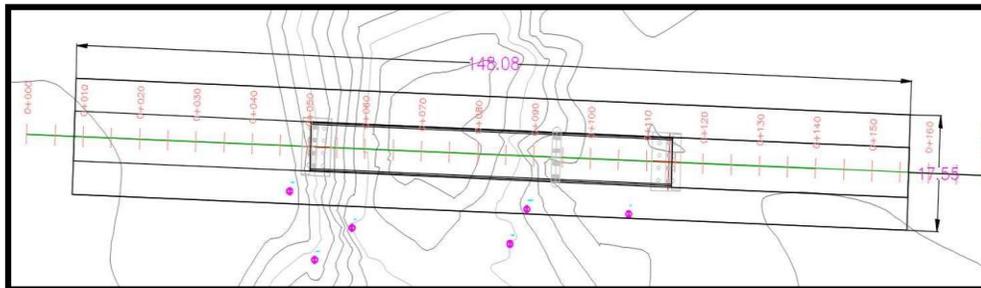
Código:	8	Unidad:	m3
Nombre:	Hormigón estructural de cemento portland $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ para pilas (Incluye transporte, cotización HOLCIM)		

Volumen de pila	39.13 m3
Volumen tope	4 m3
Volumen Losa	32.3 m3
Volumen total	80 m3



Código:	1	Unidad:	m2
Nombre:	Limpieza y Desbroce		

Largo [m]	Ancho [m]	Área [m2]
a	b	$a*b$
148.08	17.55	2598.804
Cantidad total:		2598.804



Código:	5	Unidad:	m3
Nombre:	Subbase clase 3		

Código:	6	Unidad:	
Nombre:	Base clase 1		

Código:	12	Unidad:	m3-km
Nombre:	Transporte Subbase clase 3		

Código:	13	Unidad:	m3-km
Nombre:	Transporte Base clase 1		

Material	Cantidad	Unidad
SUB BASE CLASE 3	687	m3
BASE CLASE 1	93	m3

Transporte	Cantidad	Unidad
SUB BASE CLASE 3	93432	m3
BASE CLASE 1	12648	m3

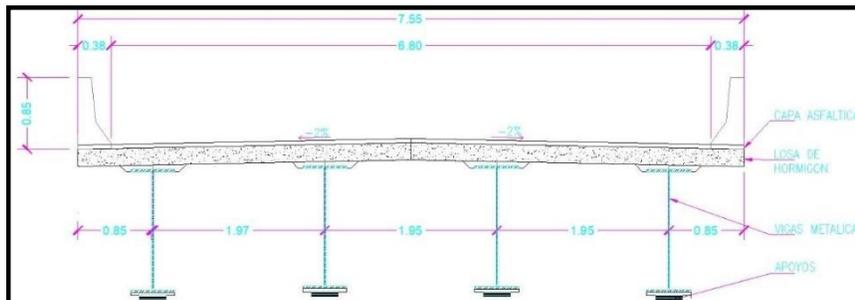
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
SUB-BASE CLASE 3	M ³	687	\$12.00	\$ 8244.00
BASE CLASE 1	M ³	93	\$15.00	\$ 1395.00
TRASPORTE (1 VOLQUETA DE 8M ³)	KM/M3	136	\$1.60	\$ 217.00

Los valores no incluyen IVA.

FORMA DE PAGO: 50% Anticipo saldo por avance de obra.

Código:	15	Unidad:	m3
Nombre:	Homigón estructural de cemento Portland f'c=280 kg/cm ² (losa de tablero)		

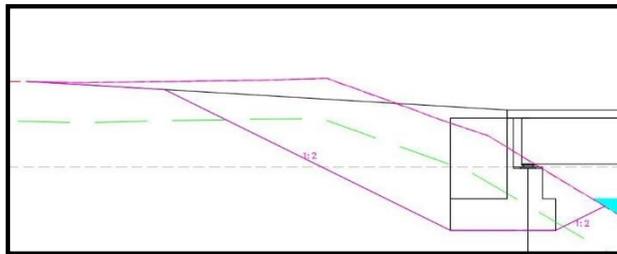
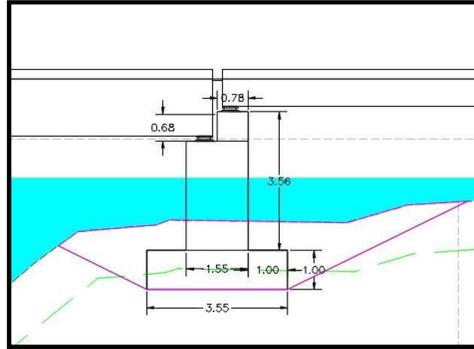
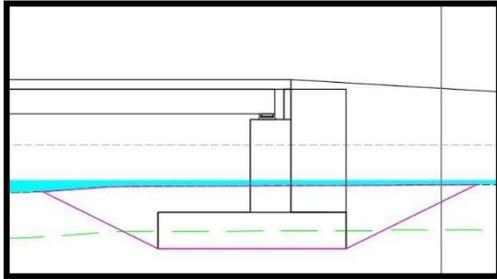
HORMIGÓN PARA LOSA (m ³)					
LARGO	ANCHO	ESPESOR	VOLUMEN	CANTIDAD	VXC
64	7.55	0.2	96.64	1	96.64



Código:	3	Unidad:	m2
Nombre:	Excavación a máquina sin clasificación		

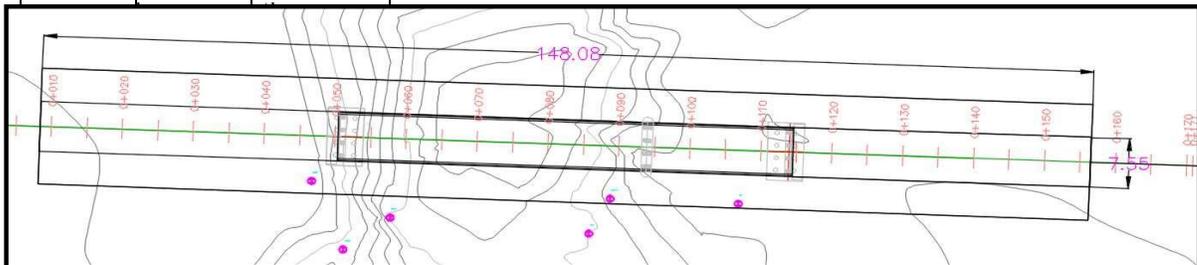
	Área [m2]	Longitud [m]
A1 [m2]	14.62	8.75
A2 [m2]	12.1	8.75
A3 [m2]	30.14	8.75

V1 [m3]	127.925
V2 [m3]	105.875
V3 [m3]	263.725
V3 [m3]	34.73
Volumen total [m3]	532.255



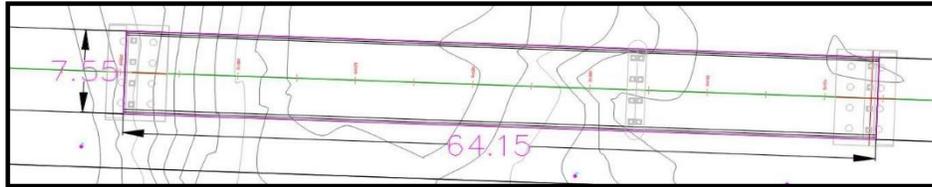
Código:	2	Unidad:	m2
Nombre:	Trazado y replanteo		

Largo [m]	Ancho [m]	Área [m2]
-----------	-----------	-----------



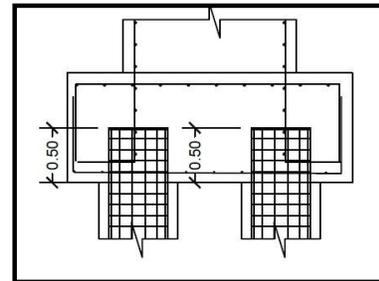
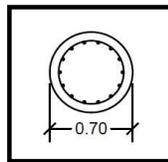
Código:	11	Unidad:	m2
Nombre:	Capa de rodadura de H.A. mezclado en planta E=5cm		

Largo [m]	Ancho [m]	Área [m2]
a	b	a*b
64.15	7.55	484.3



Código:	10	Unidad:	ml
Nombre:	Pilotes prebarrenados D=0.70 m de hormigón f'c=280 kg/cm² vaciado en sitio (Incluido transporte, cotización HOLCIM)		

Pilotes	
#	24
Diámetro [m]	0.7
Longitud [m]	15
Area [m2]	0.3848451
Volumen [m3]	146
Longitud total [m]	360



Código:	14	Unidad:	Und.
Nombre:	Placas de apoyo - neopreno dureza 60 (300x300x56mm)		

Placas de apoyo - neopreno dureza 60 (0.3x0.3x0.6)		
C/VIGA	VIGA	TOTAL
2	8	16

Código:	21	Unidad:	Und.
Nombre:	Barricadas de seguridad New Jersey (long. 2 m)		

Barricadas de seguridad New Jersey			
carril	long	long barrera	TOTAL
2	63	2	63

Código:	22	Unidad:	m
Nombre:	Marcas de pavimento (pintura)		

Marcas de pavimento (pintura)			
carril	líneas	long	TOTAL
2	5	64	192

Código:	20	Unidad:	M
Nombre:	Tubo PVC de drenaje (110 mm)		

Tubo PVC de Drenaje				
m por pieza	cant Tramo1	cant. Tramo 2	Extremos [u]	TOTAL [m]
0.4	11	5	2	44

APÉNDICE F

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESPECIFICACION

RUBRO: 1.00 UNIDAD: Ha
 DETALLE: Desbroce, desbosque y limpieza

RENDIMIENTO: 12.327

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					9.3993
Volqueta de 8m3	1.000	22.0000	22.0000	12.327	271.1940
Tractor orugas 215 HP	1.000	72.0000	72.0000	12.327	887.5440
motosierra	1.000	1.4400	1.4400	12.327	17.7509
SUBTOTAL M					1,185.8882

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	2.000	3.6000	7.2000	12.327	88.7544
Albañil (Est. Ocup. D2)	1.000	3.6500	3.6500	12.327	44.9936
Chofer (Est. Ocup. C1)	1.000	4.4000	4.4000	12.327	54.2388
operador equipo pesado o.e.p. (est. ocu	1.000	4.0100	4.0100		
operador equipo liviano (est. ocup. d2)	1.000	3.6200	3.6200		
SUBTOTAL N					187.9868

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL O				

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				1,373.8750
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18%				247.2975
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				1,621.1725
VALOR OFERTADO				\$ 1,621.17

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 2 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 2.00 UNIDAD: m2

DETALLE: Trazado y replanteo

RENDIMIENTO: 0.053

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.0425
Equipo topografico	1.000	2.5000	2.5000	0.053	0.1325
SUBTOTAL M					0.1750

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	1.000	3.6000	3.6000	0.053	0.1908
Cadenero (Est. Ocup. D2)	1.000	3.6500	3.6500	0.053	0.1935
Topógrafo (Est. Ocup. C1)	1.000	4.4000	4.4000	0.053	0.2332
Maestro mayor (Est. Ocup. C1)	1.000	4.4000	4.4000	0.053	0.2332
SUBTOTAL N					0.8507

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cuarton semiduras	u	0.093	2.9500	0.2744
Tira de encofrado semiduras	u	0.038	1.7500	0.0665
Clavo 2"	Lb	0.006	1.1300	0.0068
Cal	Saco	0.015	3.0000	0.0450
SUBTOTAL O				0.3927

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
Transporte de madera	u/km	0.1310	0.4000	0.0524
SUBTOTAL P				0.0524

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)	1.4708
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18.00%	0.2647
OTROS INDIRECTOS %	
COSTO TOTAL DEL RUBRO	1.7355

martes, 4 de febrero de 2020

VALOR OFERTADO	\$	1.74
----------------	----	------

FIRMA

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 3 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 3.00 UNIDAD: m3

DETALLE: Excavación a máquina sin clasificación

RENDIMIENTO: 0.024

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.0266
Retroexcavadora	1.000	35.0000	35.0000	0.024	0.8400
Volqueta de 8m3	1.0000	22.0000	22.0000	0.024	0.5280
Tractororugas215	1.0000	72.0000	72.0000	0.024	1.7280
SUBTOTAL M					3.1226

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Op.Retro (Est. Ocup. C1)	1.000	4.4000	4.4000	0.024	0.1056
Peón (Est. Ocup. E2)	2.000	3.6000	7.2000	0.024	0.1728
Chofer (Est. Ocup. C1)	1.000	4.4000	4.4000	0.024	0.1056
operador equipo pesado o.e.p. (est. ocu	1.000	4.0100	4.0100	0.024	0.0962
operador equipo liviano (est. ocup. d2)	0.6000	3.6200	2.1720	0.024	0.0521
SUBTOTAL N					0.5323

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL O				

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)	3.6549
----------------------------------	--------

martes, 4 de febrero de 2020

INDIRECTOS Y UTILIDAD	18%	0.6579
OTROS INDIRECTOS	%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO		4.3128
VALOR OFERTADO	\$	4.31

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 4 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 4.00 UNIDAD: m3

DETALLE: Relleno para terraplén

RENDIMIENTO: 0.024

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
ramienta menor 5 % M/O				0.0133	
Motoniveladora	1.000	48.0000	48.0000	0.024	1.1520
Volqueta de 8m3	1.000	22.0000	22.0000	0.024	0.5280
Rodillo Liso	1.0000	35.0000	35.0000	0.024	0.8400
Tanquero	1.0000	25.0000	25.0000	0.024	0.6000
SUBTOTAL M					3.1200

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	1.000	3.6000	3.6000	0.024	0.0864
Chofer (Est. Ocup. C1)	0.600	4.4000	2.6400	0.024	0.0634
Operadorequipopoliviano(Est.Ocup.C2)	0.600	3.6500	2.1900	0.024	0.0526
Operadorequipopesado(Est.Ocup.C1)	0.6000	4.4000	2.6400	0.024	0.0634
SUBTOTAL N					0.2658

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Material de mejoramiento	m3	1.000	4.0000	4.0000
SUBTOTAL O				4.0000

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B

SUBTOTAL P		
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		7.3858
INDIRECTOS Y UTILIDAD	18%	1.3294
OTROS INDIRECTOS	%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO		8.7152
VALOR OFERTADO	\$	8.72

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso Projectic S.A.

Hoja 5 de 30
 ESPECIFICACION

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 5.00 UNIDAD: m3

DETALLE: Subbase clase 3

RENDIMIENTO: 0.083

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.0682
Motoniveladora	1.000	48.0000	48.0000	0.083	3.9840
Rodillo Liso	0.6000	35.0000	21.0000	0.083	1.7430
Tanquero	0.6000	25.0000	15.0000	0.083	1.2450
Volqueta de 8m3	1.0000	22.0000	22.0000	0.083	1.8260
SUBTOTAL M					8.8662

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	2.000	3.6000	7.2000	0.083	0.5976
Operadorequipesado(Est.Ocup.C1)	1.000	4.4000	4.4000	0.083	0.3652
Operadorequipo liviano(Est.Ocup.C2)	0.600	3.6500	2.1900	0.083	0.1818
Chofer (Est. Ocup. C1)	0.600	4.4000	2.6400	0.083	0.2191
SUBTOTAL N					1.3637

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Sub-base clase 3	m³	1.050	12.0000	12.6000

SUBTOTAL O 12.6000

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				22.8299
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18%				4.1094
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				26.9393
VALOR OFERTADO				\$ 26.94

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso Projectic S.A.

Hoja 6 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6.00 UNIDAD: m3

DETALLE: Base clase 1

RENDIMIENTO: 0.076

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.0624
Motoniveladora	1.000	48.0000	48.0000	0.076	3.6480
Rodillo Liso	0.6000	35.0000	21.0000	0.076	1.5960
Tanquero	0.6000	25.0000	15.0000	0.076	1.1400
Volqueta de 8m3	1.0000	22.0000	22.0000	0.076	1.6720
SUBTOTAL M					8.1184

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	2.000	3.6000	7.2000	0.076	0.5472
Operadorequipopesado(Est.Ocup.C1)	1.000	4.4000	4.4000	0.076	0.3344
Operadorequipoliviano(Est.Ocup.C2)	0.600	3.6500	2.1900	0.076	0.1664
Chofer (Est. Ocup. C1)	0.600	4.4000	2.6400	0.076	0.2006
SUBTOTAL N					1.2486

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B



Base class 1	m ³	1.000	15.0000	15.0000
--------------	----------------	-------	---------	---------

SUBTOTAL O				15.0000

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				

	TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)	24.3670
	INDIRECTOS Y UTILIDAD 18%	4.3861
	OTROS INDIRECTOS %	
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	28.7531
	VALOR OFERTADO \$	28.75

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 7 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 7.00 UNIDAD: m3

DETALLE: Hormigón estructural de cemento portland f'c=280 kg/cm² para estr RENDIMIENTO: 0.833

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O Vibrador de Manguera	1.000	2.0000	2.0000	0.833	1.6660
SUBTOTAL M					3.8401

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	8.000	3.6000	28.8000	0.833	23.9904
Albañil (Est. Ocup. D2)	4.000	3.6500	14.6000	0.833	12.1618
Maestro mayor (Est. Ocup. C1)	2.000	4.4000	8.8000	0.833	7.3304
SUBTOTAL N					43.4826

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Hormigón Premezclado f'c=280Kg/cm2.	m³	1.030	153.4700	158.0741
Encofrado	m2 galón	1.000	4.0500	4.0500
Desmoldante		3.000	1.5000	4.5000

Curador Químico	galón	3.000	5.2500	15.7500
SUBTOTAL O				182.3741

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				229.6968
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18%				41.3454
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				271.0422
VALOR OFERTADO				\$ 271.04

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso Projectic S.A.

Hoja 8 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 8.00 UNIDAD: m3

DETALLE: Hormigón estructural de cemento portland f'c= 280 kg/cm² para pila RENDIMIENTO: 0.833

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O Vibrador de Manguera	1.000	2.0000	2.0000	0.833	1.6660
SUBTOTAL M					2.9030

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	5.000	3.6000	18.0000	0.833	14.9940
Albañil (Est. Ocup. D2)	2.000	3.6500	7.3000	0.833	6.0809
Maestro mayor (Est. Ocup. C1)	1.000	4.4000	4.4000	0.833	3.6652
SUBTOTAL N					24.7401

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Hormigón Premezclado f'c=280Kg/cm2.	m³	1.030	153.4700	158.0741
Encofrado	m2	1.000	4.0500	4.0500
Desmoldante	galón	3.000	1.5000	4.5000
Curador Químico	galón	3.000	5.2500	15.7500
SUBTOTAL O				182.3741

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
		1.030		
		1.000		
		3.000		
SUBTOTAL P				

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)			210.0172
INDIRECTOS Y UTILIDAD	18%		37.8031
OTROS INDIRECTOS	%		
COSTO TOTAL DEL RUBRO			247.8203
VALOR OFERTADO			\$ 247.82

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 9 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 9.00 UNIDAD: kg

DETALLE: Acero de refuerzo en barras fy=4200kg/cm²

RENDIMIENTO: 0.017

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5% M/O					0.0271
Cortadora - dobladora	1.000	0.5000	0.5000	0.017	0.0083
SUBTOTAL M					0.0354

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	6.000	3.6000	21.6000	0.017	0.3600
Fierrero (Est. Ocup. D2)	2.000	3.6500	7.3000	0.017	0.1217
Operador equipo liviano (Est. Ocup. C2)	1.000	3.6500	3.6500	0.017	0.0608

SUBTOTAL N				0.5425

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Alambre	kg	1.050	0.9600	1.0080
Recocido # 18	kg	0.105	1.0000	0.1050
SUBTOTAL O				1.1130

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
Acero en varillas fy=4200 kg/cm2	kg	1.0500	0.0475	0.0499
Alambre Recocido # 18	kg	0.1050	0.0500	0.0053
SUBTOTAL P				0.0552
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				1.7461
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18%				0.3143
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				2.0604
VALOR OFERTADO \$				2.06

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 10 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 10.00 UNIDAD: m

DETALLE: Pilotes prebarrenados D=0.70 m de hormigón f'c=280 kg/cm² vaciados RENDIMIENTO: 1.000

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					1.7050
Equipo completo para perforación de pi	1.000	180.0000	180.0000	1.000	180.0000
Bomba estacionaria, para bombeo de h	1.000	11.2700	11.2700	1.000	11.2700
SUBTOTAL M					192.9750

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
-------------	----------	------------	------------	-------------	-------

(CATEGORIAS)	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	5.000	3.6000	18.0000	1.000	18.0000
Albañil (Est. Ocup. D2)	1.000	3.6500	3.6500	1.000	3.6500
Fierrero (Est. Ocup. D2)	1.000	3.6500	3.6500	1.000	3.6500
Maestro mayor (Est. Ocup. C1)	1.000	4.4000	4.4000	1.000	4.4000
Operadorequipopesado(Est.Ocup.C1)	1.000	4.4000	4.4000	1.000	4.4000
SUBTOTAL N					34.1000

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Hormigón Premezclado f'c=280Kg/cm2.	m3 UNIDAD	0.385	153.4700	59.0553
Separador homologado para pilotes.		3.000	0.0900	0.2700
SUBTOTAL O				59.3253

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				286.4003
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18%				51.5521
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				337.9524
VALOR OFERTADO				\$ 337.95

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 11 de 30
 ESPECIFICACION

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 11.00 UNIDAD: m²

DETALLE: Capa de rodadura de hormigón asfáltico mezclado en planta, e=5 cm RENDIMIENTO: 0.006

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.0191
Planta mezcladora de asfalto 150 Ton/h planta eléctrica 270 KVA	1.000	141.1200	141.1200	0.006	0.8467
	1.0000	30.7200	30.7200	0.006	0.1843

Terminadora de asfalto 95 Hp	1.0000	87.8700	87.8700	0.006	0.5272
Rodillo de asfalto (2 tambores) 10	1.0000	44.1600	44.1600	0.006	0.2650
Rodillo neumatico 77 Hp	1.0000	35.3000	35.3000	0.006	0.2118
Cargadora 115 HP/2,0 m3	1.0000	32.0000	32.0000	0.006	0.1920
Distribuidor de asfalto (caldero)	1.0000	34.5600	34.5600	0.006	0.2074
Escoba autopropulsada	1.0000	32.6400	32.6400	0.006	0.1958
SUBTOTAL M					2.6493

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Operadorequipopesado(Est.Ocup.C1)	3.000	4.4000	13.2000	0.006	0.0792
Operadorequipoliviano(Est.Ocup.C2)	2.000	3.6500	7.3000	0.006	0.0438
Peón (Est. Ocup. E2)	12.000	3.6000	43.2000	0.006	0.2592
SUBTOTAL N					0.3822

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
asfalto (Esmeraldas)	Lts	5.400	0.3300	1.7820
material triturado # 3/8 "	m3	0.053	15.5000	0.8138
aditivo de adherencia	lts	0.053	0.3400	0.0179
asfalto MC-250	Lts	0.788	0.3900	0.3071
diesel	lts	1.132	0.5500	0.6226
SUBTOTAL O				3.5434

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				

martes, 4 de febrero de 2020

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		6.5749
INDIRECTOS Y UTILIDAD	18%	1.1835
OTROS INDIRECTOS	%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO		7.7584
VALOR OFERTADO	\$	7.76

FIRMA

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 12 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 12.00 UNIDAD: m3-km
 DETALLE: Transporte de sub-base

RENDIMIENTO:

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					
SUBTOTAL M					

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
SUBTOTAL N					

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL O				

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
Transporte de sub-base	m3-km	1.0000	0.2000	0.2000
SUBTOTAL P				0.2000

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)			0.2000
INDIRECTOS Y UTILIDAD	18.00%		0.0360
OTROS INDIRECTOS %			
COSTO TOTAL DEL RUBRO			0.2360
VALOR OFERTADO			\$ 0.24

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 13 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 13.00 UNIDAD: m3-km
 DETALLE: Transporte de base

RENDIMIENTO:

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					
SUBTOTAL M					

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
SUBTOTAL N					

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL O				

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
Transporte de base	m3-km	1.0000	0.2000	0.2000
SUBTOTAL P				0.2000
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				0.2000
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18.00%				0.0360
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				0.2360
VALOR OFERTADO				\$ 0.24

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 14 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 14.00 UNIDAD: Und.

DETALLE: Placas de apoyo - neopreno dureza 60(300x300x56mm)

RENDIMIENTO: 1.000

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O				1.000	0.8000
SUBTOTAL M					0.8000

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Mecánico(Est. Ocup. C1)	1.000	4.4000	4.4000	1.000	4.4000
Peón (Est. Ocup. E2)	2.000	3.6000	7.2000	1.000	7.2000
Maestro mayor (Est. Ocup. C1)	1.000	4.4000	4.4000	1.000	4.4000
SUBTOTAL N					16.0000

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Apoyo elastomérico estructural armado, compuesto po	UNIDAD	1.000	120.0000	120.0000
SUBTOTAL O				120.0000

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)	136.8000
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18.00%	24.6240
OTROS INDIRECTOS %	

martes, 4 de febrero de 2020

COSTO TOTAL DEL RUBRO	161.4240
VALOR OFERTADO	\$ 161.42

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 15 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 15.00 UNIDAD: m3

DETALLE: Homigón estructural de cemento Portland f'c=280 kg/cm² (losa de ta RENDIMIENTO: 0.833

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O Vibrador de Manguera	1.000	2.0000	2.0000		
SUBTOTAL M					

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	3.000	3.6000	10.8000		
Carpintero (Est. Ocup. D2)	2.000	3.6500	7.3000		
Maestro mayor (Est. Ocup. C1)	1.000	4.4000	4.4000		
SUBTOTAL N					

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Hormigón Premezclado f'c=280Kg/cm2.	m³	1.030	153.4700	158.0741
Encofrado	m2	1.000	4.0500	4.0500
Desmoldante	galón	3.000	1.5000	4.5000
Curador Químico	galón	3.000	5.2500	15.7500
SUBTOTAL O				182.3741

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
-------------	--------	---------------	-------------	----------------

--	--	--	--	--

SUBTOTAL P		
	TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)	182.3741
	INDIRECTOS Y UTILIDAD 18.00%	32.8273
	OTROS INDIRECTOS %	
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	215.2014
martes, 4 de febrero de 2020	VALOR OFERTADO	\$ 215.20

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso Projectic S.A.

Hoja 16 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 16.00 UNIDAD: kg

DETALLE: Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm² (losa) RENDIMIENTO: 0.017

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5% M/O					0.0271
Cortadora - dobladora	1.000	0.5000	0.5000	0.017	0.0083
SUBTOTAL M					0.0354

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	6.000	3.6000	21.6000	0.017	0.3600
Fierrero (Est. Ocup. D2)	2.000	3.6500	7.3000	0.017	0.1217
Operador equipo liviano (Est. Ocup. C2)	1.000	3.6500	3.6500	0.017	0.0608
SUBTOTAL N					0.5425

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Alambre	kg	1.050	0.9600	1.0080
Recocido # 18		0.105	1.0000	0.1050
SUBTOTAL O				1.1130

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B

Acero en varillas $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	1.0500	0.0475	0.0499
---	----	--------	--------	--------

Alambre Recocido # 18	kg	0.1050	0.0500	0.0053
SUBTOTAL P				0.0552
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				1.7461
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18.00%				0.3143
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				2.0604
VALOR OFERTADO				\$ 2.06

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera

PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 17 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 17.00 UNIDAD: m

DETALLE: Juntas transversales de expansión (incluye neopreno)

RENDIMIENTO: 0.090

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O Compresor de aire	1.000	12.0000	12.0000	0.090	0.0686 1.0836
SUBTOTAL M					1.1522

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	3.000	3.6000	10.8000	0.090	0.9752
Maestro mayor (Est. Ocup. C1)	1.000	4.4000	4.4000	0.090	0.3973
SUBTOTAL N					1.3725

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Resina EPOXI	UNIDAD	1.000	40.0000	40.0000
Tornillos de tuerca Esparragos 1" φ	UNIDAD	10.000	9.0000	90.0000
Juntas tipo Transflex	m	1.000	552.9400	552.9400
Sello juntas	gln	1.000	45.0000	45.0000
Broca 1"	UNIDAD	1.000	8.0000	8.0000

SUBTOTAL O	735.9400
------------	----------

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				738.4647
INDIRECTOS Y UTILIDAD			18.00%	132.9236
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				871.3883
VALOR OFERTADO				\$ 871.39

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera

PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 18 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 18.00 UNIDAD: kg

DETALLE: Suministro de acero estructural ASTM A-588 (incluido transporte) RENDIMIENTO:

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					
SUBTOTAL M					

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
SUBTOTAL N					

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B

Acero estructural ASTM A-588	kg	1.100	1.4730	1.6203
------------------------------	----	-------	--------	--------

SUBTOTAL O			1.6203

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				

	TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)	1.6203
	INDIRECTOS Y UTILIDAD 18.00%	0.2917
	OTROS INDIRECTOS %	
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	1.9120
	VALOR OFERTADO	\$ 1.91

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 19 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 19.00 UNIDAD: Und.

DETALLE: Conectores de corte tipo Stud

RENDIMIENTO: 0.040

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.0261
Equipo y elementos auxiliares para sold	1.0000	17.2500	17.2500	0.040	0.6900
SUBTOTAL M					0.7161

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	2.000	3.6000	7.2000	0.040	0.2880
Fierrero (Est. Ocup. D2)	1.000	3.6500	3.6500	0.040	0.1460
Maestro mayor (Est. Ocup. C1)	0.500	4.4000	2.2000	0.040	0.0880
SUBTOTAL N					0.5220

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B

Conector tipo Stud	UNIDAD	1.000	0.8900	0.8900
--------------------	--------	-------	--------	--------

SUBTOTAL O				0.8900

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)			2.1281
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18.00%			0.3831
OTROS INDIRECTOS %			
COSTO TOTAL DEL RUBRO			2.5112
VALOR OFERTADO			\$ 2.51

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera

PROYECTO: Curso Projectic S.A.

Hoja 20 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 20.00 UNIDAD: m

DETALLE: Tubo PVC de drenaje (110 mm)

RENDIMIENTO: 0.160

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.1044
SUBTOTAL M					0.1044

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Plomero (Est. Ocup. D2)	1.000	3.6500	3.6500	0.160	0.5840
Peón (Est. Ocup. E2)	2.000	3.6000	7.2000	0.160	1.1520
Maestro mayor (Est. Ocup. C1)	0.500	4.4000	2.2000	0.160	0.3520
SUBTOTAL N					2.0880

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B

Tub. PVC Ø 110 mm, desague	m	1.050	5.3000	5.5650
----------------------------	---	-------	--------	--------

SUBTOTAL O					5.5650

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				

martes, 4 de febrero de 2020

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		7.7574
INDIRECTOS Y UTILIDAD	18.00%	1.3963
OTROS INDIRECTOS %		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		9.1537
VALOR OFERTADO	\$	9.15

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso Projectic S.A.

Hoja 21 de 30
 ESPECIFI

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 21.00 UNIDAD: Und.
 DETALLE: Barricadas de seguridad New Jersey (long. 2 m)

RENDIMIENTO: 4.000

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5% M/O Soldadora	1.000	2.5000	2.5000	4.000	1.8800 10.0000
SUBTOTAL M					11.8800

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	2.000	3.6000	7.2000	4.000	28.8000
Maestro mayor (Est. Ocup. C1)	0.500	4.4000	2.2000	4.000	8.8000
SUBTOTAL N					37.6000

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Barricadas de seguridad New Jersey	UNIDAD	1.000	116.6100	116.6100
SUBTOTAL O				116.6100

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				166.0900
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18.00%				29.8962
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				195.9862
VALOR OFERTADO				\$ 195.99

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 22 de 30
 ESPECIFICACI

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 22.00 UNIDAD: m
 DETALLE: Marcas de pavimento (pintura)

RENDIMIENTO: 0.001

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.0007
Franjadora	1.000	28.8000	28.8000	0.001	0.0288
camioneta 1 ton doble cabina	1.0000	4.8000	4.8000	0.001	0.0048
Escoba autopropulsada	1.0000	32.6400	32.6400	0.001	0.0326
SUBTOTAL M					0.0669

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	1.000	3.6000	3.6000	0.001	0.0036
Operadorequipopesado(Est.Ocup.C1)	1.000	4.4000	4.4000	0.001	0.0044
Chofer: profesional tipo d(Est. Oc. C1)	1.000	5.2900	5.2900	0.001	0.0053

SUBTOTAL N				0.0133

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Pintura de trafico (Base de Agua)	gln kg	0.050	28.0000	1.4000
Microesferas		0.085	1.8500	0.1573
SUBTOTAL O				1.5573

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)			1.6375
INDIRECTOS Y UTILIDAD			18.00%
OTROS INDIRECTOS			%
COSTO TOTAL DEL RUBRO			1.9323
VALOR OFERTADO			\$ 1.93

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 23 de 30
 ESPECIFI

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 23.00 UNIDAD: Und.
 DETALLE: Construcción e instalación / señal / regalmentaria (75x75 cm) RENDIMIENTO: 0.923

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O Aplicador de					0.8192
Mesa	1.000	3.5000	3.5000	0.923	3.2305
Mesa	1.0000	1.7000	1.7000	0.923	1.5691
Cizalla	1.0000	0.7700	0.7700	0.923	0.7107
Volqueta de 8m3	0.2500	22.0000	5.5000	0.923	5.0765
SUBTOTAL M					11.4060

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	3.000	3.6000	10.8000	0.923	9.9684

Albañil (Est. Ocup. D2)	1.000	3.6500	3.6500	0.923	3.3690
Maestromayor (Est. Ocup. C1)	0.500	4.4000	2.2000	0.923	2.0306
Chofer (Est. Ocup. C1)	0.250	4.4000	1.1000	0.923	1.0153
SUBTOTAL N					16.3833

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Placa de Aluminio Anodizador 2.00mm(2.44x1.22)	m2	0.560	25.0000	14.0000
Tubería galvanizada 2" x 6m. ASTM (Postes)	m	3.000	12.5000	37.5000
Pernos inoxidables	u	2.000	0.2500	0.5000
Diamante cubo DG3 Flourecnte	m2	0.560	38.0000	21.2800
Electrocorte (SOBRELAMINACION Y PICTOGRAMAS)	set	0.560	38.0000	21.2800
Angulos 25x25x3 1.06 Kg/m. 6mts	u	0.0700	4.2400	0.2968
Cemento portland I	saco	1.0000	8.0000	8.0000
Arena	m3	0.2100	18.8300	3.9543
pedra 3/4	m3	0.3030	18.3300	5.5540
Agua (1,00 m3)	m3	0.1200	2.0400	0.2448
SUBTOTAL O				112.6099

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				140.3992
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18.00%				25.2719
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				165.6711
VALOR OFERTADO				\$ 165.67

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 24 de 30
 ESPECIFICAC

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 24.00 UNIDAD: m³
 DETALLE: Agua para control de polvo

RENDIMIENTO: 0.012

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5% M/O Tanquero	1.000	25.0000	25.0000		
SUBTOTAL M					

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Chofer (Est. Ocup. C1)	1.000	4.4000	4.4000		
Peón (Est. Ocup. E2)	0.500	3.6000	1.8000		
SUBTOTAL N					

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Agua(100 m3)	m3	1.000	1.0800	1.0800
SUBTOTAL O				1.0800

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				

TOTALCOSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				1.0800
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18.00%				0.1944
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				1.2744
VALOR OFERTADO				\$ 1.27

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 25 de 30
 ESPECIFICA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 25.00 UNIDAD: Und.
 DETALLE: Charlas de concientización

RENDIMIENTO: 6.981

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					3.0856
Equipo de Audio y video	1.000	1.5000	1.5000	6.981	10.4715

camioneta 1 ton doble cabina	1.0000	4.8000	4.8000	6.981	33.5088
SUBTOTAL M					47.0659

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
chofer : profesional tipo d(est. Ocop.	1.000	5.2600	5.2600	6.981	36.7201
Ayudante (est. ocup. e2)	1.000	3.5800	3.5800	6.981	24.9920
SUBTOTAL N					61.7121

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Hojas volantes	UNIDAD	100.000	0.5000	50.0000
Papelografo tamaño A0	UNIDAD	6.000	1.5000	9.0000
Marcadores	UNIDAD	3.000	1.5000	4.5000
SUBTOTAL O				63.5000

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				172.2780
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18.00%				31.0100
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				203.2880
VALOR OFERTADO				\$ 203.29

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 26 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 26.00 UNIDAD: Und.

DETALLE: Instructivos o tripticos

RENDIMIENTO:

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					
SUBTOTAL M					

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
SUBTOTAL N					

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Volante informativas	UNIDAD	1.000	0.4800	0.4800
SUBTOTAL O				0.4800

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				0.4800
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18.00%				0.0864
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				0.5664
VALOR OFERTADO				\$ 0.57

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 27 de 30
 ESPECIFI

RUBRO: 27.00 UNIDAD: kg
 DETALLE: Instalación de acero estructural ASTM A-588

RENDIMIENTO: 0.005

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.0163
Soldadora eléctrica	6.000	5.0000	30.0000	0.005	0.1500
Grúa de patio	1.0000	21.5000	21.5000	0.005	0.1075
Equipo de oxicorte	4.0000	4.0000	16.0000	0.005	0.0800
SUBTOTAL M					0.3538

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Maestro mayor (Est. Ocup. C1)	1.000	4.4000	4.4000	0.005	0.0220
Operadorequipopesado(Est.Ocup.C1)	1.000	4.4000	4.4000	0.005	0.0220
Peón (Est. Ocup. E2)	4.000	3.6000	14.4000	0.005	0.0720
Mecánico (Est. Ocup. C1)	4.000	4.4000	17.6000	0.005	0.0880
Maestrosoldador(Est.Ocup.C1)	6.0000	4.0400	24.2400	0.005	0.1212
SUBTOTAL N					0.3252

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Electrodos	kg	0.020	3.8000	0.0760
Oxigeno	m³	0.005	6.0000	0.0300
Disco de desbaste	UNIDAD	0.050	1.9000	0.0950
Brocas	UNIDAD	0.002	12.0000	0.0240
SUBTOTAL O				0.2250

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		0.9040
INDIRECTOS Y UTILIDAD	18.00%	0.1627
OTROS INDIRECTOS	%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO		1.0667
VALOR OFERTADO	\$	1.07

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 28 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Pintura de acero e UNIDAD: kg

DETALLE: 28

RENDIMIENTO: 0.002

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.0016
Compresor de aire de 125 HP	1.000	14.7700	14.7700	0.002	0.0325
Equipo de pintura	1.0000	2.0000	2.0000	0.002	0.0044
SUBTOTAL M					0.0385

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	2.000	3.6000	7.2000	0.002	0.0158
Operadorequipoliviano(Est.Ocup.C2)	1.000	3.6500	3.6500	0.002	0.0080
Pintor (Est. Ocup. D2)	1.000	3.6500	3.6500	0.002	0.0080
SUBTOTAL N					0.0318

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Pintura anticorrosiva	galón	0.001	18.0000	0.0252
Pintura de aluminio	galón	0.001	25.0000	0.0350
Diluyente	galón	0.001	11.9020	0.0167
Anadamios	global	1.000	0.0250	0.0250
SUBTOTAL O				0.1019

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		0.1722
INDIRECTOS Y UTILIDAD	18.00%	0.0310
OTROS INDIRECTOS %		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		0.2032
VALOR OFERTADO	\$	0.20

martes, 4 de febrero de 2020

FIRMA

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera
 PROYECTO: Curso Projectic S.A.

Hoja 29 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Construcción e ins UNIDAD: Und.

DETALLE: 29

RENDIMIENTO: 4.000

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5% M/O Soldadora	1.000	2.5000	2.5000	4.000	1.8440 10.0000
SUBTOTAL M					11.8440

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (Est. Ocup. E2)	2.000	3.6000	7.2000	4.000	28.8000
Maestro soldador (Est. Ocup. C1)	0.500	4.0400	2.0200	4.000	8.0800
SUBTOTAL N					36.8800

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
letrero-metal. Reflectivo de señal de seguridad	UNIDAD	1.000	53.5200	53.5200
SUBTOTAL O				53.5200

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)	102.2440
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18.00%	18.4039
OTROS INDIRECTOS %	

COSTO TOTAL DEL RUBRO

120.6479

FIRMA _____

NOMBRE DEL OFERTANTE: Melanie Alvarez - Bill Vera

PROYECTO: Curso ProjecticS.A.

Hoja 30 de 30

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Cinta reflectiva de UNIDAD: m

DETALLE: 30

RENDIMIENTO: 0.250

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					
SUBTOTAL M					

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
SUBTOTAL N					

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
cinta reflectiva 3" x 200 pies	UNIDAD	1.000	0.4600	0.4600
SUBTOTAL O				0.4600

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B

SUBTOTAL P	
------------	--

martes, 4 de febrero de 2020

TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)	0.4600
INDIRECTOS Y UTILIDAD 18.00%	0.0828
OTROS INDIRECTOS %	
COSTO TOTAL DEL RUBRO	0.5428
VALOR OFERTADO \$	0.54

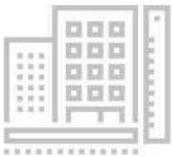
FIRMA

APÉNDICE G

COTIZACIONES

Soluciones en concreto

Satisfacemos sus necesidades a la medida.



Innovación

Variedad en soluciones con certificaciones de calidad, medio ambiente y seguridad



Seguridad a la hora de trabajar

Cumpliendo con nuestro compromiso de cero daños.



Protección al medio ambiente

Contamos con sistemas de reciclaje del agua y concreto en nuestras plantas.



Asesoría técnica y comercial

Personal capacitado para el desarrollo de sus obras.

Guayaquil, 15 de enero de 2020

Señor(es)

MELANIE ALVAREZ
Ciudad.-

De nuestras consideraciones:

De acuerdo a lo solicitado por ustedes, ponemos a su consideración la oferta para el suministro de soluciones en concreto para la obra "OBRA: COLIMES PUENTE", cuyo precio es el siguiente:

Item 1

Código de Solución	Concreto – Alquiler de mixer – Cemento Premium Tipo HE	Cantidad m3	Precio USD \$	Total USD \$
10062362	280 Kg/cm2-19mm-15cm-28d Transp 2h	345	153,47	52947,15

Código de Solución	Concreto – Alquiler de mixer – Cemento Premium Tipo HE	Cantidad m3	Precio USD \$	Total USD \$
10059446	350 Kg/cm2-19mm-15cm-28d Transp 2h	133	164,04	21817,32

Item 2

Código de Solución	Concreto – Alquiler de mixer – Cemento Premium Tipo HE	Cantidad m3	Precio USD \$	Total USD \$
	ALQUILER DE BOMBA	478	11,27	5387,06

En estos valores no se encuentra incluido el IVA.

En esta propuesta está incluido:

- Ítem 1: Precio del concreto y alquiler de los mixers por m3.
- Ítem 2: Precio de alquiler de Bomba Estacionaria por m3.

Forma de pago:

- Contado
- Cheque cruzado y certificado a nombre de HOLCIM ECUADOR FIDEICOMOSO
- Transferencia bancaria o sistema de pagos codificados

Validez de la oferta:

Esta oferta tiene una validez de 8 días calendario desde su emisión

Condiciones generales

Las siguientes condiciones generales son parte de esta cotización. La aprobación de la oferta implica la aceptación de todas estas condiciones.

Comercial

- Los precios anteriormente cotizados se calcularon acorde a las condiciones de entrega específicas de la obra proporcionadas por el cliente en el Formato de Condiciones Particulares (FCP). En caso de que existan situaciones particulares diferentes a las establecidas, éstas serán revisadas previamente por el vendedor y deberán verse reflejadas en el nuevo precio de venta.
- Nuestro sistema de despacho bloquea automáticamente los pedidos cuya cuenta se encuentre con facturación vencida o su saldo no cubra el monto de los despachos programados, por lo tanto es responsabilidad del cliente evitar dicha situación con una anticipación mínima de 48 horas previas al suministro.
- De producirse hechos que influyan en el alza del costo del concreto, Holcim se reserva el derecho de modificar los precios acordados en la presente oferta sin previo aviso.

Programación

- Para brindar un mejor servicio a nuestros clientes, los pedidos de concreto premezclado se deben programar con la debida anticipación vía correo electrónico. Este tiempo será definido con el vendedor.
- El área de programación y despacho acordará con el cliente las entregas según la disponibilidad en la programación, las cuales serán confirmadas vía correo electrónico.
- Si el cliente solicita alguna modificación en la programación, ésta deberá ser informada con 48 horas de anticipación y el nuevo despacho quedará sujeto a la disponibilidad de entregas; con la finalidad de evitar afectaciones a todos nuestros clientes ya programados.

Despacho

- La planta únicamente está autorizada a despachar el volumen de concreto programado. De requerir una modificación de **+/- 5%** del volumen programado, esta condición será evaluada por el área de programación y despacho.
- De existir una cancelación del despacho y de encontrarse él/los mixer(s) cargado(s) acorde con la programación, el producto es responsabilidad del cliente y será facturado.
- El tiempo máximo del mixer en obra (espera y descarga) será de 45 minutos o lo

estipulado en el Formato de Condiciones Particulares (FCP). De lo contrario, los tiempos adicionales podrían ser facturados.

- El tiempo máximo de espera de la bomba en obra para el inicio de la fundición es de una hora. Después de este tiempo, el equipo podría ser retirado de la obra según la afectación a la programación del día de los demás clientes.
- Nuestro horario de suministro de concreto es de lunes a viernes de 08h00 a 17h00. En caso de que la fundición continuara fuera de este horario, no se considerará recargo de sobretiempo si la fundición es continua. Por fuera de este horario las condiciones y precios serán evaluadas.
- Si el cliente requiere el suministro de concreto un día domingo o feriado, se cobrará una tarifa básica de USD 600.00 por “apertura de planta”. Condiciones como volúmenes mínimos y otros valores adicionales que se generan por esta condición de trabajar en estos días serán evaluadas en la definición del precio.
- El saldo (volumen) debe ser solicitado antes del último viaje programado y se aceptará sólo uno por día. En caso contrario, estará sujeto a la disponibilidad de los equipos y será facturado como un viaje completo.
- Para fundiciones con bomba se necesita que el cliente proporcione un saco de cemento y agua suficiente por cada 30 m de tubo para la elaboración de la lechada y lavado del equipo. La longitud máxima de tubería por bomba de 5” es de 60 m, pasada esta longitud se cobrará un valor adicional.

Calidad

- Las especificaciones de fabricación y entrega del concreto premezclado en estado fresco y no endurecido están sujetas a la Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1 855-1 : 2001 y la ACI- 318.
- El cliente no puede alterar las características físicas y químicas del producto adicionando agua, cemento u otros productos. En caso de que alguna persona de la obra modifique o solicite modificaciones al producto, éstas deberán quedar registradas y firmadas por parte del cliente en la guía de remisión y la calidad del producto será responsabilidad del cliente.
- Todos los reclamos relacionados con las características del producto con excepción de la resistencia serán recibidos máximo hasta 24 horas después de realizar el suministro. Los reclamos de resistencia serán recibidos hasta 35 días después del suministro.

Seguridad y medio ambiente

- Nuestro personal realiza inspecciones periódicas de las condiciones de seguridad de la obra, dejando un acta con hallazgos y los compromisos de mejora de las

condiciones inseguras detectadas. En caso de incumplirse estos compromisos, Holcim Ecuador podrá abstenerse de realizar el suministro.

- La obra debe garantizar las condiciones de seguridad necesarias para el personal y los equipos, de lo contrario Holcim Ecuador podrá abstenerse de realizar el suministro.
- Es responsabilidad de la obra garantizar un sitio de lavado de las bombas y la disposición de los residuos generados durante el mismo.
- Holcim Ecuador cumple con las exigencias medio ambientales requeridas en cada localidad y del país.

Anexo: Formato de Condiciones Particulares (FCP)

Atentamente,

Aceptación

MELANIE ALVAREZ

Asesor Técnico Comercial
Telf. 043709000 ext. 363112

INGENIERO CIVIL

JONATHAN ALVARADO ESTRADA

FECHA: Miércoles, 16 de enero del 2020

De acuerdo a lo solicitado pongo a su conocimiento la siguiente cotización:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
SUB-BASE CLASE 3	M ³	687	\$12.00	\$ 8244.00
BASE CLASE 1	M ³	93	\$15.00	\$ 1395.00
TRANSPORTE (1 VOLQUETA DE 8M ³)	KM/M3	136	\$1.60	\$ 217.00

Los valores no incluyen IVA.

FORMA DE PAGO: 50% Anticipo saldo por avance de obra.

Atentamente,

ING. JONATHAN ALVARADO ESTRADA

Lotización Torres del Salado Km. 11 ½ Vía a la Costa Telf. 0998807804 jonathan_andresdr@hotmail.es

Guayaquil –Ecuador

COTIZACIÓN JM-47-20 - PUENTE COLIMES

 Sr. **MELANIE ALVAREZ**

Presente.

De nuestras consideraciones:

A continuación presentamos nuestra oferta para la provisión de los siguientes materiales:

 ESPECIFICACION: **PERFILES**

Atención : MELANIE ALVAREZ

Telef:

Celular: 099 505 8081

Fecha: 3-feb-20

ITEM	MATERIAL Descripción	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	PERFIL ESTRUCTURAL PARA PUENTE	KG	94.857,57	\$ 1,70	\$ 161.257,88
2	VARILLA MICROALEADA FIGURADA	KG	36.772,53	\$ 0,96	\$ 35.147,18
CANTIDADES EN BASE A PLANILLAS SUMINISTRADAS POR CLIENTE					
FORMA DE PAGO: Contado Anticipado			SUBTOTAL		\$ 196.405,06
PLAZO DE ENTREGA: 8 días laborables LUGAR DE ENTREGA: EN OBRA			IVA	12%	\$ 23.568,61
VALIDEZ DE LA OFERTA: 5 días			TRANSPORTE		\$ -
			TOTAL 1		\$ 219.973,67

ITEM	INSTALACION Descripción	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL \$ / USD
FORMA DE PAGO: Anticipado					
PLAZO DE ENTREGA: 4 semanas			SUBTOTAL		\$ -
LUGAR DE ENTREGA: en obra			IVA	12%	\$ -
VALIDEZ DE LA OFERTA: 5 días			TRANSPORTE		\$ -
			TOTAL 2		\$ -

NOTA:

OBSERVACIONES:


TOTAL GENERAL

\$ 219.973,67

* NOVACERO S.A. ES CONTRIBUYENTE ESPECIAL *

En espera de poder servirle, nos suscribimos,

 ATENTAMENTE
NOVACERO S.A.

ACEPTADO

 Ing. Juan Antonio Martínez
ASESOR TECNICO COMERCIAL
Tel. 098 153 2840
Mail: martinezi@novacero.com

 FACTURAR A NOMBRE DE:
MELANIE ALVAREZ
RUC/CI: ...

Este documento está sujeto a verificación al momento de emitir la Nota de Pedido

SEGUN NORMAS

 Armico Alcantarillas : INEN 1674
Armico Multiplaca : INEN 2416
Armico Guardavías : INEN 2473
Galvanizado: ASTM A123

 Estilpanel : INEN 2221
Duratecho : INEN 2221
Novazinc : INEN 2221
Novalosa : INEN 2397

 Tuberías : INEN 2415
Perfiles : INEN 1623
Laminados : INEN 2215
Cañerías : INEN 2470

Varilla de Construcción: INEN 2167

APÉNDICE H

FORMULARIO DE REGISTRO AMBIENTAL

FORMULARIO DE REGISTRO AMBIENTAL

TRAMITE(suia)	
FECHA	
PROPONENTE	
ENTE RESPONSABLE	

Registro Ambiental 1. <u>Información del proyecto</u> 2. Datos generales 3. Marco legal referencial 4. Descripción del proceso 5. Descripción del área de implantación 6. Principales impactos ambientales 7. Plan de manejo ambiental (PMA) 8. Inventario forestal 9. Finalización	1. INFORMACION DEL PROYECTO			
	1.1 PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD (Fases y nombre proyecto)			
	Estudio de prefactibilidad para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito del cantón Colimes			
	1.2 ACTIVIDAD ECONOMICA (Según Catalogo de proyecto, obra o actividad)			
	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 20%;">Código de catalogo</td> <td>CONSTRUCCIÓN DE PUENTES, TÚNELES, ACUEDUCTOS</td> </tr> <tr> <td>-----</td> <td></td> </tr> </table>	Código de catalogo	CONSTRUCCIÓN DE PUENTES, TÚNELES, ACUEDUCTOS	-----
Código de catalogo	CONSTRUCCIÓN DE PUENTES, TÚNELES, ACUEDUCTOS			

1.3 RESUMEN DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD (Según Catalogo de proyecto, obra o actividad)				
Elaborar una propuesta que contribuya al estudio de prefactibilidad para la construcción de un puente carrozable en el recinto Boca de Guabito del cantón Colimes. Esto dará acceso al recinto; y contribuirá al desarrollo económico y social del cantón. El puente consta de dos tramos. La luz del primer tramo es de 43 m, del segundo tramo es de 20 m. El puente constará con dos carriles (un carril para cada sentido) para tránsito de vehículos con un ancho de 3.4 m cada carril, barreras laterales tipo Jersey, con drenaje del 2% en ambos lados y sin acera peatonal. El ancho total del puente es de 7.55 m.				

Registro Ambiental 1. Información del proyecto 2. <u>Datos generales</u> 3. Marco legal referencial 4. Descripción del proceso 5. Descripción del área de implantación 6. Principales impactos ambientales 7. Plan de manejo ambiental (PMA) 8. Inventario forestal 9. finalización	2. DATOS GENERALES		
	SISTEMA DE COORDENADAS (WGS-84)		
	ESTE (X)	NORTE (Y)	ALTITUD (msnm)
	598758.582	9826926.676	30 - 35
	598769.581	9826988.474	
	598962.367	9826974.834	
	598956.382	9826924.694	
	ESTADO DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD (FASE)		
	<input checked="" type="checkbox"/>	Construcción	
	<input type="checkbox"/>	Rehabilitación y/o Ampliación	
<input type="checkbox"/>	Operación y mantenimiento		
<input type="checkbox"/>	Cierre y Abandono		
DIRECCION DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD			
Recinto Boca de Guabito			
PROVINCIA	CANTON	PARROQUIA	
Guayas	Colimes	Boca de Guabito	
TIPO DE ZONA			
Urbana	<input type="checkbox"/>		
Rural	<input checked="" type="checkbox"/>		

Registro Ambiental	DATOS DEL PROMOTOR	
	NOMBRE	
	Municipio de Colimes - Alcaldesa Jackeline Ordoñez	
	CORREO ELECTRONICO DEL PROMOTOR	TELEFONO/CELULAR

<ol style="list-style-type: none"> 1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. Marco legal referencial 4. Descripción del proceso 5. Descripción del área de implantación 6. Principales impactos ambientales 7. Plan de manejo ambiental (PMA) 8. Inventario forestal 9. Finalización 	alcaldia@gadcolimes.gob.ec		042 956107/360		
	DOMICILIO DEL PROMOTOR				
	Av. Honorio Santistevan (Malecón) y Vicente Sánchez, Colimes - Ecuador				
	CARACTERISTICAS DE LA ZONA				
	Infraestructura:				
	<input checked="" type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Otros: Saneamiento (Desechos sólidos)				
	DESCRIPCION DE LA ZONA				
	Zona rural con acceso de vías de tercer orden. Poblaciones cercanas no cuentan con servicios básicos como agua ni luz.				
	ESPACIO FISICO DEL PROYECTO				
	Área del proyecto (m ²)		Área de implantación (m ²)		
Agua potable		SI	x	NO	
		Consumo de agua por mes (m ³)			
Energía eléctrica	x	SI		NO	
		Consumo energía eléctrica por mes (Kw/h)			
Acceso vehicular	x	SI		NO	
		Tipo de vías:			
		Vías Principales			
Alcantarillado		SI	x	NO	
		Vías Secundarias			
		x			
SITUACION DEL PREDIO					
		Alquiler			
		Concesionadas			
		X Propia			
		Otros			

Registro Ambiental <ol style="list-style-type: none"> 1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. Marco legal referencial 4. Descripción del proceso 5. Descripción del área de implantación 6. Principales impactos ambientales 7. Plan de manejo ambiental (PMA) 8. Inventario forestal 9. Finalización 	3. MARCO LEGAL REFERENCIAL				
	Usted deberá ajustarse al siguiente marco legal				
	NORMATIVAS				
	Constitución de la República del Ecuador				
	Art. 14.- Se reconoce el derecho de la población a vivir en un ambiente sano y ecológicamente equilibrado, que garantice la sostenibilidad y el buen vivir, <i>sumak kawsay</i> . Se declara de interés público la preservación del ambiente, la conservación de los ecosistemas, la biodiversidad y la integridad del patrimonio genético del país, la prevención del daño ambiental y la recuperación de los espacios naturales degradados.				
	Art. 66.- Se reconoce y garantizará a las personas: 27. El derecho a vivir en un ambiente sano, ecológicamente equilibrado, libre de contaminación y en armonía con la naturaleza.				
	Art. 276.- El régimen de desarrollo tendrá los siguientes objetivos: 4. Recuperar y conservar la naturaleza y mantener un ambiente sano y sustentable que garantice a las personas y colectividades el acceso equitativo, permanente y de calidad al agua, aire y suelo, y a los beneficios de los recursos del subsuelo y del patrimonio natural				
	Ley de Gestión Ambiental				
	Art. 19.- Las obras públicas, privadas o mixtas, y los proyectos de inversión públicos o privados que puedan causar impactos ambientales, serán calificados previamente a su ejecución, por los organismos descentralizados de control, conforme el Sistema Único de Manejo Ambiental, cuyo principio rector será el precautelatorio.				
	Art. 20.- Para el inicio de toda actividad que suponga riesgo ambiental se deberá contar con la licencia respectiva, otorgada por el Ministerio del ramo				
Ley de Fomento y Desarrollo Agropecuario					
Art. ...- Los centros agrícolas, cámaras de agricultura y organizaciones campesinas sujetas de crédito del Banco Nacional de Fomento y las empresas importadoras de maquinaria, equipos, herramientas e implementos de uso agropecuario, nuevos de fábrica, podrán también importar dichos bienes reconstruidos o repotenciados, que no se fabriquen en el país, dotados de los elementos necesarios para prevenir la contaminación del medio ambiente, previa autorización del Ministerio de Agricultura y Ganadería, con la obligación de mantener una adecuada provisión y existencia de repuestos para estos equipos, así como del suministro de servicios técnicos de mantenimiento y reparación durante todo el período de vida útil de estos bienes, reconociéndose como máximo para el efecto, el período de diez años desde la fecha de la importación. El Ministerio de Agricultura y Ganadería sancionará a las empresas importadoras de equipos reconstruidos o repotenciados, que no suministren inmediatamente los repuestos o servicios, con una multa de mil a cinco mil dólares de los Estados Unidos de Norteamérica y, dichas empresas quedarán obligadas a indemnizar al comprador tanto por daño emergente como por lucro cesante, por todo el tiempo que la maquinaria o equipos estuvieren paralizados por falta de repuestos o servicios de reparación					

	Acuerdo Ministerial 134
	Mediante Acuerdo Ministerial 134 publicado en el Suplemento del Registro Oficial No. 812 de 18 de octubre de 2012, se reforma el Acuerdo Ministerial No. 076, publicado en Registro Oficial Segundo Suplemento No. 766 de 14 de agosto de 2012, se expidió la Reforma al artículo 96 del Libro III y artículo 17 del Libro VI del Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente, expedido mediante Decreto Ejecutivo No. 3516 de Registro Oficial Edición Especial No. 2 de 31 de marzo de 2003; Acuerdo Ministerial No. 041, publicado en el Registro Oficial No. 401 de 18 de agosto de 2004; Acuerdo Ministerial No. 139, publicado en el Registro Oficial Suplemento No. 164 de 5 de abril de 2010, con el cual se agrega el Inventario de Recursos Forestales como un capítulo del Estudio de Impacto Ambiental
	Reglamento de Seguridad para la Construcción y Obras Públicas
	Art. 150.- Los constructores y contratistas respetarán las ordenanzas municipales y la legislación ambiental del país, adoptarán como principio la minimización de residuos en la ejecución de la obra. Entran dentro del alcance de este apartado todos los residuos (en estado líquido, sólido o gaseoso) que genere la propia actividad de la obra y que en algún momento de su existencia pueden representar un riesgo para la seguridad y salud de los trabajadores o del medio ambiente. Art. 151.- Los constructores y contratistas son los responsables de la disposición e implantación de un plan de gestión de los residuos generados en la obra o centro de trabajo que garantice el cumplimiento legislativo y normativo vigente
	Acuerdo Ministerial No. 061
	Art. 262 "De los Informes Ambientales de Cumplimiento.- Las actividades regularizadas mediante un Registro Ambiental serán controladas mediante un Informe Ambiental de Cumplimiento, inspecciones, monitoreos y demás establecidos por la Autoridad Ambiental Competente. Estos Informes, deberán evaluar el cumplimiento de lo establecido en la normativa ambiental, plan de manejo ambiental, condicionantes establecidas en el permiso ambiental respectivo y otros que la autoridad ambiental lo establezca. De ser el caso el informe ambiental contendrá un Plan de Acción que contemple medidas correctivas y/o de rehabilitación. Art. 263 De la periodicidad y revisión.- Sin perjuicio que la Autoridad Ambiental Competente pueda disponer que se presente un Informe Ambiental de Cumplimiento en cualquier momento en función del nivel de impacto y riesgo de la actividad, una vez cumplido el año de otorgado el registro ambiental a las actividades, se deberá presentar el primer informe ambiental de cumplimiento; y en lo posterior cada dos (2) años contados a partir de la presentación del primer informe de Cumplimiento.
	Reglamento para Funcionamiento de Aeropuertos en Ecuador
Ordenanza que Regula la Aplicación del Subsistema de Manejo Ambiental, Control y Seguimiento Ambiental en el cantón Guayaquil	
He leído y comprendo las Normativas <input checked="" type="checkbox"/>	

Registro Ambiental	4. DESCRIPCIÓN DE PROCESOS – FASES		
	MATERIALES, INSUMOS, EQUIPOS	ACTIVIDAD	IMPACTOS POTENCIALES
<ol style="list-style-type: none"> 1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. Marco legal referencial 4. Descripción del proceso 5. Descripción del área de implantación 6. Principales impactos ambientales 7. Plan de manejo ambiental (PMA) 8. Inventario forestal 9. Finalización 	<p>Maquinaria: retroexcavadora, pala cargadora, volqueta, herramientas menores Insumo: herramientas menores, combustible (se abastece en gasolineras)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Adecuación del campamento. • Desbroce, desbosque y limpieza. • Trazado y replanteo. • Excavación y Movimiento de tierras. • Relleno y Compactación. 	<p>Alteración del suelo. Contaminación del aire por material particulado y gases de combustión de vehículo pesado. Contaminación del aire por ruido. Alteración del Paisaje. Riesgos de accidentes por falta de IPP del personal. Riesgos de accidentes por falta de señalización.</p>
	<p>Maquinaria: volqueta, camiones. Insumo: combustible (se abastece en gasolineras)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Transporte de sub base y base. • Transporte de materiales de construcción. 	<p>Contaminación del aire por material particulado y gases de combustión de vehículo pesado. Contaminación del aire por ruido.</p>
	<p>Maquinaria: Mixer, tanquero de agua.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Fundición de estribos y pilas. 	<p>Contaminación del aire por ruido y particulado suspendido.</p>

	Insumo: cemento, agua, aditivos, hierro. Equipos: Herramientas menores, Vibrador.	<ul style="list-style-type: none"> • Fundición de pilotes. • Fundición de losa. 	Contaminación del suelo por desechos sólidos (restos de encofrado, fundas de cemento) Contaminación del suelo por material de desalojo.
	Maquinaria: Planta mezcladora de asfalto, cargadora, distribuidor de asfalto. Insumo: asfalto, material triturado, aditivos, diesel. Equipos: herramientas menores, rodillo de asfalto, rodillo neumático.	<ul style="list-style-type: none"> • Instalación de capa de rodadura de hormigón asfáltico. 	Contaminación del aire por ruido y particulado suspendido. Contaminación del agua por vertimiento al cauce de asfalto o diesel. Contaminación del suelo.

7	5. DESCRIPCION DEL AREA DE IMPLANTACION		
Registro Ambiental 10. Información del proyecto 11. Datos generales 12. Marco legal referencial 13. Descripción del proceso 14. <u>Descripción del área de implantación</u> 15. Principales impactos ambientales 16. Plan de manejo ambiental (PMA) 17. Inventario forestal 18. Finalización	CLIMA		
	Clima	<input checked="" type="checkbox"/> Cálido - húmedo <input type="checkbox"/> Cálido - seco	
	Tipo de Suelo		
	Tipo de suelo	<input checked="" type="checkbox"/> Arcilloso <input checked="" type="checkbox"/> Francos <input type="checkbox"/> Saturados	<input checked="" type="checkbox"/> Arenosos <input type="checkbox"/> Rocosos <input type="checkbox"/> Otros
	Pendiente del Suelo		
	Pendiente del suelo	<input checked="" type="checkbox"/> Llano (pendiente menor al 30%) <input type="checkbox"/> Ondulado (pendiente mayor al 30%)	<input type="checkbox"/> Montañoso (terreno quebrado)
Demografía (población más cercana)			
Demografía	<input checked="" type="checkbox"/> Entre 0 y 1.000 hbts. <input type="checkbox"/> Entre 10.001 y 100.000 hbts.	<input type="checkbox"/> Entre 1.001 y 10.000 hbts. <input type="checkbox"/> Más de 100.000 hbts.	
Registro Ambiental 1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. Marco legal referencial 4. Descripción del proceso 5. <u>Descripción del área de implantación</u>	Abastecimiento de agua población		
	Abastecimiento de agua población	<input type="checkbox"/> Agua lluvia <input type="checkbox"/> Conexión domiciliaria <input type="checkbox"/> Grifo publico	<input type="checkbox"/> Agua potable <input checked="" type="checkbox"/> Cuerpo de aguas superficiales <input type="checkbox"/> Pozo profundo

6. Principales impactos ambientales 7. Plan de manejo ambiental (PMA) 8. Inventario forestal 9. Finalización	<input checked="" type="checkbox"/> Tanquero	
	Evacuación de aguas servidas población	
	Evacuación de aguas servidas población <input type="checkbox"/> Alcantarillado <input checked="" type="checkbox"/> Fosa séptica <input type="checkbox"/> Ninguno	<input checked="" type="checkbox"/> Cuerpos de aguas superficiales <input checked="" type="checkbox"/> Letrina
	Electrificación	
	Electrificación <input type="checkbox"/> Planta eléctrica <input type="checkbox"/> Otra	<input checked="" type="checkbox"/> Red publica
	Vialidad y acceso a la población	
	Vialidad y acceso a la población <input checked="" type="checkbox"/> Caminos vecinales <input type="checkbox"/> Vías secundarias	<input type="checkbox"/> Vías principales <input type="checkbox"/> Otras
	Organización social	
	Organización social <input type="checkbox"/> Primer grado (comunal, barrial, urbanización) <input checked="" type="checkbox"/> Tercer grado (Asociaciones, recintos)	<input type="checkbox"/> Segundo grado (Cooperativa, Pre-cooperativa)
	Componente fauna	
Piso zoo geográfico donde se encuentra el proyecto <input checked="" type="checkbox"/> Tropical Noroccidental (0-800 msnm) <input type="checkbox"/> Tropical Oriental (0-800 msnm)		
Grupos faunísticos <input type="checkbox"/> Anfibios <input checked="" type="checkbox"/> Insectos <input checked="" type="checkbox"/> Peces <input type="checkbox"/> Ninguna	<input checked="" type="checkbox"/> Aves <input checked="" type="checkbox"/> Mamíferos <input checked="" type="checkbox"/> Reptiles	

6. PRINCIPALES IMPACTOS AMBIENTALES			
MATERIALES E INSUMOS			
Registro Ambiental	ACTIVIDAD	FACTOR	IMPACTO
1. Información del proyecto	• Adecuación de campamento.	HUMANO	Quejas de la comunidad por utilización del área sin permiso municipal.
2. Datos generales	• Transporte de materiales de construcción.	AGUA SUELO AIRE HUMANO	Cambios en los patrones de drenaje. Emisiones de material particulado, gases, ruido.
3. Marco legal referencial			
4. Descripción del proceso			
5. Descripción del área de implantación			

6. <u>Principales impactos ambientales</u> 7. Plan de manejo ambiental (PMA) 8. Inventario forestal 9. Finalización	<ul style="list-style-type: none"> • Transporte de sub base y base. • Movimiento de Maquinaria y Equipo • Excavación, relleno y compactación de material granular. 		Cambios en la calidad del suelo. Salud y seguridad de los trabajadores. Generación de empleo. Afección del agua causada por materiales de construcción y descargados en el cuerpo hídrico. Deterioro de la calidad del agua del río Paján, por incremento de la turbiedad y color.
	<ul style="list-style-type: none"> • Fundición de estribos y pilas. • Fundición de pilotes. • Fundición de losa. • Instalación de capa de rodadura de hormigón asfáltico. 	AGUA SUELO AIRE HUMANO	Emisiones de material particulado, gases, ruido. Afección al suelo y agua por el almacenamiento y disposición inadecuada. Afección al suelo y vegetación por el almacenamiento temporal y desalojo de material proveniente del proceso constructivo. Riesgos de accidentes por impericia o imprudencia por falta señalización vertical y horizontal. Riesgo de accidentes para los transeúntes por las actividades del proceso de construcción de la vía. Riesgo de accidentes laborales por falta de equipo de protección personal. Generación de empleo.

ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

Registro Ambiental 1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. Marco legal referencial 4. Descripción del proceso 5. Descripción del área de implantación 6. Principales impactos ambientales 7. <u>Plan de manejo ambiental (PMA)</u> 8. Inventario forestal 9. Finalización	7. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL (ingresar los planes que apliquen a su proyecto, obra o actividad)				
	Plan de prevención y mitigación de impactos (PPM)				
	Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto
	Operación y mantenimiento de maquinaria y equipo Todo vehículo para transporte de materiales debe contar con lona debidamente ajustada y en buen estado.	Proponente Constructor Fiscalizador	Mes 1	Mes 5	Indirectos
	Control de materiales de construcción Las excavaciones y rellenos, así como los materiales de construcción deberán sujetarse a las especificaciones técnicas de los diseños.	Proponente Constructor Fiscalizador	Mes 1	Mes 5	Indirectos
Plan de manejo de desechos (PMD)					
Manejo de desechos de construcción y escombros Trituración y reutilización de escombros en otras obras o disposición en un relleno autorizado.	Proponente Constructor Fiscalizador	Mes 1	Mes 5	Indirectos	

	Baterías sanitarias portátil (Alquiler 1 unidad por mes)				\$ 700.00			
Plan de relaciones comunitarias (PRC)								
	Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto			
	Información y participación ciudadana Informar a la ciudadanía de las obras que van a ejecutarse y de los beneficios del proyecto, mediante instructivos o trípticos. Cartel de información de obra	Proponente Constructor Fiscalizador	Mes 1	Mes 1	\$ 57.00 \$ 2000.00			
Plan de contingencias (PC)								
	Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto			
	Plan de Contingencias: Contra alguna eventualidad	Constructor	Mes 1	Mes 5	\$ 1000.00			
Plan de comunicación y capacitación (PCC)								
	Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto			
	Capacitación y entrenamiento ambiental Charlas de concientización ambiental	Proponente Constructor	Mes 1	Mes 3	\$ 406.58			
Plan de seguridad y salud ocupacional (PSSO)								
	Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto			
	Seguridad y Salud ocupacional – Control de riesgo Cinta reflectiva de señalización Construcción e instalación de letrero-metal. Reflectivo de señal de seguridad Equipos de seguridad (20 IPP)	Constructor Fiscalizador	Mes 1	Mes 5	\$ 270.00 \$ 361.95 \$ 1000.00			
Plan de monitoreo y seguimiento (PMS)								
	Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto			
	Control de polvo	Constructor Fiscalizador	Mes 1	Mes 5	\$ 382.32			
	Seguimiento al Plan de Manejo Ambiental 1 profesional a medio tiempo	Proponente Constructor Fiscalizador	Mes 1	Mes 5	\$ 2500.00			
Plan de rehabilitación (PR)								
	Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto			
	NO APLICA	-	-	-	-			
Plan de cierre, abandono y entrega del área (PCA)								
	Actividad	Responsable	Fecha inicio	Fecha fin	Presupuesto			
	Plan de abandono Retiro y cierre de campamento, limpieza	Proponente Constructor Fiscalizador	Mes 5	Mes 5	\$ 1200.00			
Cronograma del Plan de Manejo Ambiental								
	PMA	Meses					Costo \$	
		1	2	3	4	5	6	

	<i>Plan de Prevención y Mitigación de Impactos.</i>	x	x	x	x	x		Indirectos
	<i>Plan de Manejo de Desechos.</i>	x	x	x	x	x		700.00
	<i>Plan de Relaciones Comunitarias</i>	x						2057.00
	<i>Plan de Contingencias.</i>	x	x	x	x	x		1000.00
	<i>Plan de Comunicación y Capacitación</i>	x		x				406.58
	<i>Plan de Seguridad y Salud Ocupacional.</i>	x	x	x	x	x		1631.95
	<i>Plan de Monitoreo y Seguimiento.</i>	x	x	x	x	x		2882.32
	<i>Plan de Cierre, abandono y entrega del área.</i>					x		1200.00

8. INVENTARIO FORESTAL	
<p>Registro Ambiental</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. Marco legal referencial 4. Descripción del proceso 5. Descripción del área de implantación 6. Principales impactos ambientales 7. Plan de manejo ambiental (PMA) 8. <u>Inventario forestal</u> 9. Finalización 	<p>Su proyecto tiene remoción de cobertura vegetal nativa?</p> <p> <input type="checkbox"/> SI <input checked="" type="checkbox"/> NO </p>

PLANOS