



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE PARA PASO PEATONAL Y GANADADO
VACUNO, EN LA PARROQUIA PUCAYACU, CANTÓN LA MANÁ, PROVINCIA DE
COTOPAXI**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil

AUTOR: Holger Adrián Lombeida Cuenca
TUTOR: Daniel Armando Valverde Castillo

Quito - Ecuador
2023

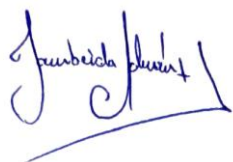
CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Holger Adrián Lombeida Cuenca con documento de identificación N° 0202694709; manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 21 de julio del 2023

Atentamente,



Holger Adrián Lombeida Cuenca

0202694709

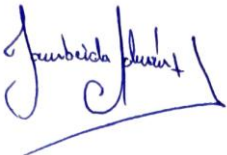
**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Holger Adrián Lombeida Cuenca con documento de identificación 0202694709, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto Técnico: Diseño estructural de un Puente para paso Peatonal y Ganado vacuno, en la Parroquia Pucayacu, Cantón La Maná, Provincia de Cotopaxi, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 21 de julio del 2023

Atentamente,



Holger Adrián Lombeida Cuenca

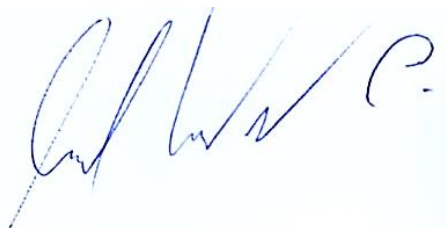
0202694709

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Daniel Armando Valverde Castillo con documento de identificación N° 1900467869, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE PARA PASO PEATONAL Y GANADO VACUNO, EN LA PARROQUIA PUCAYACU, CANTÓN LA MANÁ, PROVINCIA DE COTOPAXI, realizado por Holger Adrián Lombeida Cuenca con documento de identificación N° 0202694709, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 21 de julio del 2023

Atentamente,



Ing. Daniel Armando Valverde Castillo, MSc.

1900467869

ÍNDICE

ÍNDICE.....	5
LISTADO DE IMÁGENES.....	11
LISTA DE TABLAS.....	20
RESUMEN.....	21
ABSTRACT.....	22
CAPÍTULO I.....	23
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES.....	23
1.1. GLOSARIO DE TÉRMINOS.....	23
1.2. PROBLEMA DE ESTUDIO.....	23
1.2.1. Antecedentes.....	23
1.2.2. Importancia y Alcance.....	24
1.2.3. Delimitación.....	25
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	26
1.4. GRUPO OBJETIVO (BENEFICIARIOS).....	27
1.5. OBJETIVOS.....	27
1.5.1. Objetivo General.....	27
1.5.2. Objetivos Específicos.....	27
CAPÍTULO II.....	28
MARCO TEÓRICO.....	28
2.1 DEFINICIONES.....	28

2.1.1. Puente.....	28
2.1.2. Superestructura	28
2.1.2.1. Tablero o Losa	28
2.1.2.2. Vigas.....	29
2.1.2.3. Pasamanos	29
2.1.3. Infraestructura.....	29
2.1.3.1. Estribos.....	29
2.1.3.2. Pilares	30
2.1.3.3. Cimentación.....	30
2.2. CLASES DE PUENTE.....	30
2.2.1. Puentes por su Material de Construcción.....	30
2.2.1.1. Puente de Concreto Reforzado	30
2.2.1.2. Puente de Concreto Pre-esforzado	30
2.2.1.3 Puente de Concreto Postensado	31
2.2.1.4. Puente de Madera.....	31
2.2.1.5. Puente de Acero	31
2.2.2. Puentes por su función.....	31
2.2.2.1. Puente Peatonal.....	31
2.2.2.2. Puente Vehicular	31
2.2.2.3. Puente Ferroviario.....	32
2.2.3. Puentes por su Tipo de Estructura	32
2.2.3.1. Puente Tipo Viga	32
2.2.3.2. Puente Colgante	32
2.2.3.3. Puente Cantiléver.....	33

2.2.3.4. Puente en Arco.....	34
2.3. CRITERIOS PARA SELECCIONAR EL TIPO DE PUENTE.....	34
2.3.1. Aspectos Económicos.....	34
2.3.2. Aspectos Constructivos	34
2.3.3. Plazo de Entrega.....	35
2.4. DISPOSITIVOS DE APOYO	35
2.4.1. Tipos de Dispositivos	35
2.4.1.1. Dispositivos Fijos.....	35
2.4.1.2. Dispositivos de expansión	35
2.5. CARGAS EN PUENTES	36
2.5.1. Cargas permanentes	36
2.5.2. Cargas Transitorias.....	36
2.5.3. Cargas Laterales	36
CAPÍTULO III.....	37
METODOLOGÍA	37
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN	37
3.2. MÉTODO	37
3.3. TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.....	38
3.4. PROCESO TÉCNICO DE INGENIERÍA CIVIL	38
3.4.1. Recolección de Información Disponible.....	38
3.4.1.1. Estudios Previos.....	39
3.4.1.1.1. Estudio Topográfico de la Zona del Proyecto.....	39
3.4.1.1.2. Estudios de Suelos.....	39
3.4.1.1.3. Estudio Hidrológico de la Zona del Proyecto	41

3.4.2. <i>Elaboración de memorias</i>	41
3.4.2.1. Memoria Descriptiva Puente Tipo Viga.....	41
3.4.2.1.1. Ubicación Geográfica del Proyecto.....	42
3.4.2.1.2. Descripción del proyecto	42
3.4.2.1.3. Normas y Parámetros del Diseño	44
3.4.2.1.4. Especificación de Materiales	45
3.4.2.1.5. Método de cálculo	46
3.4.2.1.6. Resumen de Materiales Puente Tipo Viga.....	46
3.4.2.1.7. Presupuesto Referencial Puente Tipo Viga	47
3.4.2.2. Parámetros de Diseño Puente Tipo Viga.....	47
3.4.2.2.1. Descripción	48
3.4.2.2.2. Geometría.....	48
3.4.2.2.3. Determinación de Cargas.....	49
3.4.2.2.4. Combinaciones de Carga	50
3.4.2.2.5. Método de Cálculo	51
3.4.2.3. Memoria Cálculo Puente Tipo Viga	52
3.4.2.3.1. Principios y Alcances	52
3.4.2.3.2. Propiedades de Materiales	52
3.4.2.3.3. Geometría del Puente Tipo Viga de Acero.....	52
3.4.2.3.4. Cargas	54
3.4.2.3.5. Estribos	56
3.4.2.3.6. Muros.....	71
3.4.2.3.7. Resultados Puente Tipo Viga de Acero.....	86
3.4.2.4. Memoria Descriptiva Puente Tipo Colgante	111

3.4.2.4.1. Ubicación Geográfica del Proyecto.....	111
3.4.2.4.2. Descripción del proyecto	112
3.4.2.4.3. Normas y Parámetros del Diseño	113
3.4.2.4.4. Especificación de Materiales	114
3.4.2.4.5. Método de cálculo	115
3.4.2.4.6. Resumen de Materiales Puente Tipo Colgante	116
3.4.2.4.7. Presupuesto Referencial Puente Tipo Colgante	116
3.4.2.5. Parámetros de Diseño Puente Colgante	117
3.4.2.5.1. Descripción del Puente Colgante	118
3.4.2.5.2. Geometría.....	118
3.4.2.5.3. Determinación de Cargas.....	119
3.4.2.5.4. Combinaciones de Carga	120
3.4.2.5.5. Método de Cálculo	121
3.4.2.6. Memoria Cálculo Puente Colgante	121
3.4.2.6.1 Principios y Alcances	121
3.4.2.6.2. Propiedades de Materiales	122
3.4.2.6.3. Geometría del Puente Tipo Viga de Acero.....	122
3.4.2.6.5. Castillos	127
3.4.2.6.6. Macizo de Anclaje.....	129
3.4.3 Elección de Alternativa final del Puente.....	165
CAPITULO IV	166
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	166
4.1. CONCLUSIONES.....	166
4.2. RECOMENDACIONES.....	167

ANEXOS.....	172
ANEXO 1: PLANOS DE DISEÑO	172
.....	177
ANEXO 2: DISEÑO PERFILES SUPERESTRUCTURA.....	178
ANEXO 3: DISEÑO NEOPRENO	191
ANEXO 4: DISEÑO DEL PASAMANOS METÁLICO	194
ANEXO 5: DISEÑO ESTRIBO A GRAVEDAD DE PUENTE TIPO VIGA.....	198
ANEXO 6: DISEÑO MURO A GRAVEDAD	205
ANEXO 7: DISEÑO PUENTE COLGANTE.....	209
ANEXO 8: DISEÑO DEL MACIZO DE ANCLAJE.....	229
ANEXO 9: DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA	232
ANEXO 10: ANÁLISIS SÍSMICO PARA MUROS, ESTRIBOS. TEORÍA DE MONONOBE OKABE	240
ANEXO 11: ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS	241

LISTADO DE IMÁGENES

Figura 1:Ubicación del proyecto – sentido Sur-Este.....	25
Figura 2:Esquema de puente tipo viga	32
Figura 3:Esquema de puente tipo colgante.....	33
Figura 4:Esquema de puente tipo Cantiléver.....	33
Figura 5:Esquema de puente tipo arco	34
Figura 6:Límites de Atterberg.....	40
Figura 7:Sección Transversal del puente.....	42
Figura 8:Elevación Lateral del puente	43
Figura 9:Implantación General del puente	48
Figura 10:Dimensiones y Pesos de Ganado Vacuno Holstein Friesian	49
Figura 11:Modelo Tridimensional SAP2000	51
Figura 12:Definición Viga Longitudinal.....	52
Figura 13:Definición Viga transversal	53
Figura 14:Vista en planta del puente.....	54
Figura 15:Carga de Pasamanos.....	54
Figura 16:Carga Viva.....	54
Figura 17:Cargas en el Puente	55
Figura 18:Vista de carga de pasamanos	55
Figura 19:Vista de carga viva.....	56

Figura 20:Empuje vertical	56
Figura 21:Sobrecarga en relleno	57
Figura 22:Empuje horizontal	57
Figura 23:Empuje Sismo	58
Figura 24:Empuje Pasivo	59
Figura 25:Peso de plataforma	59
Figura 26:Coeficiente de Balasto	60
Figura 27:Vista Tridimensional Estribos	60
Figura 28:Vista Empuje vertical	61
Figura 29:Vista Sobrecarga	62
Figura 30:Vista Empuje Horizontal	62
Figura 31:Vista Empuje Sismo	64
Figura 32:Vista Empuje pasivo.....	67
Figura 33:Vista peso plataforma.....	69
Figura 34:Vista definición de apoyos en cimentación	70
Figura 35:Vista definición del balasto	70
Figura 36:Empuje vertical	71
Figura 37:Sobrecarga del relleno	72
Figura 38:Empuje horizontal	72
Figura 39:Empuje sismo.....	72

Figura 40:Empuje Pasivo	73
Figura 41:Coeficiente de Balasto	73
Figura 42:Vista tridimensional muros.....	74
Figura 43:Vista Empuje vertical	74
Figura 44:Vista Sobrecarga	75
Figura 45:Vista Empuje Horizontal	76
Figura 46:Vista Empuje sismo.....	79
Figura 47:Vista Empuje pasivo.....	83
Figura 48:Vista definición de apoyos en cimentación	85
Figura 49:Vista definición del balasto	85
Figura 50:Modelo Tridimensional SAP2000	86
Figura 51:Momento (M3)- Carga Muerta- Sección entera del puente.....	87
Figura 52:Cortante (V2)- Carga Muerta- Sección entera del puente	87
Figura 53:Momento (M3)- Carga Muerta- Sección viga	87
Figura 54:Cortante (V2)- Carga Muerta- Sección viga.....	87
Figura 55:Momento (M3)- Carga Viva- Sección entera del puente	88
Figura 56:Cortante (V2)- Carga Viva- Sección entera del puente.....	88
Figura 57:Momento (M3)- Carga Viva- Sección viga	88
Figura 58:Cortante (V2)- Carga Viva- Sección viga	89
Figura 59:Momento (M3)- Carga Pasamanos- Sección entera del puente.....	89

Figura 60:Cortante (V2)- Carga Pasamanos- Sección entera del puente	89
Figura 61:Momento (M3)- Carga Pasamanos- Sección viga	89
Figura 62:Cortante (V2)- Carga Pasamanos- Sección viga.....	90
Figura 63:Reacciones Superestructura Carga Muerta.....	90
Figura 64:Reacciones Superestructura Carga Viva	90
Figura 65:Reacciones Superestructura Carga Pasamanos.....	91
Figura 66:Esfuerzos Horizontales- Peso Propio- Estribo Puente	93
Figura 67:Esfuerzos Verticales- Peso Propio- Estribo Puente	93
Figura 68:Esfuerzos Longitudinales- Empuje Vertical- Estribo Puente	94
Figura 69:Esfuerzos Transversales- Empuje Vertical- Estribo Puente	94
Figura 70:Esfuerzos Longitudinales- Sobrecarga Viva- Estribo Puente.....	94
Figura 71:Esfuerzos Transversales- Sobrecarga Viva- Estribo Puente.....	95
Figura 72:Esfuerzos Horizontales- Empuje Horizontal- Estribo Puente	95
Figura 73:Esfuerzos Verticales- Empuje Horizontal- Estribo Puente.....	96
Figura 74:Esfuerzos Horizontales- Sismo- Estribo Puente	96
Figura 75:Esfuerzos Verticales- Sismo- Estribo Puente	96
Figura 76:Esfuerzos Horizontales- Empuje Pasivo- Estribo Puente.....	97
Figura 77:Esfuerzos Verticales- Empuje Pasivo- Estribo Puente.....	97
Figura 78:Esfuerzos Horizontales- Peso Plataforma- Estribo Puente.....	98
Figura 79:Esfuerzos Verticales- Peso Plataforma- Estribo Puente.....	98

Figura 80: Esfuerzos Longitudinales y Transversales- Servicio- Cimentación Estribo	99
Figura 81: Deformaciones- Servicio- Cimentación Estribo	99
Figura 82: Esfuerzos Horizontales- Peso Propio- Muro Puente	101
Figura 83: Esfuerzos Verticales- Peso Propio- Muro Puente	101
Figura 84: Esfuerzos Horizontales- Empuje Vertical- Muro Puente	101
Figura 85: Esfuerzos Verticales- Empuje Vertical- Muro Puente	102
Figura 86: Esfuerzos Longitudinales- Sobrecarga- Muro Puente.....	102
Figura 87: Esfuerzos Transversales- Sobrecarga- Muro Puente.....	103
Figura 88: Esfuerzos Horizontales- Empuje Horizontal- Muro Puente	103
Figura 89: Esfuerzos Verticales- Empuje Horizontal- Muro Puente	104
Figura 90: Esfuerzos Horizontales- Sismo- Muro Puente.....	104
Figura 91: Esfuerzos Verticales- Sismo- Muro Puente	104
Figura 92: Esfuerzos Horizontales- Empuje Pasivo- Muro Puente	105
Figura 93: Esfuerzos Verticales- Empuje Pasivo- Muro Puente	105
Figura 94: Esfuerzos Longitudinales y Transversales- Servicio- Cimentación Muro Puente .	106
Figura 95: Deformaciones- Servicio- Cimentación Muro Puente	106
Figura 96: Ratios Diseño Plataforma Puente tipo viga	107
Figura 97: Diseño Viga Longitudinal Puente Tipo Viga de Acero	108
Figura 98: Diseño Viga Transversal Puente Tipo Viga de Acero	109
Figura 99: Sección Transversal del puente.....	112

Figura 100:Elevación Lateral del puente.....	113
Figura 101: Implantación General del puente	118
Figura 102:Espectro de diseño NEC 2015	120
Figura 103:Modelo Tridimensional SAP2000.....	121
Figura 104:Definición Viga Longitudinal.....	122
Figura 105:Definición Viga Transversal.....	123
Figura 106:Definición sección cable puente colgante	123
Figura 107:Definición sección péndola colgante.....	124
Figura 108:Vista en planta del puente.....	124
Figura 109:Vista lateral del puente	124
Figura 110:Sobrecarga muerta.....	125
Figura 111:Carga Viva.....	125
Figura 112:Cargas en el Puente	126
Figura 113:Vista de carga por sobrecarga muerta	126
Figura 114:Vista de carga viva.....	127
Figura 115:Vista tridimensional Castillo de Puente	127
Figura 116:Definición de sección Columnas.....	128
Figura 117:Definición de sección Vigas	128
Figura 118:Vista bidimensional de macizo de anclaje.....	129
Figura 119:Tensiones en macizos de anclaje.....	129

Figura 120:Vista tridimensional Cimentación.....	130
Figura 121:Definición de sección para cimentación.....	130
Figura 122:Definición de cargas en cimentación.....	131
Figura 123:Definición de apoyos en cimentación	131
Figura 124:Modelo Tridimensional SAP2000.....	132
Figura 125:Momento (M3)- Peso Propio- Sección entera del puente.....	132
Figura 126:Cortante (V2)- Peso Propio- Sección entera del puente.....	133
Figura 127:Momento (M3)- Carga Muerta- Sección viga longitudinal.....	133
Figura 128:Cortante (V2)- Carga Muerta- Sección viga longitudinal	133
Figura 129:Momento (M3)- Carga Muerta- Sección viga transversal.....	134
Figura 130:Cortante (V2)- Carga Muerta- Sección viga transversal	134
Figura 131:Momento (M3)- Carga Viva- Sección entera del puente	134
Figura 132:Cortante (V2)- Carga Viva- Sección entera del puente.....	135
Figura 133:Momento (M3)- Carga Viva- Sección viga longitudinal	135
Figura 134:Cortante (V2)- Carga Viva- Sección viga longitudinal.....	135
Figura 135:Momento (M3)- Carga Viva- Sección viga transversal	136
Figura 136:Cortante (V2)- Carga Viva- Sección viga transversal.....	136
Figura 137:Momento (M3)- Sobrecarga muerta - Sección entera del puente	136
Figura 138:Cortante (V2)- Sobrecarga muerta - Sección entera del puente	137
Figura 139:Momento (M3)- Sobrecarga muerta- Sección viga longitudinal	137

Figura 140:Cortante (V2)- Sobrecarga muerta- Sección viga longitudinal	137
Figura 141:Momento (M3)- Sobrecarga muerta- Sección viga transversal	138
Figura 142:Cortante (V2)- Sobrecarga muerta- Sección viga transversal	138
Figura 143:Ubicación tensión inicial en cable (To)- Puente Colgante	138
Figura 144:Tensión inicial en cable (To)- Carga Muerta- Puente Colgante	139
Figura 145:Tensión inicial en cable (To)- Carga Viva- Puente Colgante	139
Figura 146:Tensión inicial en cable (To)- Sobrecarga muerta- Puente Colgante.....	139
Figura 147:Tensión inicial en cable (To)- SERVICIO- Puente Colgante.....	140
Figura 148:Ubicación tensión máxima en cable (Tmax)- Puente Colgante.....	140
Figura 149:Tensión máxima en cable (Tmax)-Carga Muerta- Puente Colgante.....	140
Figura 150:Tensión máxima en cable (Tmax)-Carga Viva- Puente Colgante	141
Figura 151:Tensión máxima en cable (Tmax)-Sobrecarga muerta- Puente Colgante	141
Figura 152:Tensión máxima en cable (Tmax)- Servicio- Puente Colgante	141
Figura 153:Ubicación tensión máxima en péndolas (Tmax)- Puente Colgante	142
Figura 154:Tensión máxima péndola (Tmax)-Carga Muerta- Puente Colgante	142
Figura 155:Tensión máxima péndola (Tmax)-Carga Viva- Puente Colgante	143
Figura 156:Tensión máxima péndola (Tmax)-Sobrecarga muerta- Puente Colgante.....	143
Figura 157:Tensión máxima en péndola (Tmax)- SERVICIO- Puente Colgante	143
Figura 158:Reacciones estructura- Carga Muerta-Columna Izquierda-Columna Derecha...	144
Figura 159:Reacciones estructura- Carga Viva-Columna Izquierda-Columna Derecha	144

Figura 160:Reacciones estructura- Sobrecarga Muerta-Columnas Izquierda y Derecha	144
Figura 161:Ratios Diseño Plataforma Puente colgante.....	145
Figura 162:Diseño Viga Transversal Puente Colgante	145
Figura 163:Diseño Viga Longitudinal Puente Colgante	147
Figura 164:Ratios Diseño Castillos Puente colgante	149
Figura 165:Diagramas Columnas de Castillos- Columnas 40x40.....	150
Figura 166: Diseño Columnas de Castillos	151
Figura 167:Diseño Columnas de Castillos- Flexural Details	153
Figura 168:Diseño Columnas de Castillos- Shear Details	154
Figura 169:Diseño Columnas de Castillos- Diagrama de Iteración.....	155
Figura 170:Diagramas Vigas de Castillos- Viga 30x40.....	156
Figura 171:Diseño Vigas (30x40) de Castillos- Summary	156
Figura 172:Diseño Vigas (30x40) de Castillos- Flexural Details.....	157
Figura 173:Diseño Vigas (30x40) de Castillos- Shear Details.....	158
Figura 174:Diagramas Vigas de Castillos- Viga 30x30.....	159
Figura 175:Diseño Vigas (30x30) de Castillos- Summary	160
Figura 176:Diseño Vigas (30x30) de Castillos- Flexural Details.....	161
Figura 177:Diseño Vigas (30x30) de Castillos- Shear Details.....	162
Figura 178:Esfuerzos Longitudinales y Transversales- Servicio- Cimentación Castillo Puente Colgante	164

LISTA DE TABLAS

Tabla 1:Resumen de materiales del puente tipo viga.....	46
Tabla 2:Presupuesto referencial del puente tipo viga	47
Tabla 3:Resumen de los materiales del puente tipo colgante.....	116
Tabla 4:Presupuesto referencial del puente tipo colgante	116
Tabla 5:Selección de Alternativa de Puente.....	165

RESUMEN

El presente trabajo de titulación aborda la necesidad de construir un puente en la parroquia Pucayacu, ubicada en el cantón La Maná. Actualmente, los habitantes de la zona se enfrentan a dificultades de movilidad al tener que cruzar un estero caminando, sorteando una pendiente pronunciada con presencia de maleza, lodo y agua, lo que pone en riesgo sus vidas. Esta situación se agrava durante la temporada de lluvias, cuando el nivel del agua dificulta aún más el cruce.

El enfoque principal del proyecto es proporcionar una solución efectiva a esta problemática, mejorando la movilidad de los habitantes de la parroquia y contribuyendo a su calidad de vida. Además, se busca facilitar el traslado del ganado vacuno y promover el desarrollo turístico del sector. El proyecto técnico analiza y compara dos alternativas de diseño estructural para el puente: un tipo colgante y otro tipo viga.

Por lo cual se realizó un estudio técnico-económico que consideró aspectos como la viabilidad financiera, la estabilidad de la estructura y los criterios constructivos. Como resultado, se determinó que la alternativa de puente tipo viga de acero es la opción más eficiente y económica, presentando ventajas en términos de simplicidad de montaje, transporte y reducción de plazos de entrega.

Palabras Clave: Diseño Estructural Puente, Puente Tipo Viga, Puente Tipo Colgante, Análisis técnico-económico, Selección de alternativas de Puente.

ABSTRACT

This thesis addresses the need to build a bridge in the Pucayacu parish, located in the canton La Maná. Currently, the inhabitants of the area face mobility difficulties when they must cross an estuary on their foot, crossing a steep slope with the presence of weeds, mud, and water, which puts their lives at risk. This situation is worsened during the rainy season, when the water level makes the crossing even more difficult.

The main focus of the project is to provide an effective solution to this problem, improving the mobility of the inhabitants of the parish and contributing to their quality of life. In addition, it seeks to facilitate the movement of cattle and promote tourism development in the sector. The technical project analyzes and compares two structural design alternatives for the bridge: a suspension type and a beam type.

A technical-economic study was carried out that considered aspects such as financial viability, structural stability, and construction criteria. As a result, it was determined that the steel girder bridge alternative is the most efficient and economical option, presenting advantages in terms of simplicity of assembly, transportation, and reduced delivery time.

Keywords: Bridge Structural Design, Girder Type Bridge, Suspension Type Bridge, Technical-economic analysis, Selection of Bridge alternatives.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1. GLOSARIO DE TÉRMINOS

Falso Puente: Se refiere a una estructura temporal para la posterior construcción del puente en la que suele apoyarse elementos de la superestructura del puente. (Falcón, 2020).

Estero: Son zonas pantanosas suelen tener agua debido a la lluvia o por el desborde de un río.

Sinuoso: Se usa este término para referirse a que es muy irregular que posee ondulaciones curvas y recodos.

Estiaje: Se refiere a el mínimo nivel de agua que llega un río en épocas de calor.

1.2. PROBLEMA DE ESTUDIO

1.2.1. Antecedentes

El proyecto técnico nace de la necesidad de un puente en el cantón la Maná parroquia Pucayacu debido a la dificultad de movilidad de los moradores del sector, ya que en el área existe un estero. Actualmente los habitantes de la zona tienen que cruzar el estero caminando, teniendo que bajar y subir una pendiente pronunciada con presencia de maleza, lodo y agua poniendo su vida en riesgo. Cuando el terreno se encuentra en buenas condiciones los habitantes se demoran aproximadamente 15 minutos en cruzar, mientras que cuando se concentra la humedad en la tierra y la maleza esta grande pueden tardar más de 25 minutos en realizar el mismo trayecto. En la época de invierno el cruce del estero se complica aún más ya que el nivel de agua sube haciendo casi imposible cruzarlo. Por lo expuesto anteriormente, se plantea que con el puente ya construido los habitantes de la parroquia no tengan dificultades en cruzar el estero por lo que el tiempo de cruce sería menor. (Lucero, 2017)

El cantón La Maná está constituido por 5 parroquias de las cuales 3 son urbanas y 2 rurales, en donde Pucayacu pertenece al sector rural. Esta parroquia posee una extensión aproximada de 18.000 Ha. Las cuales se dedican principalmente a la agricultura y ganadería. El sector se encuentra en pleno crecimiento ya que busca mejorar su movilidad y lograr la comercialización de sus productos. Esta necesidad de crecimiento en la parroquia causa que los habitantes tengan que movilizar su ganado vacuno por terrenos sinuosos y esteros con grandes cantidades de agua, lo que causa dificultad al trasladar el ganado de un lugar de pastoreo a otro. (Jaramillo & Andrade, 2022)

Actualmente los moradores de la parroquia de Pucayacu sienten que sus comunidades no se benefician del turismo, por la dificultad en el acceso a los diferentes lugares turísticos del sector, los cuales no son reconocidos a nivel nacional por ser un lugar rural, causando poca promoción de sus atractivos turísticos y afectando económicamente a la parroquia. (Guishca, 2021)

1.2.2. Importancia y Alcance

Los habitantes de la parroquia Pucayacu no cuentan con un puente que permita el paso peatonal y del ganado vacuno, para lo cual se requiere del diseño estructural para su construcción, por lo que se pretende analizar dos alternativas que resulten viables de forma técnica y económica, obteniendo el mejor diseño de puente que brindara a los moradores de la parroquia una mejora en su movilidad y su calidad de vida.

El proyecto técnico fomentado por la Universidad Politécnica Salesiana promueve la visión de educación integral impartida en la institución, aportando al país con próximos profesionales que ponen a prueba sus conocimientos técnicos en un ámbito lo más semejante al laboral contribuyendo al desarrollo del país y a su gente.

El alcance del proyecto comprende la comparación de los diseños estructurales de dos alternativas de puente que serán tipo colgante y viga, los cuales se analizan por ser los más utilizados

para puentes peatonales y por las condiciones del terreno. Siendo la mejor opción de diseño la que nos proporcione una óptima utilización de los recursos presentes tras un análisis técnico económico. (García & Parra, 2014)

Con el presente proyecto se pretende beneficiar a la parroquia de Pucayacu con los planos para su próxima construcción, así como también contribuir con la comunidad universitaria para ser una posible referencia en futuros trabajos de investigación.

1.2.3. Delimitación

La ubicación del proyecto pertenece a la parroquia de “Pucayacu”, ubicada en el cantón de La Maná, provincia del Cotopaxi.

El proyecto consta de un puente para los habitantes y ganado vacuno, que estará ubicado en la parroquia de “Pucayacu”, cercano a la finca “7 machos”. Coordenadas UTM (17M 710601,77m E 9920905.77m S)

Figura 1

Ubicación del proyecto – sentido Sur-Este



Nota. Se presenta la localización del proyecto técnico, cercano a la finca 7 machos y al río cristal. Elaborado por: El autor a través de Google Earth (2022)

1.3. JUSTIFICACIÓN

El presente proyecto técnico se realiza con el objetivo de contribuir con el diseño estructural de un puente peatonal y ganado vacuno para la parroquia de Pucayacu. El proyecto es de gran interés para los moradores ya que favorece a la movilidad, mejora el turismo y evita pérdidas económicas y sociales. La construcción del puente es de beneficio social sobre todo en épocas de invierno ya que en la parroquia existe una alta frecuencia de deslizamientos e inundaciones causando daños a sus medios de producción económica y la destrucción sus ejes viales. (Lucero, 2017)

Con respecto al turismo las autoridades de la parroquia y sus moradores esperan que, al aumentar sus vías de comunicación y la promoción de sus diferentes atractivos turísticos, los habitantes puedan obtener beneficios económicos de las personas que visiten las diferentes fuentes de turismo, además de crear fuentes de trabajo para los habitantes de la parroquia. (Guishca, 2021)

Para el proyecto se cuenta con los estudios topográficos y de suelos, lo que permite que los diseños estructurales del puente sean factibles además se cuenta con una buena aceptación y predisposición de los moradores hacia el proyecto.

Se pretende que el diseño estructural del puente permita que la parroquia obtenga un puente peatonal y de ganado vacuno que cumpla con optimizar los materiales en su próxima construcción además regirse a la normativa vigente NEC 2015 la cual señala en la sección 9.2.2 del capítulo de peligros sísmicos que para el diseño sismo resistente de puentes se adoptaran los objetivos de desempeño, nivel de amenaza sísmica y niveles de desempeño estructural especificados en AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Al ocupar esta norma se contribuye con la adecuada movilidad para su ganado y así como la de sus moradores.

1.4. GRUPO OBJETIVO (BENEFICIARIOS)

Se pretende beneficiar a la parroquia de Pucayacu del cantón la Maná en su totalidad rural, conformada por pequeños poblados con la necesidad de un puente que permita el cruce peatonal y de ganado. Además, el proyecto contribuye a la base de datos de la Universidad politécnica salesiana en donde los estudiantes pueden obtener posibles ideas para nuevos proyectos de titulación.

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. Objetivo General

Realizar el diseño estructural de dos alternativas de un puente peatonal y ganado vacuno con el uso del software SAP2000 para la próxima construcción del puente en la parroquia de Pucayacu.

1.5.2. Objetivos Específicos

Analizar los estudios técnicos proporcionados por la comunidad de Pucayacu para obtener las propiedades mecánicas del suelo y la ubicación del puente.

Realizar los diseños estructurales de un puente de tipo viga y colgante por medio del software SAP2000 para la hacer un buen uso de los materiales y recursos.

Determinar el presupuesto del puente peatonal y ganado vacuno mediante el planteamiento de rubros y la cuantificación de materiales con el fin de conocer el costo del proyecto

Decidir la mejor alternativa de puente mediante un análisis técnico económico para la selección del diseño estructural más eficiente y económico.

Verificar los planos estructurales del puente mediante su respectiva aprobación para la entrega a la parroquia de Pucayacu.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 DEFINICIONES

2.1.1. Puente

Se define al tipo de estructura especial que permite el paso desde un lado hacia otro. Un puente es la “Obra de arte especial requerida para atravesar a desnivel un accidente geográfico o un obstáculo artificial por el cual no es posible el tránsito en la dirección de su eje” (Escudero, 2003, p. 7), permitiendo el tránsito adecuado de animales, vehículos y peatones, conformado de 2 elementos superestructura e infraestructura.

2.1.2. Superestructura

Es la parte de los elementos que soportan la carga muerta y carga viva de un puente. “La superestructura está conformada por una losa o tablero que es la que soporta directamente las cargas; armaduras, vigas, cables, bóveda y arcos que son los que transmiten las cargas del tablero hacia los apoyos” (Guillén, 2018, p.27). A su vez es la parte de la estructura del puente que se encuentra por encima del nivel del suelo.

2.1.2.1. Tablero o Losa

Se refiere al elemento horizontal plano por el cual se transita, el mismo puede ser de concreto o de metal. Además “es la plataforma por donde circula la carga vehicular cuya función es transferir las cargas a los elementos principales, que pueden ser vigas, arcos, cerchas” (Cayamcela & Iñamagua, 2018, p.12).

2.1.2.2. Vigas

Se refiere a los elementos estructurales del puente que soportan las cargas del tablero o losa que son generadas por sus ocupantes y su función es la de transmitir las cargas hacia los estribos y las pilas del puente. Además “el elemento principal de esta estructura puede ser una armadura, un arco o un puente colgante los cuales están provistos de vigas longitudinales y transversales que transmiten la carga hacia el elemento principal” (Méndez & Torres, 2017, p.8).

2.1.2.3. Pasamanos

Se refiere a los elementos del sistema de seguridad del puente. Según Méndez & Torres (2017), “son elementos instalados para garantizar la seguridad de los peatones, y al mismo tiempo sirven para evitar accidentes de caídas de los vehículos al vacío” (p.8). Estos elementos con llevan un diseño y ejercen una carga al puente la cual debe ser considerada para su diseño.

2.1.3. Infraestructura

Es la parte de los elementos que soportan las cargas que transmite la superestructura, la presión del suelo, presión hidrostática y fuerza de sismo, etcétera. “La subestructura o infraestructura está conformada por columnas, torres, zapatas, estribos que son los apoyos extremos y por pilares que son los apoyos centrales, los cimientos son los encargados de transmitir al terreno los esfuerzos” (Guillén, 2018, p.28). A su vez es la parte de la estructura del puente que se encuentra por debajo del nivel del suelo.

2.1.3.1. Estribos

Se refiere a los elementos estructurales del puente cuya función es la de transmitir las cargas al suelo en el que están cimentados. “Los estribos son básicamente pilares o muros frontales con muros en los extremos.” (Méndez & Torres, 2017, p.9).

2.1.3.2. Pilares

Se refiere a los elementos estructurales del puente que transmiten las cargas del puente al suelo. Además “son las estructuras que brindan los apoyos intermedios en el caso de puentes de más de un tramo” (Tapias & Pinzón, 2014, p.21). Estos elementos se utilizan cuando se tienen puentes con grandes luces (longitud entre tramos).

2.1.3.3. Cimentación

Se refiere a los elementos estructurales que su función es la de ser las bases, donde se asienta el puente. “Las fundaciones o cimentaciones de una estructura son las bases sobre las cuales ésta se apoya de forma adecuada y estable sobre el terreno” (Tapias & Pinzón, 2014, p.21). Estos elementos son en su mayoría son de forma cuadrada o rectangular.

2.2. CLASES DE PUENTE

Un puente puede ser clasificado de acuerdo con su material, función y por su tipo de estructura.

2.2.1. Puentes por su Material de Construcción

2.2.1.1. Puente de Concreto Reforzado

Es la clase de puente que su principal material de construcción es el concreto y contiene armadura de tipo pasiva. Por lo que, “la estructura entra en carga cuando los agentes externos la ejercen sobre ella.” (García & Parra, 2014, p. 13).

2.2.1.2. Puente de Concreto Pre-esforzado

Son los puentes que están conformados principalmente de concreto y a su vez contienen una armadura de tipo activa. Esta estructura “se tensa antes de la actuación de las cargas que recibe la estructura como son: el peso propio, cargas muertas y de tráfico.” (García & Parra, 2014, p. 13).

2.2.1.3 Puente de Concreto Postensado

Es la clase de puente está hecho de concreto y contiene armadura que es tensada una vez que el concreto ha obtenido su resistencia característica. (García & Parra, 2014, p. 13).

2.2.1.4. Puente de Madera

Se refiere a la tipología de puente que se compone principalmente de madera, conformado por la unión de varios perfiles de madera. Según García & Parra (2014), “son fáciles y rápidos de construir, la función principal de un puente de madera es provisional pues tiene problemas de durabilidad debido al deterioro del material” (p. 13).

2.2.1.5. Puente de Acero

Es la clase de puente que está conformado en estructura metálica, que puede soportar grandes cargas. Al ocupar “este material se pueden emplear en puentes de grandes dimensiones.” (García & Parra, 2014, p. 13).

2.2.2. Puentes por su función

2.2.2.1. Puente Peatonal

La tipología de puente peatonal es la estructura que permite el paso de peatones desde un lado hacia otro. “El puente peatonal es una estructura que permite el paso de peatones sobre corrientes de agua, depresiones topográficas cruces a desnivel.” (Peralta, 2018, p. 29). El cual sirve para salvaguardar la seguridad de sus ocupantes.

2.2.2.2. Puente Vehicular

Se refiere a la estructura capaz de permitir el tránsito de vehículos de diferentes tamaños tales como autos, buses y camiones, etc.

2.2.2.3. Puente Ferroviario

Los puentes ferroviarios son estructuras sobre la cual transitan ferrocarriles.

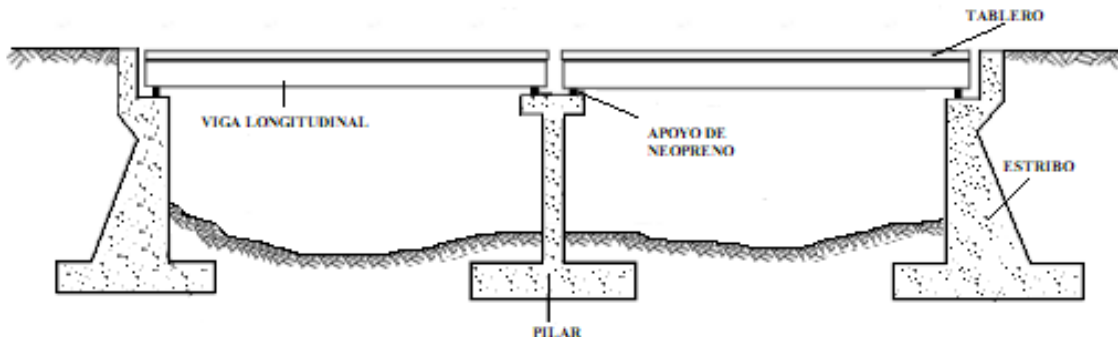
2.2.3. Puentes por su Tipo de Estructura

2.2.3.1. Puente Tipo Viga

Son puentes que su estructura suele ser sencilla, además la tipología de puente tipo viga se compone principalmente de vigas longitudinales. Según García & Parra (2014), “son puentes simples, son utilizados principalmente para autopistas, ferroviarios o peatonales”. (p. 14). Siendo la clase de puente la más común en ocuparse.

Figura 2

Esquema de puente tipo viga



Nota. Se presenta un esquema de puente tipo viga con sus elementos detallados. Elaborado por: El autor a través de PaintNet (2023).

2.2.3.2. Puente Colgante

Se refiere a la estructura capaz de sujetar al tablero o plataforma del puente haciendo uso de cables de acero y péndolas. Según Cayamcela & Iñamagua (2018), “es un tipo de puente que está constituido por los cables principales y péndolas que son los encargados de transmitir las cargas que transitan sobre el tablero hacia las torres de sustentación y por último a la cimentación” (p. 9). Además, la tipología de puente colgante independientemente de su longitud no se apoya sobre pilas intermedias.

Figura 3

Esquema de puente tipo colgante



Nota. Se presenta un esquema de puente de tipo colgante con sus elementos detallados.

Elaborado por: El autor a través de PaintNet (2023).

2.2.3.3. Puente Cantiléver

Son estructuras a las que también pueden ser llamadas puentes en voladizo, “son aquellos cuya carga viene soportada por medio de arriostramientos que trasladan las fuerzas de forma diagonal” (Chuquipoma, 2020, p. 15). A su vez el tablero del puente cantiléver está formado con vigas en voladizo, también esta tipología es utilizada en puentes donde se tienen que cubrir vanos muy grandes.

Figura 4

Esquema de puente tipo Cantiléver



Nota. Se presenta un esquema de puente de tipo cantiléver con sus elementos detallados.

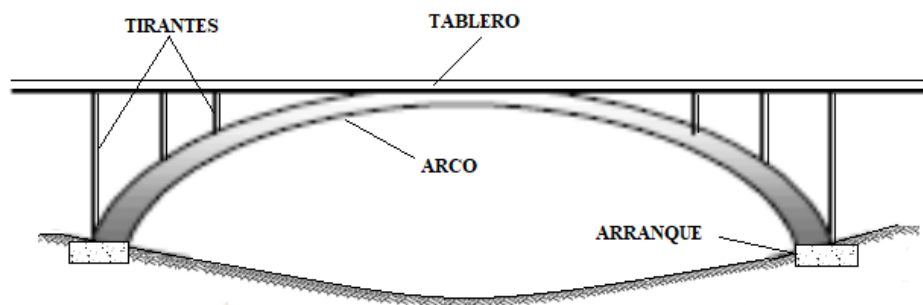
Elaborado por: geocities (2020).

2.2.3.4. Puente en Arco

Se refiere a la clase de puente que su estructura forma un arco, además se encuentra apoyada en sus extremos. Por lo que, “un puente de arco funciona transmitiendo su peso y demás cargas de manera horizontal hacia los estribos colocados a ambos lados.” (Chuquipoma, 2020, p. 15).

Figura 5

Esquema de puente tipo arco



Nota. Se presenta un esquema de puente de tipo arco con sus elementos detallados. Elaborado por: El autor a través de PaintNet (2023).

2.3. CRITERIOS PARA SELECCIONAR EL TIPO DE PUENTE

2.3.1. Aspectos Económicos

Es muy importante tomar en cuenta este aspecto para seleccionar este tipo de estructura, debido a que, “el costo de la superestructura está bastante ligada a la luz libre o a la distancia entre apoyos. También dependerá de la zona en que está ubicado y la importancia que presenta.” (Arellano, 2014, p. 49). De esto dependerá directamente el presupuesto del proyecto.

2.3.2. Aspectos Constructivos

Al elegir este tipo de estructura, este aspecto es de gran repercusión en el proyecto. Por lo que se deben plantear las siguientes preguntas “¿Es posible hacer falso puente? ¿Se cuenta con grúas para

izar las vigas? ¿El equipo pesado puede acceder a la zona de trabajo? ¿Se tiene espacio para armar la estructura? ¿Hay facilidad para transportar los elementos?” (Arellano, 2014, p. 57). De esto dependerá la facilidad constructiva del proyecto.

2.3.3. Plazo de Entrega

Al seleccionar este tipo de estructuras se debe de considerar los plazos de entrega. Por lo que, “en puentes sobre ríos o quebradas, debe aprovecharse el tiempo de estiaje necesariamente para la construcción de la subestructura si se desea construir con falso puente, ya que muchos de estos tienen regímenes estacionales” (Arellano, 2014, p. 66). Debido a que en varios proyectos los plazos son exigentes en ocasiones debemos prescindir de un falso puente.

2.4. DISPOSITIVOS DE APOYO

Estos dispositivos son elementos estructurales cuya finalidad es la de transmitir cargas, posibilitar los desplazamientos y rotaciones. Estos se ubican entre la infraestructura y la superestructura del puente.

2.4.1. Tipos de Dispositivos

2.4.1.1. Dispositivos Fijos

Dentro de los dispositivos de apoyo. Según Rodríguez (2020) “Los fijos permiten rotaciones, pero restringen los movimientos traslacionales” (p. 223).

2.4.1.2. Dispositivos de expansión

Dentro de los dispositivos de apoyo. Según Rodríguez (2020) “Los de expansión permiten movimientos traslacionales y rotaciones.” (p. 223).

Apoyos de Elastómero

Estos dispositivos suelen ser de caucho o neopreno que “posibilitan translaciones y rotaciones, sustituyendo los complicados dispositivos tradicionales de rótulas y péndulos de concreto armado o metálicos.” (Rodríguez, 2020, p. 223). Para la utilización de estos dispositivos requieren de un diseño aparte.

2.5. CARGAS EN PUENTES

2.5.1. Cargas permanentes

- Peso propio de los elementos estructurales
- Sobrecarga muerta de los elementos no estructurales
- Presión de Tierra
- Sobrecarga de Tierra

2.5.2. Cargas Transitorias

- Cargas vehiculares
- Cargas peatonales
- Cargas por granizo

2.5.3. Cargas Laterales

- Cargas debido a sismos
- Cargas debido a viento
- Cargas debido a fluidos

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación es de tipo aplicada, debido a que se usan los conocimientos que se han adquirido y llevarlos a la práctica en el diseño de los puentes peatonales. “La investigación aplicada o práctica se caracteriza por la forma en que analiza la realidad social y aplica sus descubrimientos en la mejora de estrategias y actuaciones concretas, en el desarrollo y mejoramiento de éstas, lo que, además, permite desarrollar la creatividad e innovar” (Vargas, 2009, p. 158). Este tipo de investigación nos propone utilizar el conocimiento que se ha adquirido durante un periodo de estudio.

El trabajo de investigación al ser de tipo práctica se rige a normas para su diseño, cuya finalidad es la de garantizar que el proyecto final sea seguro para la población que va a ser uso del mismo. Según Vargas (2009), “considera los estudios que explotan teorías científicas previamente validadas, para la solución de problemas prácticos y el control de situaciones de la vida cotidiana” (p. 160).

3.2. MÉTODO

La presente investigación utiliza varios métodos como es el analítico. “Es un camino para llegar a un resultado mediante la descomposición de un fenómeno en sus elementos constitutivos” (Lopera, Ramírez, Zuluaga & Ortiz, 2010, p.18). Porque estudia cada una de las partes en forma particular, realizando un análisis profundo de sus variables en el desarrollo del proyecto, también el método sintético, “Establecen una correspondencia a partir de los elementos mínimos de lo escrito, de la letra, en un proceso consistente en ir de la parte al todo” (Cantero, 2010, p.3), porque una vez analizada toda la información integra todos sus componentes, para posteriormente estudiarlos en conjunto y después determinar conclusiones, recomendaciones y propuestas para el proyecto.

3.3. TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Una de las técnicas de recolección de información en el presente trabajo es la observación debido a que se necesita llevar un registro del tráfico promedio diario de los usuarios que circulan por la zona de estudio, los datos se recolectan para posteriormente poder analizarlos y conocer su comportamiento y características necesarias para la realización del proyecto, según Bustamante (2022):

Adicionalmente, es una de las técnicas empleadas en las metodologías para la recolección de datos cualitativos, donde se observa el objeto que será estudiado con el fin de que se determinen sus características. Para ello, se deben analizar las particularidades de la situación por medio de observación. En donde al mismo tiempo se deben describir los elementos que se encuentran integrados y que son parte del objeto de estudio. (p. 1)

Para la ejecución del presente proyecto también se utiliza la técnica de análisis documental porque para la presente investigación se basa en libros, informes, artículos, tesis, normas e investigaciones similares, que planteen un diseño de puente para que satisfaga los requerimientos mínimos para poder entrar en servicio, según Rizo (2015), “se centran en todos aquellos procedimientos que conllevan el uso práctico y racional de los recursos documentales disponibles en las fuentes de información” (p. 2).

3.4. PROCESO TÉCNICO DE INGENIERÍA CIVIL

3.4.1. Recolección de Información Disponible

Consiste en reunir la información disponible de los documentos de estudios técnicos realizados por parte de la comunidad del sector, tales como: artículos, informes técnicos, tesis y normas, que se relacionen con el presente trabajo de investigación.

3.4.1.1. Estudios Previos

3.4.1.1.1. Estudio Topográfico de la Zona del Proyecto

Consiste en obtener las cotas y curvas de nivel del sector de estudio para conocer la accidentalidad del terreno, además de conocer la luz y ubicación exacta del puente. Esto se consigue a partir de la utilización de equipos topográficos tales como: GPS diferencial, Estación Total y Drones etc. A su vez se puede conseguir la topografía del terreno haciendo uso de cartas topográficas o Google Earth. Para el proyecto se ha obtenido la topografía del área mediante el uso Google Earth e implementando el programa Global Mapper para realizar una restitución topográfica.

3.4.1.1.2. Estudios de Suelos

Dentro de los ensayos que se realizan en el estudio de suelos para la ejecución del proyecto son:

Ensayo de penetración estándar (S.P.T)

Permite conocer la capacidad admisible o capacidad portante del suelo (q_a), sobre el cual estará apoyada la infraestructura del puente, además con este ensayo se puede determinar la profundidad de desplante del suelo. En el proyecto se ha ocupado los siguientes valores de capacidad admisible del suelo (q_a): 36.6 T/m² y profundidad de desplante (D_f): 1.3 m.

Ensayo de compresión inconfiada

El ensayo permite determinar la resistencia a la compresión inconfiada del suelo y haciendo uso de ese valor determinar la cohesión del suelo. El valor que se ha utilizado en el proyecto de cohesión (c) es 0.17 kg/cm².

Ensayo de corte directo

Con la utilización del ensayo se consigue establecer el valor del ángulo de fricción del suelo. En el proyecto se ha empleado el valor de ángulo de fricción (ϕ) de 36.9°

Ensayo de cono de arena

Mediante dicho ensayo se puede determinar el peso específico del suelo, mismo que se ocupara para determinar el peso del relleno en la infraestructura del puente. El valor que se ha ocupado para la ejecución del proyecto del peso específico de suelo (γ) es 1.035 kg/cm²

Ensayo de granulometría

Determina el tipo de suelo del sector utilizando clasificación SUCS mediante el porcentaje de áridos gruesos y finos que posee la muestra de suelo de análisis. Del ensayo granulométrico del suelo del proyecto se obtuvo una humedad (w): 16.20% y mediante clasificación SUCS el tipo de suelo Grava-Limosa.

Ensayo de Límites de Atterberg

El ensayo determinar la plasticidad de la muestra de suelo. Del ensayo se obtuvo que el suelo de la zona del proyecto no posee plasticidad.

Figura 6

Límites de Atterberg

LIMITES DE ATTERBERG			
Profundidad (m)	Límite Líquido (LL)	Límite Plástico (LP)	Índice Plástico (IP)
0.0 – 1.50	21.80	-	NP
1.50 – 3.00	-	-	NP

Nota. Se presenta los límites de Atterberg del ensayo, no plástico (Np). Elaborado por:
Equipo Técnico Fausto Guevara.

3.4.1.1.3. Estudio Hidrológico de la Zona del Proyecto

En los proyectos de puente los estudios hidrológicos permiten conocer el caudal máximo de diseño, la cota máxima de crecida y el perfil de socavación de la zona, para garantizar la estabilidad en la localización del puente. En el proyecto no se ha realizado este estudio, por lo que, para complementar este proyecto se debe considerar la realización de dicho estudio.

3.4.2. Elaboración de memorias

Consiste en la elaboración de una memoria descriptiva que por lo general contiene antecedentes, ubicación, descripción, estudios de soporte, cronograma y presupuesto referencial del proyecto. También de la elaboración de una memoria de cálculo con los procesos paso a paso usando las fórmulas y formatos que se ocuparon para la elaboración del proyecto.

3.4.2.1. Memoria Descriptiva Puente Tipo Viga

Con el fin de satisfacer el requerimiento de la comunidad y brindar movilidad segura a los usuarios, a través del presente documento se muestra una descripción del diseño de un paso peatonal y ganado vacuno para el sector rural de la parroquia Pucayacu, cantón La Maná, Provincia del Cotopaxi.

Una vez conocida la ubicación del proyecto, se requiere determinar la longitud del puente para esto se ocupa la topografía de la zona, tomando en consideración el costo de la superestructura del puente; en las zonas donde el cauce es más estrecho es menos costosa, pero la infraestructura tendrá un mayor precio debido al cambio de las características hidráulicas del flujo por debajo del puente como; el aumento del remanso y la velocidad del flujo causando mayor erosión local de los elementos (socavación), por lo que, provoca la implementación de obras de defensa en la infraestructura del puente. Teniendo presente dichos criterios la longitud es de 25 metros para que el proyecto sea económico y seguro.

Dicha estructura de longitud de 25 metros permitirá conectar con acceso peatonal a varios moradores del sector, que realizan sus actividades agrícola y ganadera, mejorando las condiciones de seguridad de los usuarios especialmente en época invernal, reduciendo tiempos de viaje y mejorando el acceso peatonal y de esta forma fomentando el desarrollo productivo de la localidad.

A continuación, se muestra el proceso seguido en el diseño estructural del puente tipo viga, además de especificar las dimensiones y geometría de los elementos estructurales del puente.

3.4.2.1.1. Ubicación Geográfica del Proyecto

El presente proyecto se ubica en el sector Pucayacu cercano a la finca “Los 7 machos” lugar empleado para el desarrollo del proyecto.

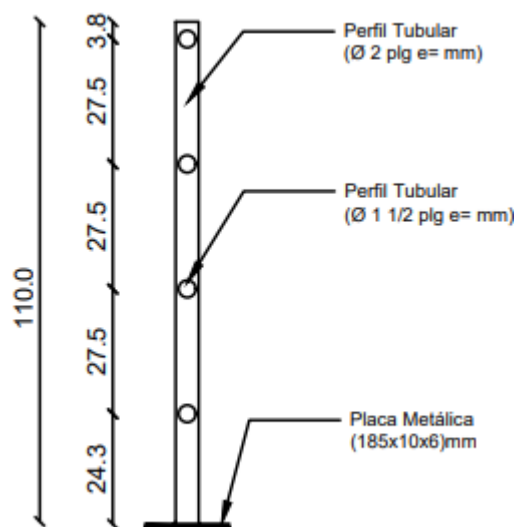
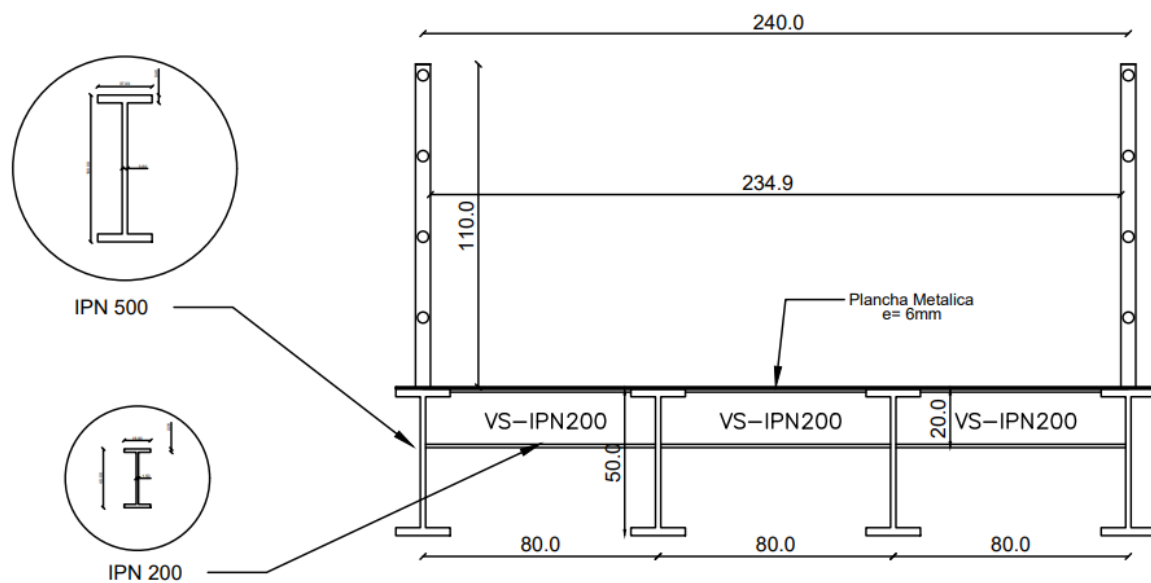
3.4.2.1.2. Descripción del proyecto

El presente proyecto comprende en su obra civil la construcción un puente peatonal y ganado vacuno cuya tipología es de un puente tipo viga de acero, el cual posee una luz de 25 metros de longitud y un ancho de tablero de 2.4 metros, además para precautelar la seguridad de los usuarios se han diseñado pasamanos metálicos para la plataforma del puente.

El Puente es de estructura mixta; es decir, la superestructura de acero estructural (plataforma y pasamanos), se apoya en estribos a gravedad de hormigón que están situados en sus extremos. Dichos estribos poseen una altura de 2.6 metros obteniendo un gálibo apto para la circulación fluvial por debajo del puente, usando la información proporcionada por el estudio de suelos, los estribos están semienterrados a una profundidad de 1.3 metros.

Figura 7

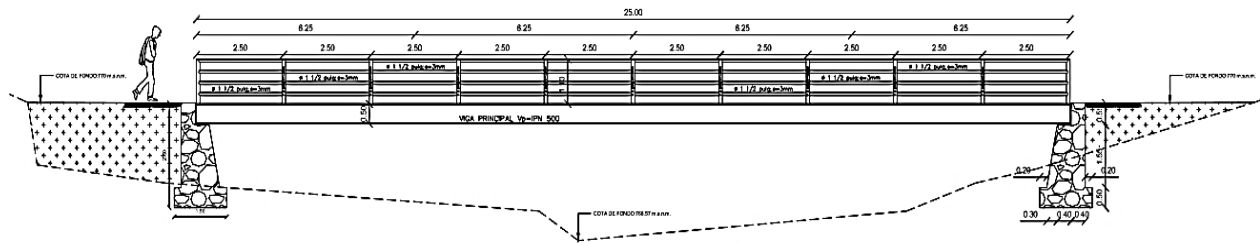
Sección Transversal del puente



Nota. Se presenta la vista transversal de la alternativa de puente tipo viga. Elaborado por:
El autor a través de AutoCAD (2023)

Figura 8

Elevación Lateral del puente



Nota. Se presenta la vista de elevación lateral de la alternativa de puente tipo viga.

Elaborado por: El autor a través de AutoCAD (2023)

3.4.2.1.3. Normas y Parámetros del Diseño

Las normas, parámetros y referencias establecidas para el diseño y análisis del proyecto son la norma vigente en el Ecuador la NEC (2015) y adicionalmente normas internacionales, que a continuación se detallan:

NEC-SE-CG. Norma Ecuatoriana de la Construcción – Cargas no sísmicas

NEC-SE-DS. Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro Sísmico

NEC-SE-GC. Norma Ecuatoriana de la Construcción – Geotecnia y Cimentaciones

AASHTO. “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”

AASHTO. “AASHTO LRFD Guide Specification for Design of Pedestrian Bridges”

AISC 360-16. Código Americano para la construcción de acero, Specification for Structural Steel Buildings.

ACI 318-19. Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentarios

AWS D1.1:2015. Código de soldadura estructural – acero

3.4.2.1.4. Especificación de Materiales

En el presente proyecto los materiales predominantes que van a ser utilizados en la construcción de los elementos estructurales del puente tipo viga deberán cumplir con las especificaciones técnicas que se especifican a continuación:

Hormigón

La resistencia del hormigón (f'_c) deberá ser determinada mediante el ensayo de compresión de especímenes cilíndricos de hormigón a los 28 días después de la fundición.

Estribos. - hormigón estructural $f'_c = 180 \text{ Kg/cm}^2$, peso volumétrico del hormigón $2,4 \text{ t/m}^3$

Replanteo. - hormigón $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$, peso volumétrico del hormigón $2,4 \text{ t/m}^3$

El módulo de elasticidad del hormigón se estimará de acuerdo con ACI-318-19.

Se calculará mediante la siguiente expresión:

$$E_c = 4700 * \sqrt[2]{f'_c} \quad (1)$$

Donde: f'_c [MPa]; E_c [MPa].

La NEC 2015 acota que el módulo de elasticidad se calculará en base a esta fórmula para estructuras que se diseñen bajo cargas sísmicas de acuerdo con los métodos de la norma NEC_SE_DS.

Acero de Refuerzo

Acero estructural ASTM A-36, en vigas metálicas W, perfiles estructurales W y placas de anclaje, $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, peso volumétrico de acero $7,85 \text{ t/m}^3$ y módulo de elasticidad $E = 2038900 \text{ kg/cm}^2$.

Acero en Pasamanos

Acero estructural ASTM A-500, perfiles estructurales Round HSS tubular hueco. $f_y = 3200$ kg/cm², peso volumétrico de acero 7,85 t/m³ y módulo de elasticidad $E=2038900$ kg/cm².

3.4.2.1.5. Método de cálculo

Para el proceso de análisis y diseño del paso peatonal y ganado vacuno en el sector de Pucayacu se utilizó el programa de diseño SAP2000, para los elementos del puente como los estribos y el tablero del puente, además de la utilización de hojas de cálculo para una revisión del diseño de los elementos.

3.4.2.1.6. Resumen de Materiales Puente Tipo Viga

Tabla 1

Resumen de los materiales del proyecto.

ITEM	COD	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD
	1	OBRAS PRELIMINARES		
1	1.2	Limpieza, desbosque y desbroce de la capa vegetal	m ²	23.40
2	1.1	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m ²	23.40
	2	INFRAESTRUCTURA		
3	2.1	Excavación en suelo para puente a máquina	m ³	60.84
4	2.3	Relleno y compactación con suelo natural	m ³	57.88
5	2.4	Hormigón no estructural de cemento Portland Clase "D" para replantillo [f_c 140 kgf/cm ²] (fabricado en obra)	m ³	0.79
6	2.5	Hormigón ciclópeo [f_c 180kgf/cm ²] (60%. H.S y 40% P.B) para estribos	m ³	12.70
7	2.6	Encofrado y desencofrado de madera	m ²	68.96
8	2.7	Tubería de PVC 2 pulg para drenaje de muro	ml	30.00
9	2.8	Placas de neopreno o tipo Stup dureza shore 60, [20x20x28]	U	8.00
	3	SUPERESTRUCTURA		
10	3.1	Suministro, fabricación y montaje de Acero estructural ASTM A-36	kg	14415.60
11	3.2	Pasamanos metálico (postes tubo estructural 2" e=1.5mm y barandas tubo estructural 1.5" e=3mm) h=1.1m (incluye pintura y placa de anclaje)	ml	50.00
12	3.3	Plancha Tool Antideslizante e=6mm (soldada) (ASTM A-36)	m ²	60.00
13	3.4	Junta de dilatación JNA-52	ml	4.80
	4	OBRAS COMPLEMENTARIAS		
14	4.1	Hormigón ciclópeo [f_c 180kgf/cm ²] (60%. H.S y 40% P.B) para muro	m ³	15.24
15	4.2	Pintura anticorrosiva para acero estructural	gl	60.87

Nota. Se presenta los materiales necesarios para la construcción del puente tipo viga de acero.

Elaborado por: El Autor.

3.4.2.1.7. Presupuesto Referencial Puente Tipo Viga

Tabla 2

Presupuesto referencial del proyecto

ITEM	COD	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
	1	OBRAS PRELIMINARES				
1	1.2	Limpieza, desbosque y desbroce de la capa vegetal	m2	23.40	1.30	30.42
2	1.1	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	23.40	1.83	42.80
	2	INFRAESTRUCTURA				
3	2.1	Excavación en suelo para puente a máquina	m3	60.84	4.36	265.26
4	2.3	Relleno y compactación con suelo natural	m3	57.87	8.96	518.41
5	2.4	Hormigón no estructural de cemento Portland Clase "D" para replantillo [f'c 140 kgf/cm2] (fabricado en obra)	m3	0.79	108.95	86.29
6	2.5	Hormigón ciclópeo [f'c 180kgf/cm2] (60%. H.S y 40% P.B) para estribos	m3	12.70	161.75	2054.37
7	2.6	Encofrado y desencofrado de madera	m2	68.96	18.82	1297.69
8	2.7	Tubería de PVC 2" para drenaje de muro	ml	30.00	5.16	154.68
9	2.8	Placas de neopreno o tipo Stup dureza shore 60, [20x20x28]	U	8.00	194.68	1557.44
	3	SUPERESTRUCTURA				
10	3.1	Suministro, fabricación y montaje de Acero estructural ASTM A-36	kg	14415.60	3.64	52443.95
11	3.2	Pasamanos metálico (postes tubo estructural 2" e=1.5mm; barandas tubo estructural 1.5" e=3mm) h=1.1m (incluye pintura y placa de anclaje)	ml	50.00	61.56	3078.00
12	3.3	Plancha Tool Antideslizante e=6mm (soldada) (ASTM A-36)	m2	60.00	93.63	5617.80
13	3.4	Junta de dilatación JNA-52	ml	4.80	133.33	639.98
	4	OBRAS COMPLEMENTARIAS				
14	4.1	Hormigón ciclópeo [f'c 180kgf/cm2] (60%. H.S y 40% P.B) para muro	m3	15.24	161.75	2465.05
15	4.2	Pintura anticorrosiva para acero estructural	gl	60.87	2.51	152.77
					TOTAL	70404.93

Nota. Se presenta el costo aproximado para la construcción del puente tipo viga de acero.

Elaborado por: El Autor.

3.4.2.2. Parámetros de Diseño Puente Tipo Viga

Con el propósito de satisfacer el requerimiento de la comunidad y brindar movilidad segura a los usuarios, se muestra una descripción de los parámetros de diseño con el objetivo de proveer información sobre los datos de entrada y parámetros a seguir en el análisis y diseño del puente. Para la alternativa de puente tipo viga en el sector rural de la parroquia Pucayacu, cantón La Maná, Provincia del Cotopaxi.

3.4.2.2.1. Descripción

La ubicación de la estructura es resultado del estudio de las alternativas propuestas, partiendo de la inspección realizada al sector y del análisis de la topografía, geotecnia e hidrología de la zona. Considerando las recomendaciones proporcionadas por el estudio de suelos se obtiene lo siguiente.

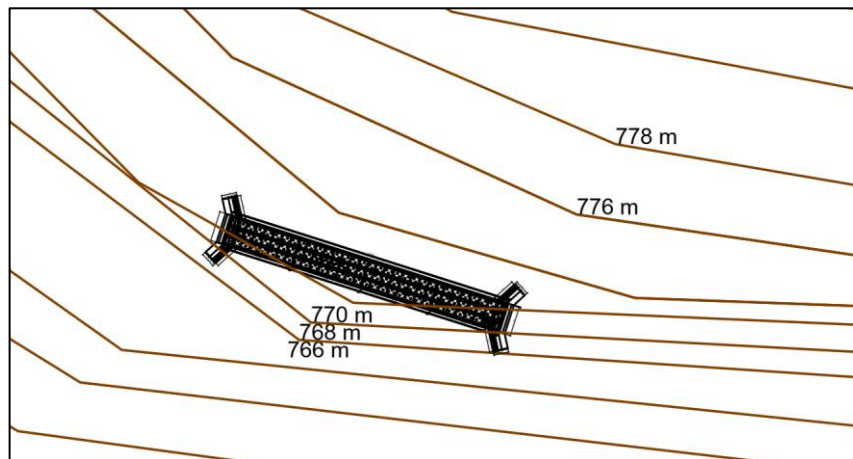
La Superestructura del puente de longitud de 25 metros y de 2.40 metros de ancho se apoya sobre 2 estribos a gravedad de hormigón que se encuentran en los extremos.

3.4.2.2.2. Geometría

La estructura es un puente tipo viga de acero, compuesta por 4 vigas metálicas longitudinales, formadas por perfiles tipo “W” IPN 500, espaciadas a 0.8 metros y 1 viga metálica transversal, formada por perfil tipo “W” IPN 200, cada 6.25 metros. Sobre dichas vigas descansa una plancha metálica antideslizante $e=6\text{ mm}$, a su vez la superestructura del puente dispone de apoyos de placa formados por perfiles laminados tipo “L” y pasamanos metálicos que se han diseñado con la finalidad de aportar seguridad a los peatones, dicha superestructura está apoyada en sus extremos sobre 2 estribos a gravedad de hormigón ciclópeo.

Figura 9

Implantación General del puente



Nota. Se presenta la vista de la implantación general de la alternativa de puente tipo viga.

Elaborado por: El autor a través de AutoCAD (2023)

3.4.2.2.3. Determinación de Cargas

Superestructura

Carga Muerta (CM)

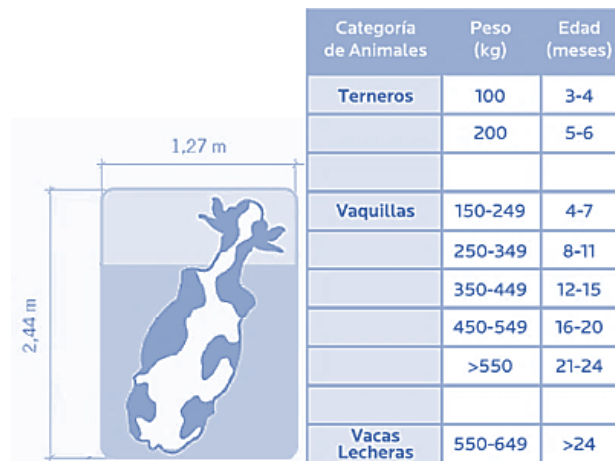
Constituye el peso de los elementos estructurales y todo lo que queda permanentemente integrado en la superestructura. Para calcular los efectos del peso propio se considera una densidad de 7.85 t/m³ para el acero.

Carga Viva (CV)

Para el diseño del tablero del puente se considerará una carga peatonal y de ganado vacuno de 600 Kg/m².

Figura 10

Dimensiones y Pesos de Ganado Vacuno Holstein Friesian



Nota. Se presenta diferentes pesos y dimensiones en Ganado Vacuno Tipo Holstein Friesian.

Elaborado por: El autor a través de PaintNet (2023).

$CV = \text{Peso Promedio Vacas Holstein Friesian (kg/m}^2) + \text{carga peatonal (kg/m}^2) \text{ de la AASHTO Bridge Design Specifications.}$

$$CV = \frac{600}{(2.44 * 1.27)} + \left(415 \frac{kg}{m^2}\right) \cong 600 \frac{kg}{m^2} \quad (2)$$

Infraestructura

Carga Muerta (CM)

Para el peso de los elementos estructurales y todo lo que queda permanentemente integrado en la infraestructura, con el fin de calcular los efectos del peso propio se considera una densidad 2,4 t/m³ para el hormigón.

Carga Sísmica (S)

Constituye el efecto debido al sismo que ejerce una carga horizontal a los elementos estructurales de la infraestructura del puente. Para calcular el efecto del sismo se analizará por medio del método de Mononobe-Okabe, teniendo en consideración lo expuesto en la NEC-SE-GC. El procedimiento del método se encuentra detallado en el anexo: Mononobe-Okabe.

3.4.2.2.4. Combinaciones de Carga

Diseño para Estados Límite

El diseño de los elementos se obedece al método LRFD (Load Resistance Factor Design). A continuación, se detallan las diferentes combinaciones de carga utilizadas en el diseño, expuestas por la norma NEC-SE-CG.

- 1.4 D
- 1.2D+1.6L+0.5(máx. Lr, S, R)

- $1.2D+1.6(\text{máx. Lr, S, R}) + (\text{máx. Lr, } 0.5W)$
- $1.2D+1W+0.5(\text{máx. Lr, S, R})$
- $1.2D+1E+L+0.2 S$
- $0.9D + 1W$
- $0.9D + 1E$

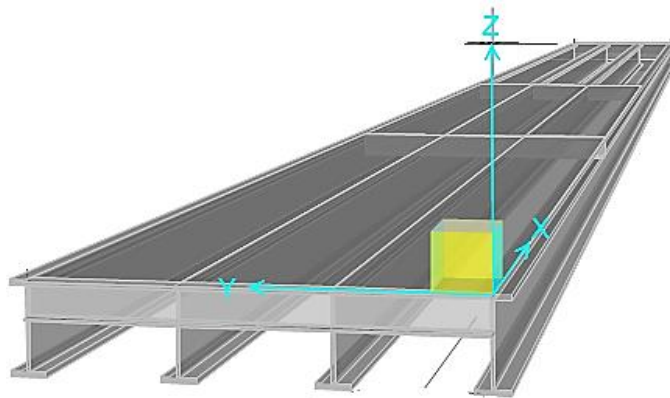
Donde: D (Carga Muerta), L (Carga Viva), E (Carga Sísmica), S (Granizo), Lr (Carga Viva de Techo), W (Viento), R (Lluvia).

3.4.2.2.5. Método de Cálculo

Para el diseño de la estructura se realizó un modelamiento 3D en el programa SAP2000, por lo que es un programa que se adapta al diseño de la estructura, permitiendo crear y modificar el modelo tridimensional, así como de revisar y optimizar el diseño de los elementos. Los elementos utilizados en la modelación del proyecto son elementos tipo Frame y Shell, como se muestra en el siguiente gráfico.

Figura 11

Modelo Tridimensional SAP2000



Nota. Se presenta el modelo 3D de la superestructura de puente de la alternativa tipo viga de acero del programa de análisis SAP2000. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

3.4.2.3. Memoria Cálculo Puente Tipo Viga

A continuación, se presenta el análisis matemático del modelo tridimensional hecho en el programa de diseño SAP2000.

3.4.2.3.1. Principios y Alcances

Las bases sobre las cuales se realizó el análisis del puente son las siguientes:

En análisis matemático se consideró la etapa de servicio; además, como se describió en el indicado en la sección 3.4.2.1.4. el módulo de elasticidad del hormigón se ha modificado para establecer un valor de hormigón que resista fuerzas sísmicas. Para el análisis estructural se ha establecido las demandas principales de la estructura, por lo que para el análisis de los demás elementos se han elaborado modelos específicos. A su vez con los resultados que se han obtenido de las reacciones de la superestructura, se procedió al diseño de los estribos del puente.

3.4.2.3.2. Propiedades de Materiales

Las propiedades de los materiales han sido descritas en la sección 3.4.2.1.4.

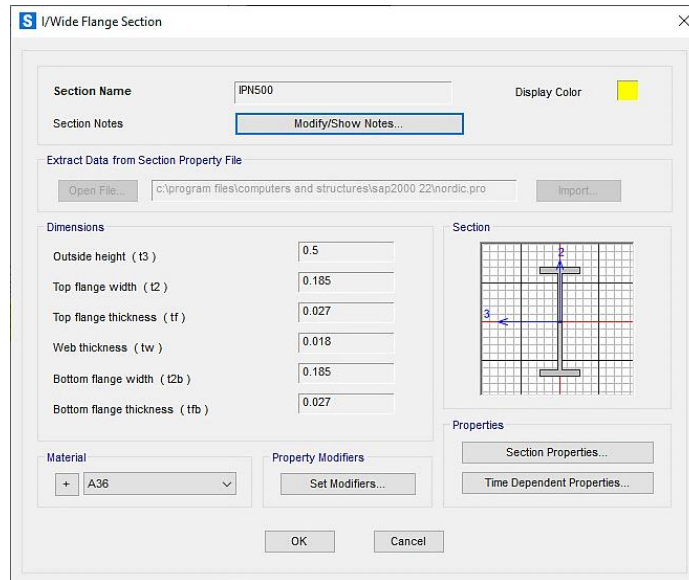
3.4.2.3.3. Geometría del Puente Tipo Viga de Acero

Las secciones de cada uno de los elementos del puente se han detallado en la sección anexos-planos de diseño.

A continuación, se describen las propiedades asignadas dentro del programa de análisis SAP2000:

Figura 12

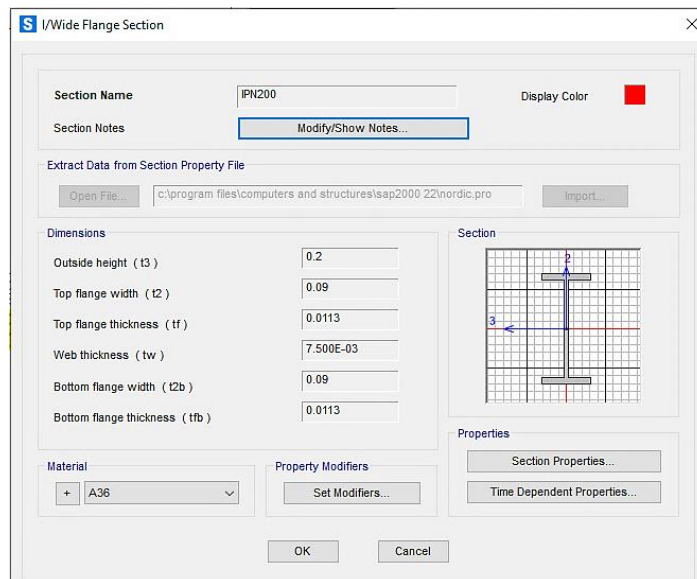
Definición Viga Longitudinal



Nota. Se presenta la sección de viga longitudinal empleada en la superestructura del puente tipo viga de acero. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 13

Definición Viga transversal



Nota. Se presenta la sección de viga transversal empleada en la superestructura del puente tipo viga de acero. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 14

Vista en planta del puente



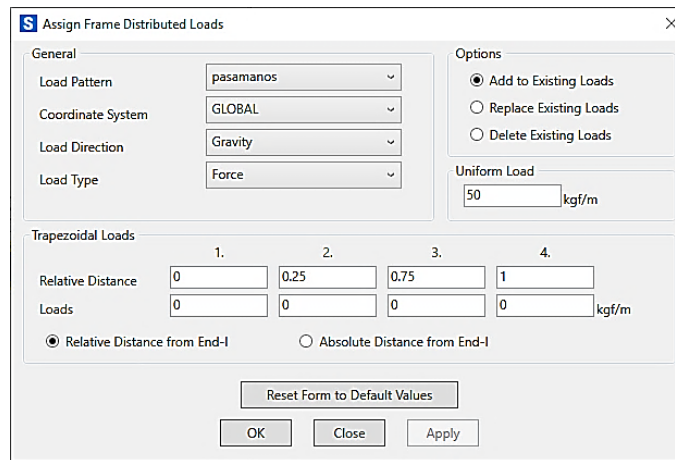
Nota. Se presenta una vista en planta del puente tipo viga de acero. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

3.4.2.3.4. Cargas

Conforme lo descrito en la sección 3.4.2.2 en el apartado determinación de cargas, se han asignado las siguientes:

Figura 15

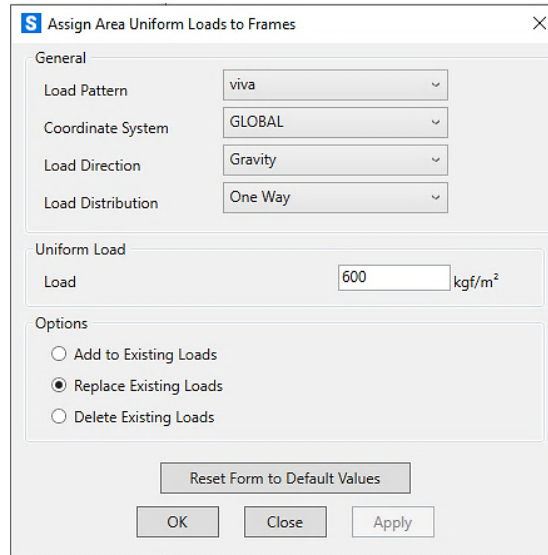
Carga de Pasamanos



Nota. Se presenta la carga asignada debido a los pasamanos metálicos en la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 16

Carga Viva

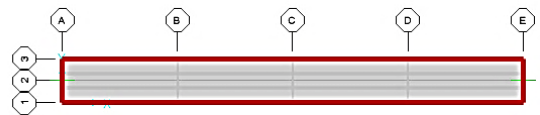
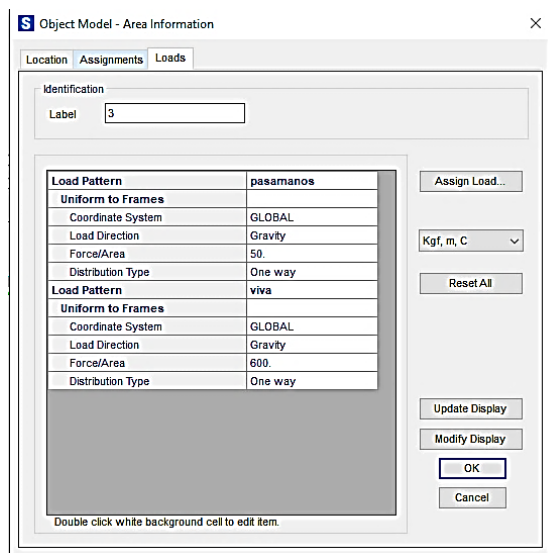


Nota. Se presenta la carga asignada debido a la carga viva en la plataforma del puente.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 17

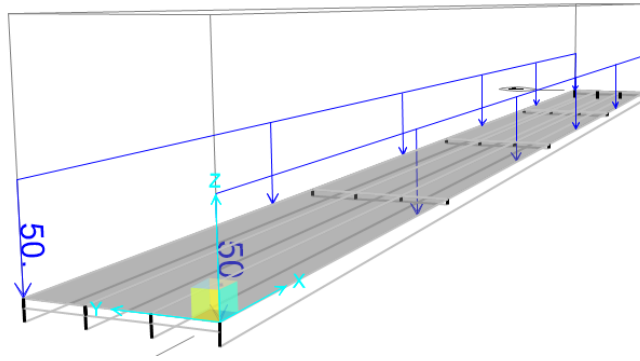
Cargas en el Puente



Nota. Se presenta las cargas asignadas en la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 18

Vista de carga de pasamanos

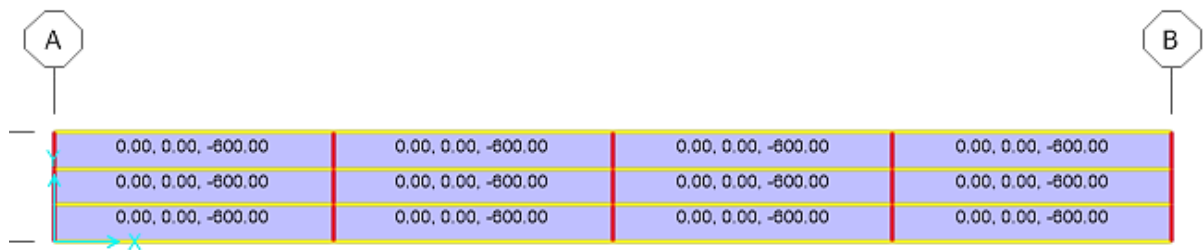


Nota. Se presenta una vista de la carga de pasamanos asignada en la plataforma del puente.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 19

Vista de carga viva



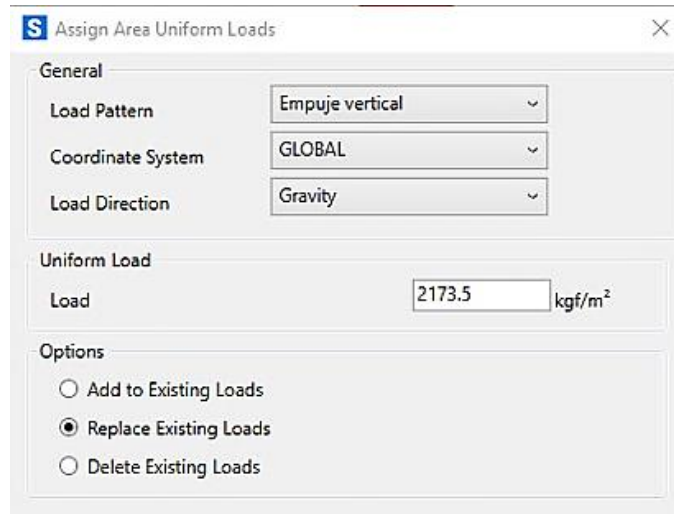
Nota. Se presenta una vista de la carga viva asignada en la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

3.4.2.3.5. Estribos

El modelo de análisis tridimensional en los estribos se ha realizado con elementos tipo Shell, a través del programa de análisis estructural SAP2000, que proporciona una descripción de esfuerzos y deformaciones de la estructura.

Figura 20

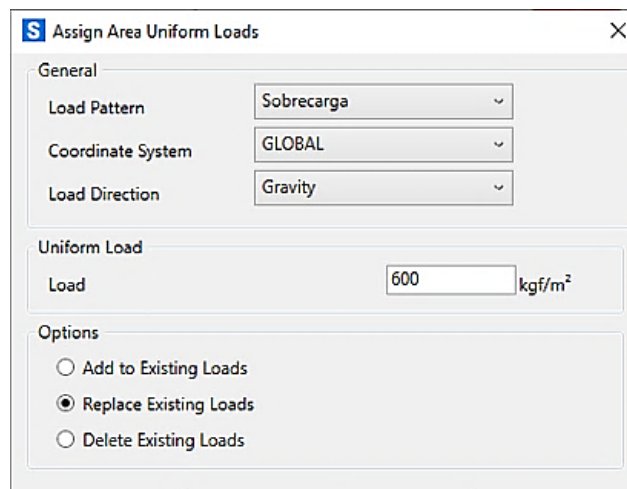
Empuje vertical



Nota. Se presenta la carga asignada debido al empuje vertical del relleno en el estribo del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 21

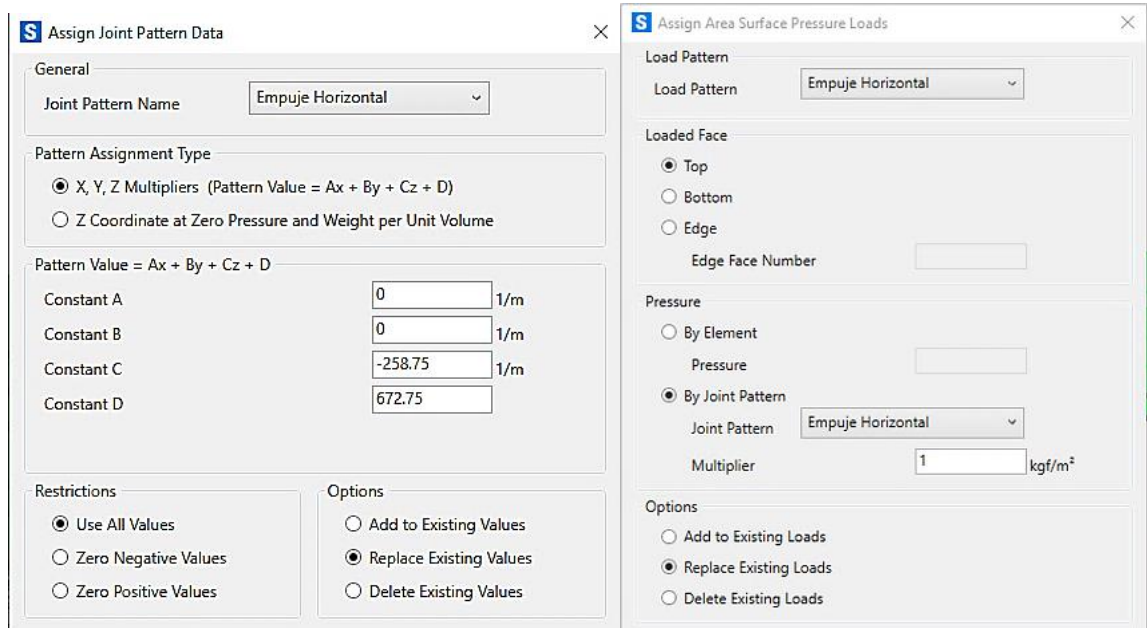
Sobrecarga en relleno



Nota. Se presenta la carga asignada debido a la sobrecarga en el relleno del estribo del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 22

Empuje horizontal

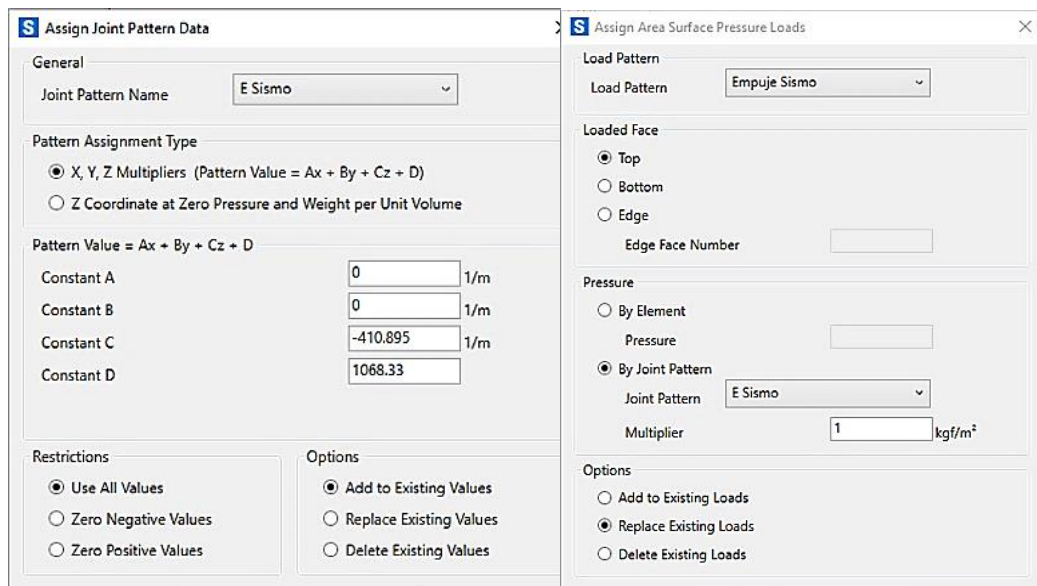


Nota. Se presenta la carga asignada debido al empuje horizontal en el estribo del puente.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 23

Empuje Sismo

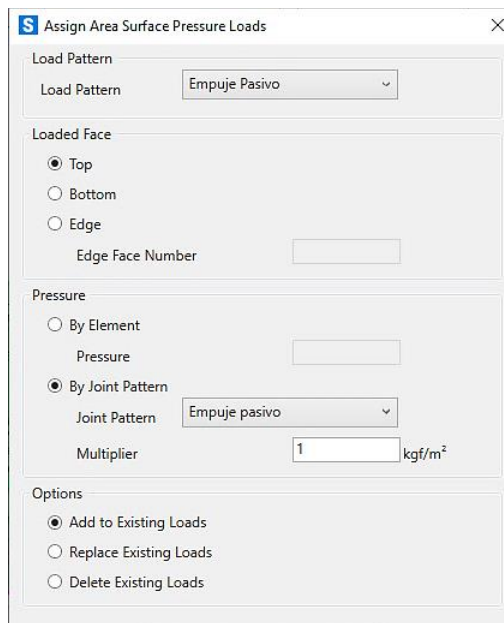


Nota. Se presenta la carga asignada debido al empuje sísmico en el estribo del puente.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 24

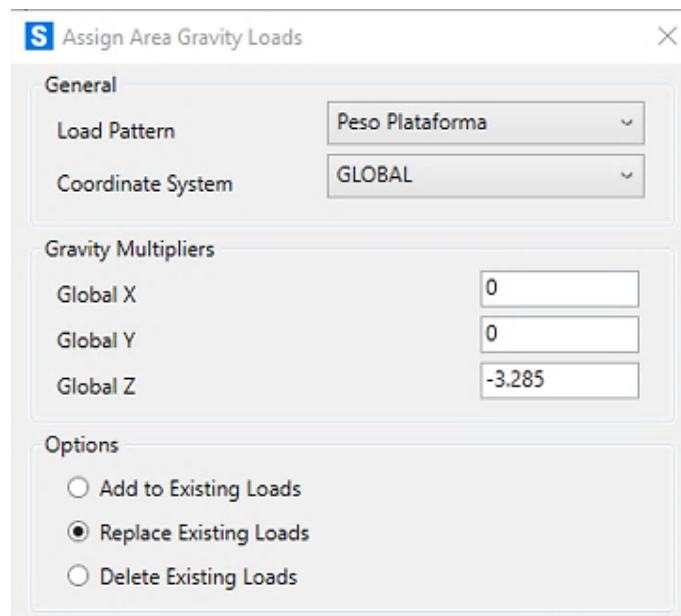
Empuje Pasivo



Nota. Se presenta la carga asignada debido al empuje pasivo en el estribo del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 25

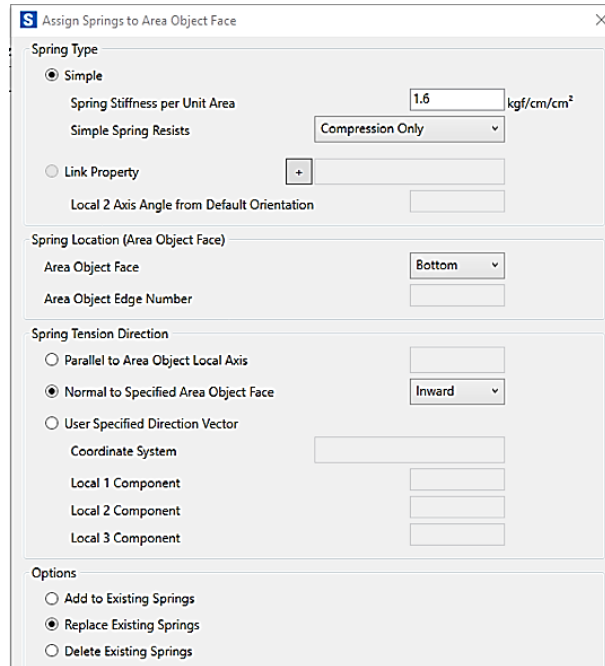
Peso de plataforma



Nota. Se presenta la carga asignada debido al peso de la plataforma del puente en el estribo del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 26: Coeficiente de Balasto

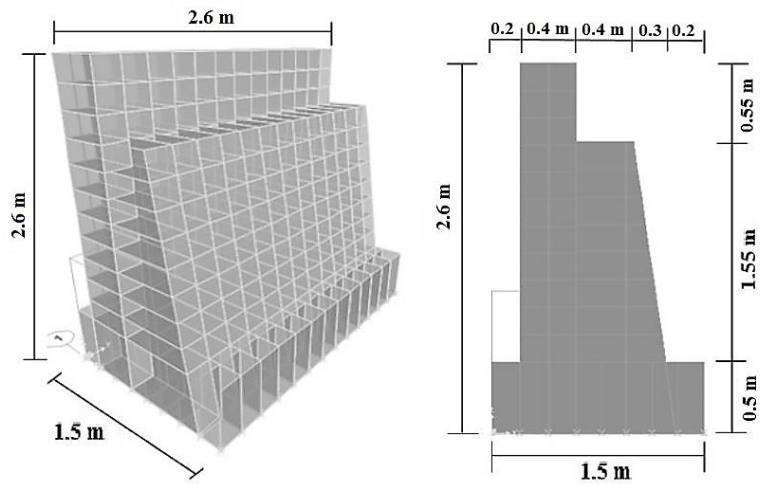
Coeficiente de Balasto



Nota. Se presenta el valor asignado del coeficiente de balasto en la cimentación del estribo. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 27

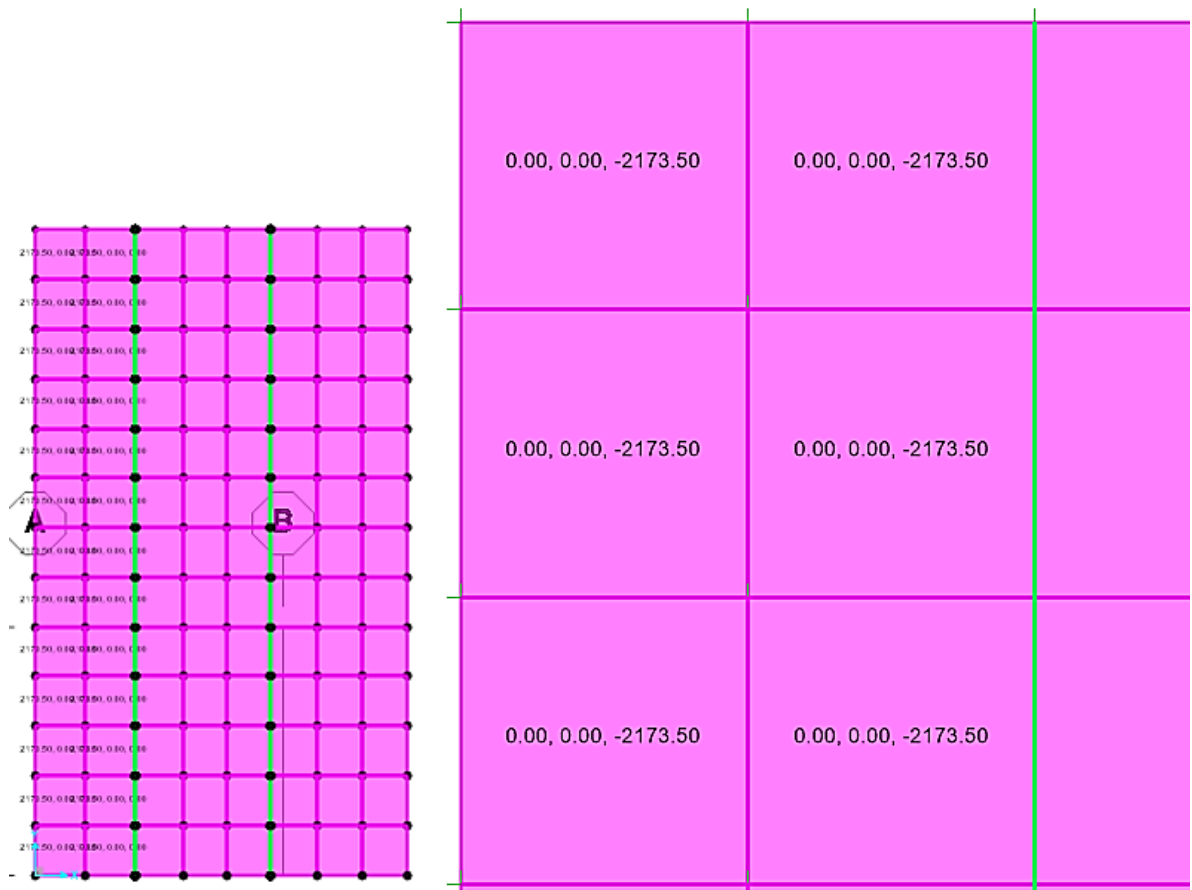
Vista Tridimensional Estribos



Nota. Se presenta la vista tridimensional del estribo de puente tipo viga de acero. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 28

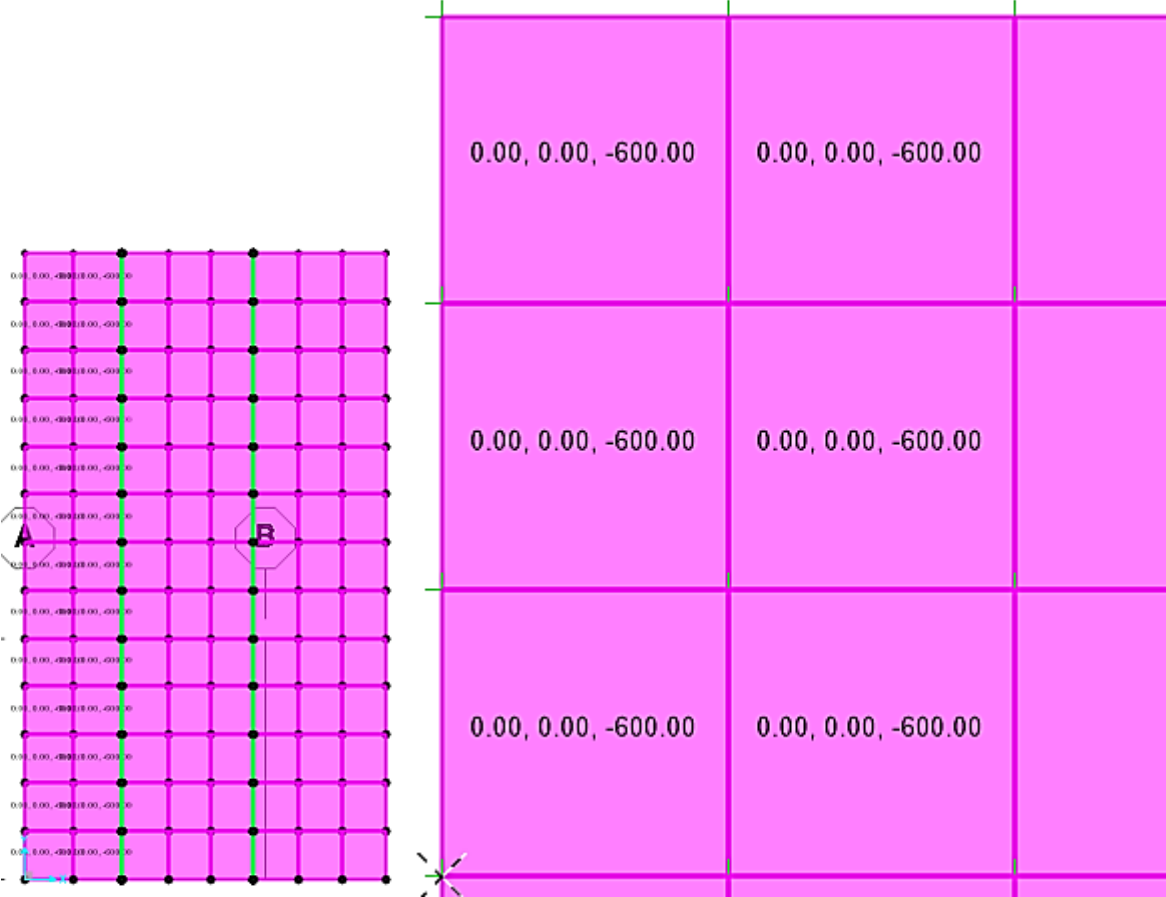
Vista Empuje vertical



Nota. Se presenta la vista de la carga por empuje vertical asignada en el estribo de puente tipo viga de acero. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 29

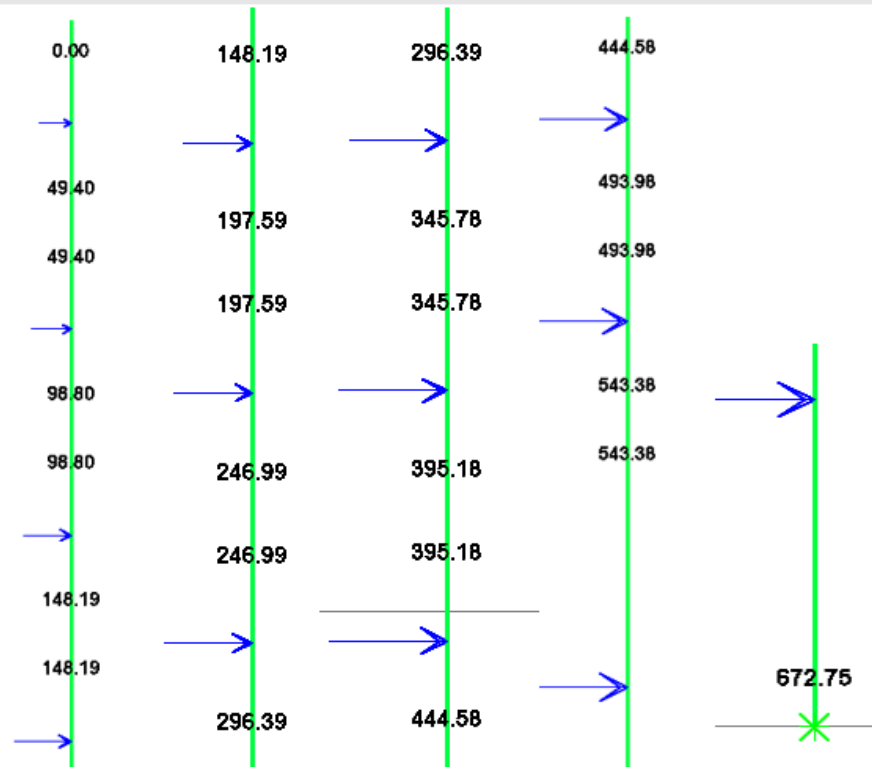
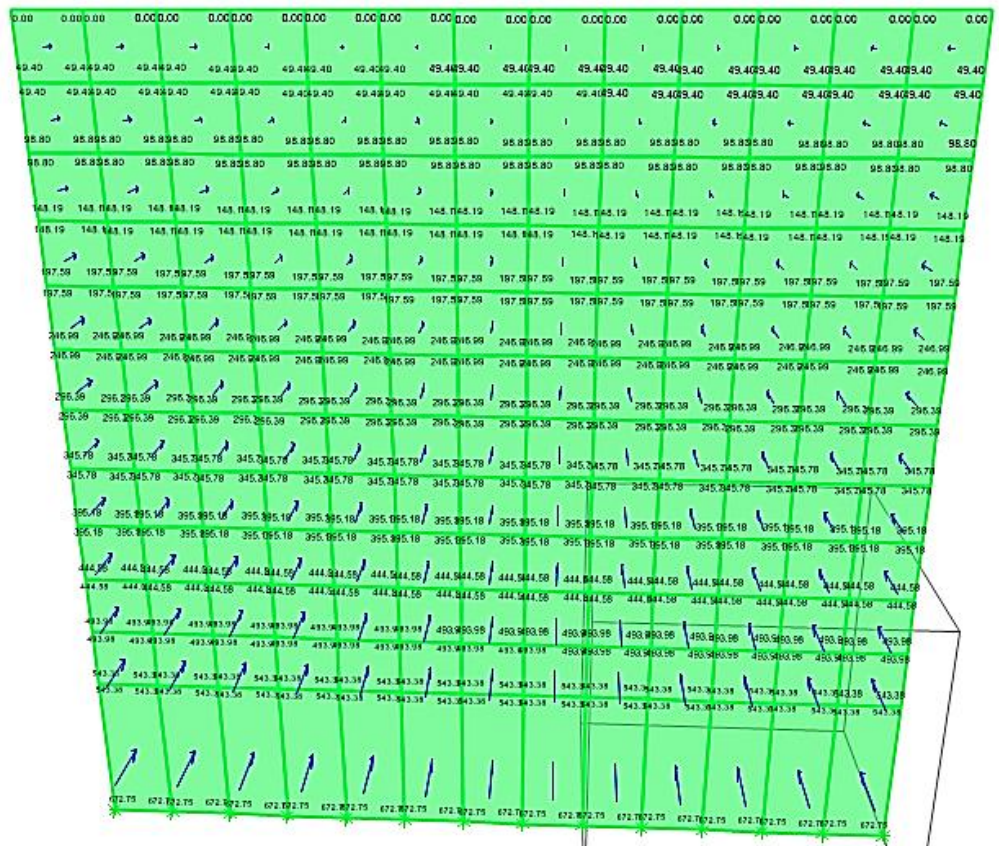
Vista Sobrecarga



Nota. Se presenta la vista de la carga asignada debido a la sobrecarga en el relleno del estribo de puente tipo viga de acero. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 30

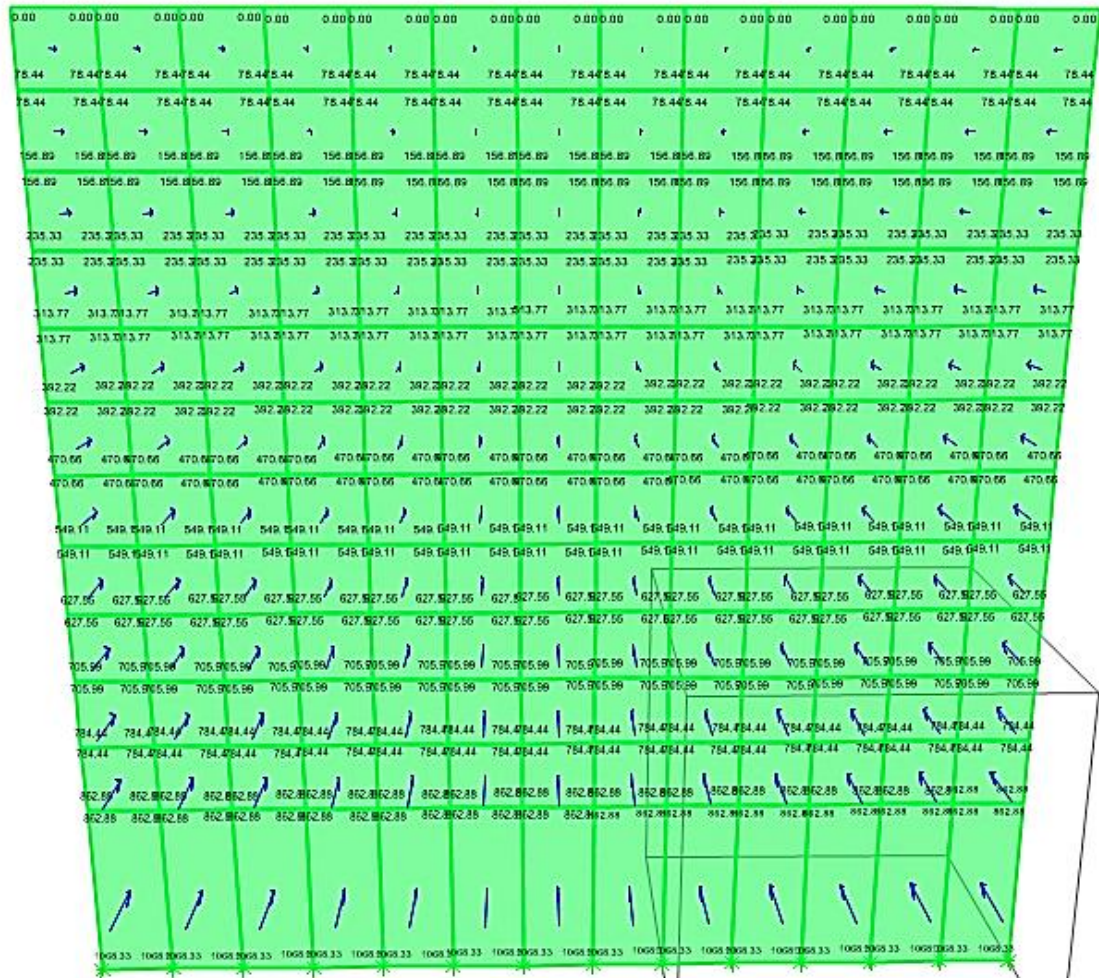
Vista Empuje Horizontal



Nota. Se presenta la vista de la carga asignada debido al empuje horizontal en el estribo de puente tipo viga de acero. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 31: Vista Empuje Sismo

Vista Empuje Sismo



0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
78.44	78.44	78.44	78.44	78.44	78.44	78.44
78.44	78.44	78.44	78.44	78.44	78.44	78.44
156.89	156.89	156.89	156.89	156.89	156.89	156.89
156.89	156.89	156.89	156.89	156.89	156.89	156.89
235.33	235.33	235.33	235.33	235.33	235.33	235.33
235.33	235.33	235.33	235.33	235.33	235.33	235.33
313.77	313.77	313.77	313.77	313.77	313.77	313.77
313.77	313.77	313.77	313.77	313.77	313.77	313.77
392.22	392.22	392.22	392.22	392.22	392.22	392.22
392.22	392.22	392.22	392.22	392.22	392.22	392.22

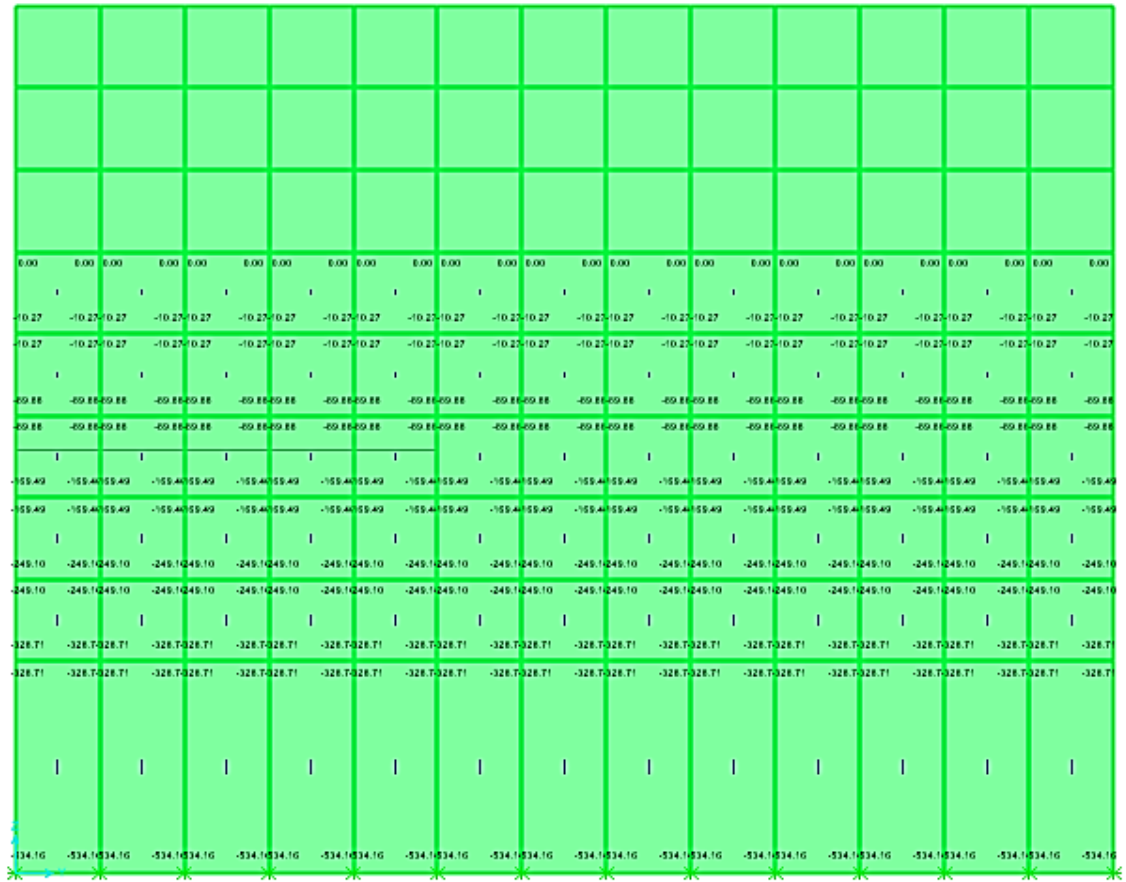
470.66	470.66	470.66	470.66	470.66	470.66	470.66
470.66	470.66	470.66	470.66	470.66	470.66	470.66
549.11	549.11	549.11	549.11	549.11	549.11	549.11
549.11	549.11	549.11	549.11	549.11	549.11	549.11
627.55	627.55	627.55	627.55	627.55	627.55	627.55
627.55	627.55	627.55	627.55	627.55	627.55	627.55
705.99	705.99	705.99	705.99	705.99	705.99	705.99
705.99	705.99	705.99	705.99	705.99	705.99	705.99
784.44	784.44	784.44	784.44	784.44	784.44	784.44
784.44	784.44	784.44	784.44	784.44	784.44	784.44
862.88	862.88	862.88	862.88	862.88	862.88	862.88

862.88	862.88	862.88	862.88	862.88	862.88	862.88
1068.33	1068.33	1068.33	1068.33	1068.33	1068.33	1068.33
*	*	*	*	*	*	*

Nota. Se presenta la vista de la carga asignada debido al empuje por sismo en el estribo de puente tipo viga de acero. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 32: Vista Empuje pasivo

Vista Empuje pasivo



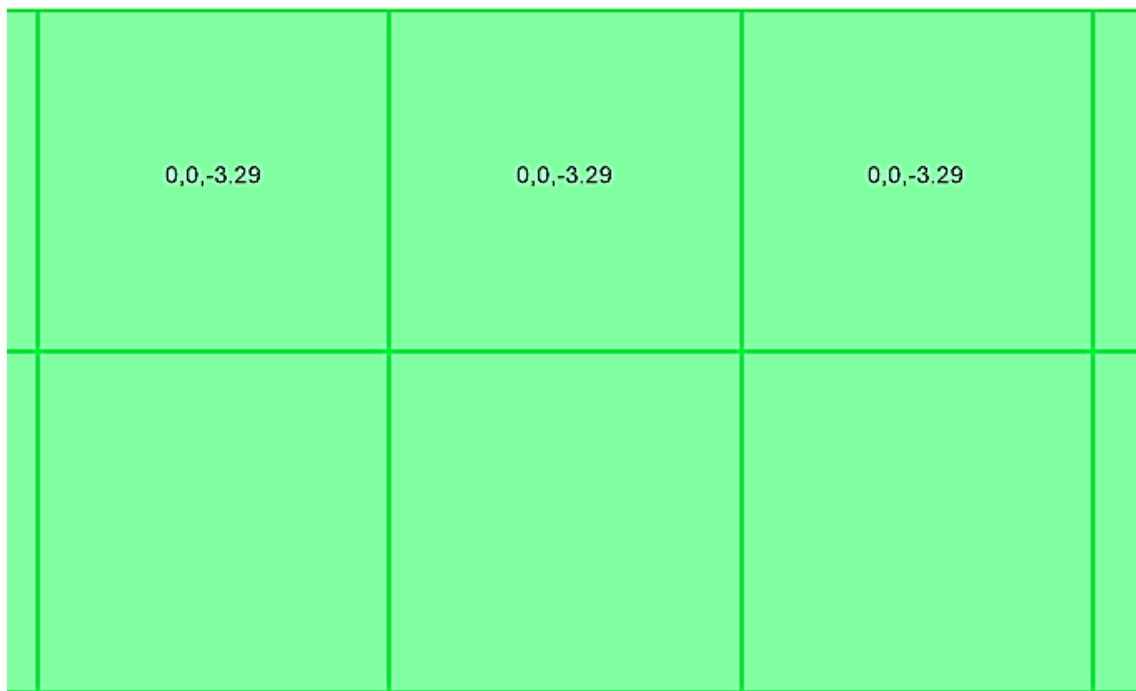
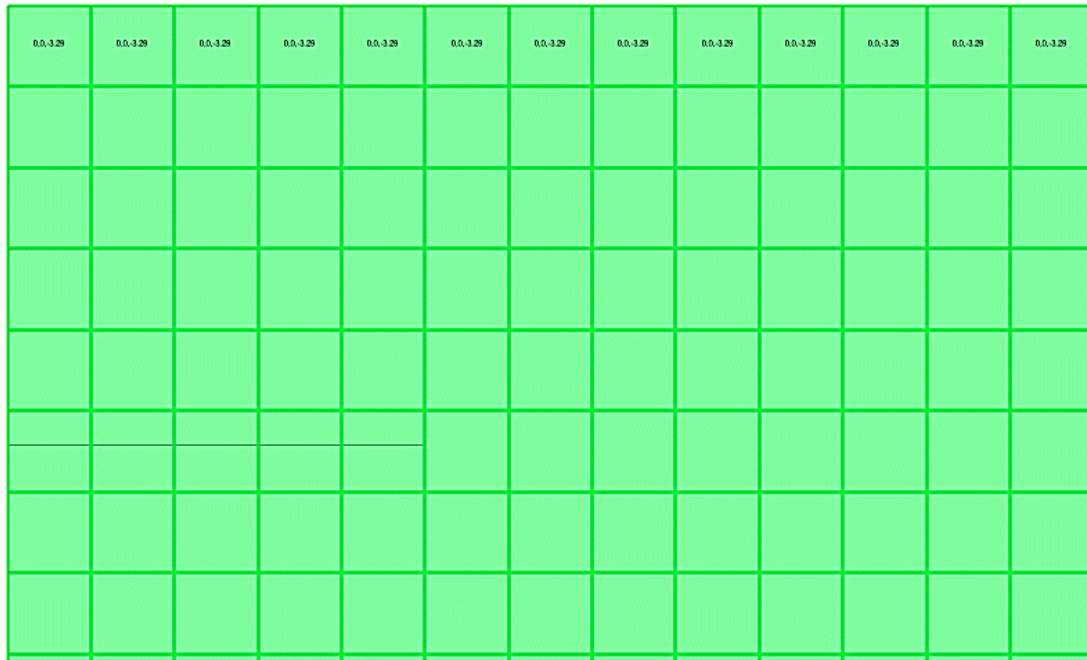
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-10.27	-10.27	-10.27	-10.27	-10.27	-10.27	-10.27
-10.27	-10.27	-10.27	-10.27	-10.27	-10.27	-10.27
-89.88	-89.88	-89.88	-89.88	-89.88	-89.88	-89.88
-89.88	-89.88	-89.88	-89.88	-89.88	-89.88	-89.88

-89.88	-89.88	-89.88	-89.88	-89.88	-89.88	-89.88
-169.49	-169.49	-169.49	-169.49	-169.49	-169.49	-169.49
-169.49	-169.49	-169.49	-169.49	-169.49	-169.49	-169.49
-249.10	-249.10	-249.10	-249.10	-249.10	-249.10	-249.10
-249.10	-249.10	-249.10	-249.10	-249.10	-249.10	-249.10
-328.71	-328.71	-328.71	-328.71	-328.71	-328.71	-328.71
-328.71	-328.71	-328.71	-328.71	-328.71	-328.71	-328.71
-534.16	-534.16	-534.16	-534.16	-534.16	-534.16	-534.16
*	*	*	*	*	*	*

Nota. Se presenta la vista de la carga asignada debido al empuje pasivo en el estribo de puente tipo viga de acero. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 33

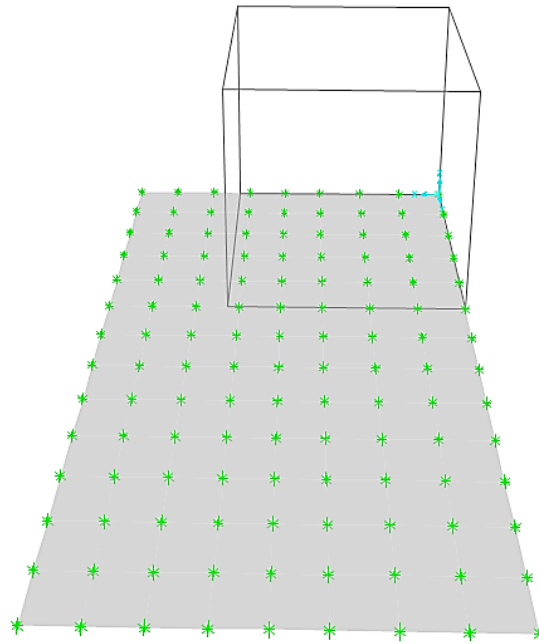
Vista peso plataforma



Nota. Se presenta la vista de la carga asignada debido al peso de la plataforma del puente en el estribo. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 34

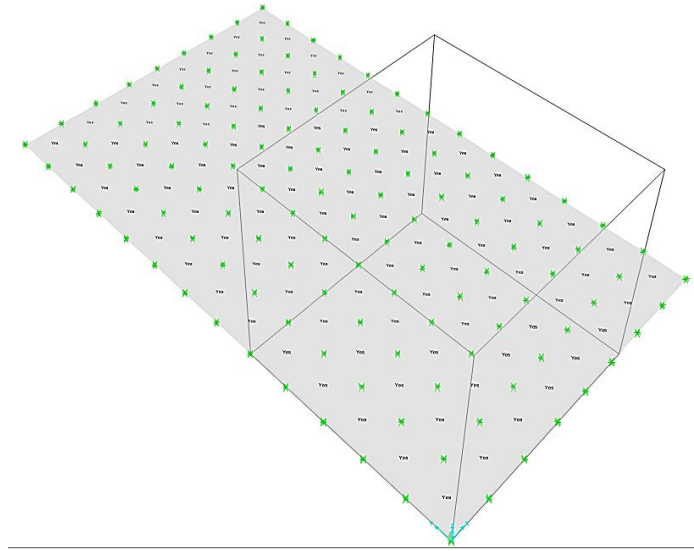
Vista definición de apoyos en cimentación



Nota. Se presenta la vista de los apoyos asignados en la cimentación del estribo del puente tipo viga de acero. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 35

Vista definición del balasto



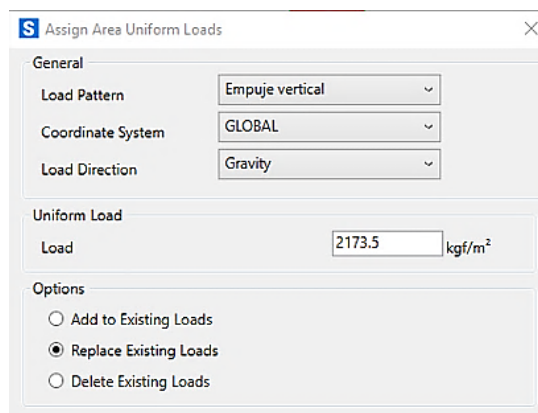
Nota. Se presenta la vista del coeficiente de balasto asignado en la cimentación del estribo del puente tipo viga de acero. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

3.4.2.3.6. Muros

En el análisis matemático para los muros, sea elaborado un modelo tridimensional haciendo uso de elementos tipo Shell del programa de análisis estructural SAP2000, permitiendo una descripción de los esfuerzos y deformaciones de la estructura.

Figura 36

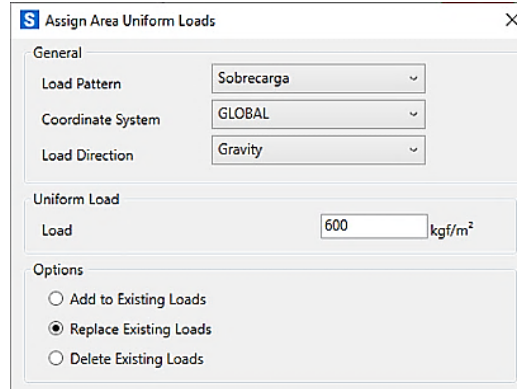
Empuje vertical



Nota. Se presenta la carga asignada debido al empuje vertical del relleno en los muros situados junto a los estribos del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 37

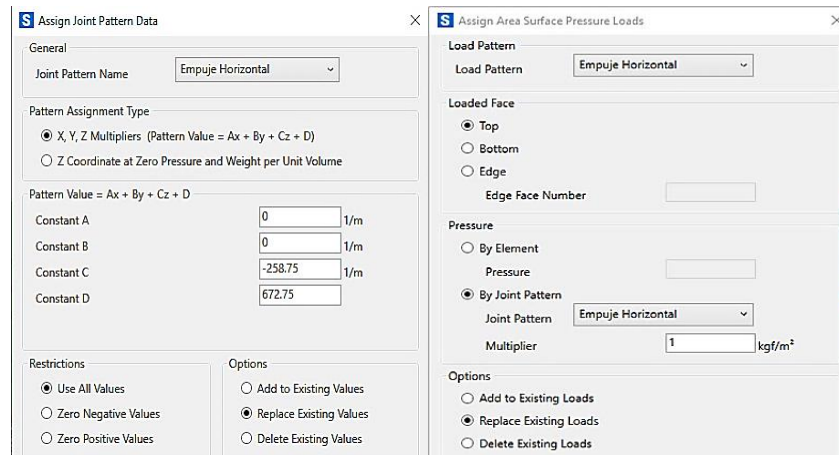
Sobrecarga del relleno



Nota. Se presenta la carga asignada debido la sobrecarga en el relleno en los muros situados junto a los estribos del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 38

Empuje horizontal



Nota. Se presenta la carga asignada debido al empuje horizontal en los muros situados junto a los estribos del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 39

Empuje sismo

The image shows two overlapping dialog boxes from SAP2000. The left dialog, titled "Assign Joint Pattern Data", has the "Joint Pattern Name" set to "E Sismo". Under "Pattern Assignment Type", the radio button for "X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = Ax + By + Cz + D)" is selected. The "Pattern Value = Ax + By + Cz + D" section contains four input fields: Constant A (0), Constant B (0), Constant C (-410.895), and Constant D (1068.33). The "Restrictions" section has "Use All Values" selected. The "Options" section has "Add to Existing Values" selected. The right dialog, titled "Assign Area Surface Pressure Loads", has the "Load Pattern" set to "Empuje Sismo". Under "Loaded Face", the radio button for "Top" is selected. The "Pressure" section has "By Joint Pattern" selected, with "Joint Pattern" set to "E Sismo" and "Multiplier" set to 1. The "Options" section has "Replace Existing Loads" selected.

Nota. Se presenta la carga asignada debido al empuje sísmico en los muros situados junto a los estribos del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 40

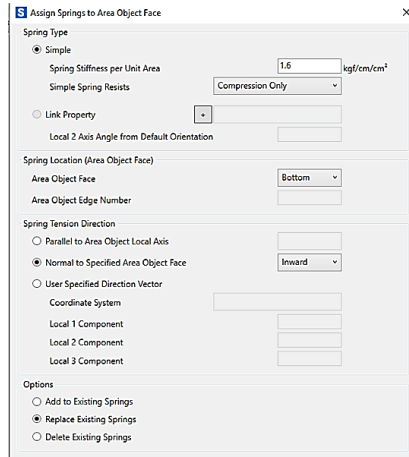
Empuje Pasivo

The image shows a single dialog box titled "Assign Area Surface Pressure Loads". The "Load Pattern" is set to "Empuje Pasivo". Under "Loaded Face", the radio button for "Top" is selected. The "Pressure" section has "By Joint Pattern" selected, with "Joint Pattern" set to "Empuje pasivo" and "Multiplier" set to 1. The "Options" section has "Add to Existing Loads" selected.

Nota. Se presenta la carga asignada debido al empuje pasivo en los muros situados junto a los estribos del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 41

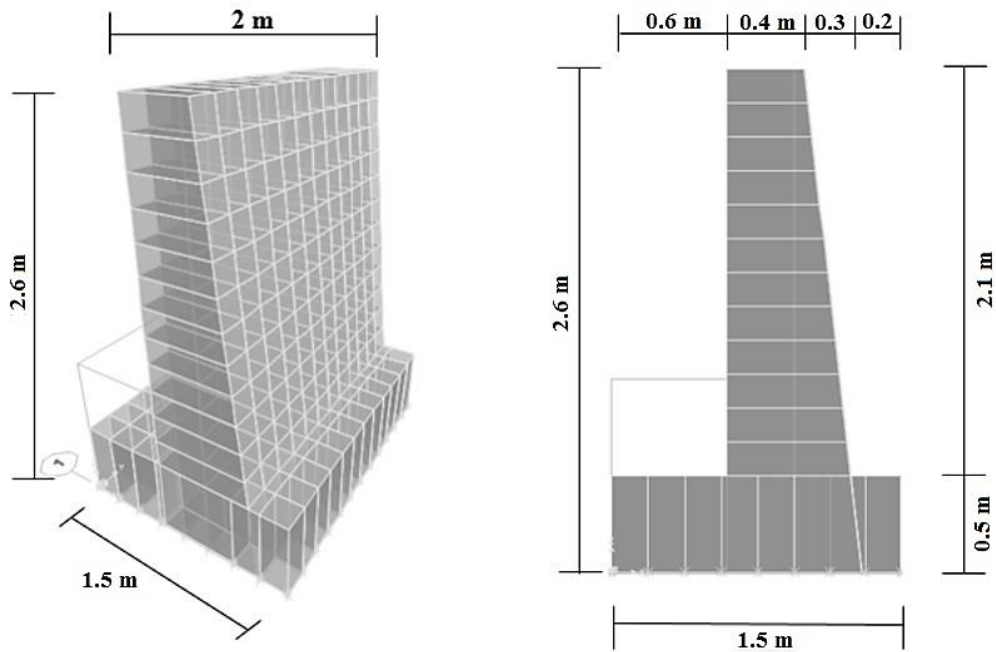
Coeficiente de Balasto



Nota. Se presenta el valor asignado del coeficiente de balasto en la cimentación de los muros situados junto a los estribos del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 42

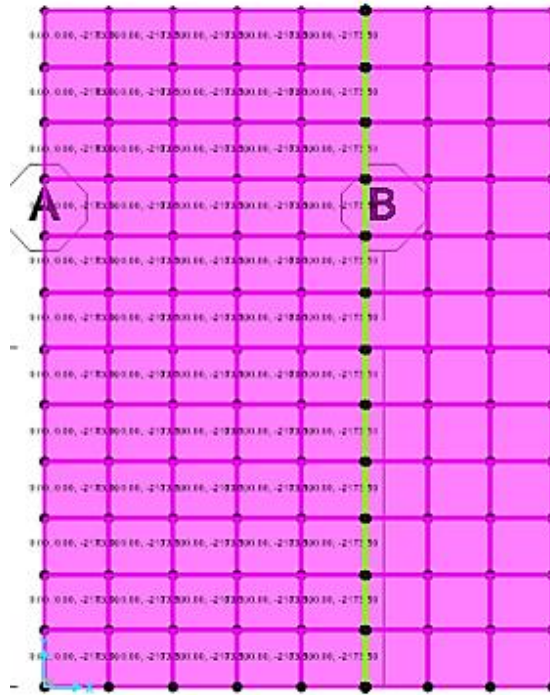
Vista tridimensional muros



Nota. Se presenta la vista tridimensional de los muros situados junto a los estribos del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 43

Vista Empuje vertical

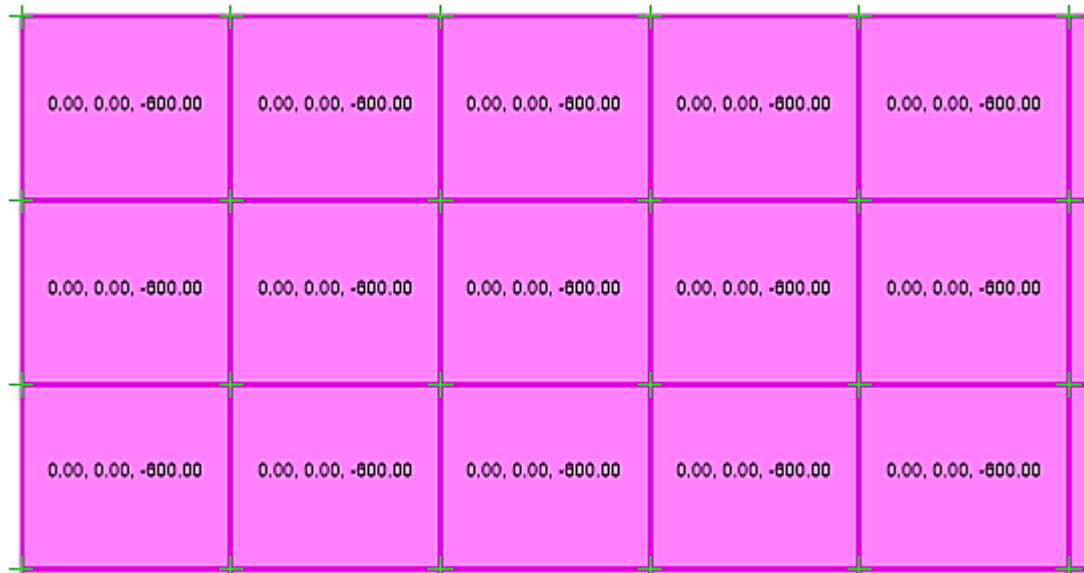
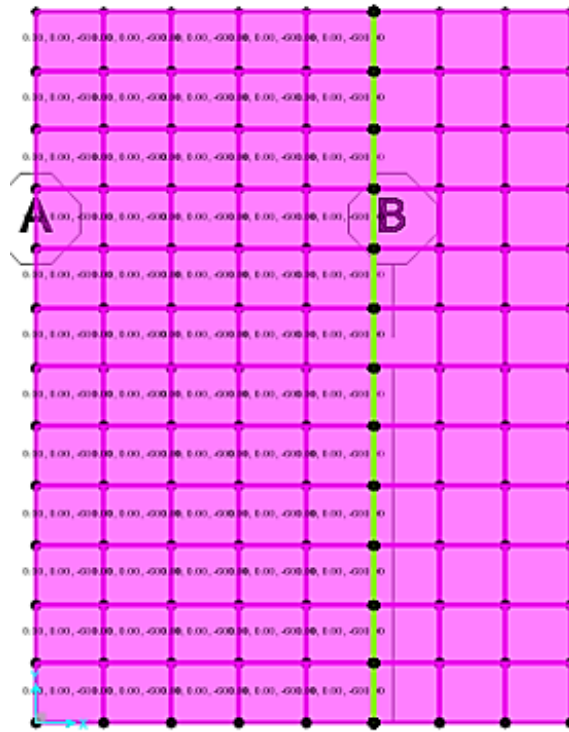


0.00, 0.00, -2173.50	0.00, 0.00, -2173.50	0.00, 0.00, -2173.50	0.00, 0.00, -2173.50	0.00, 0.00, -2173.50
0.00, 0.00, -2173.50	0.00, 0.00, -2173.50	0.00, 0.00, -2173.50	0.00, 0.00, -2173.50	0.00, 0.00, -2173.50
0.00, 0.00, -2173.50	0.00, 0.00, -2173.50	0.00, 0.00, -2173.50	0.00, 0.00, -2173.50	0.00, 0.00, -2173.50

Nota. Se presenta la vista de la carga por empuje vertical asignada en los muros situados junto a los estribos del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 44

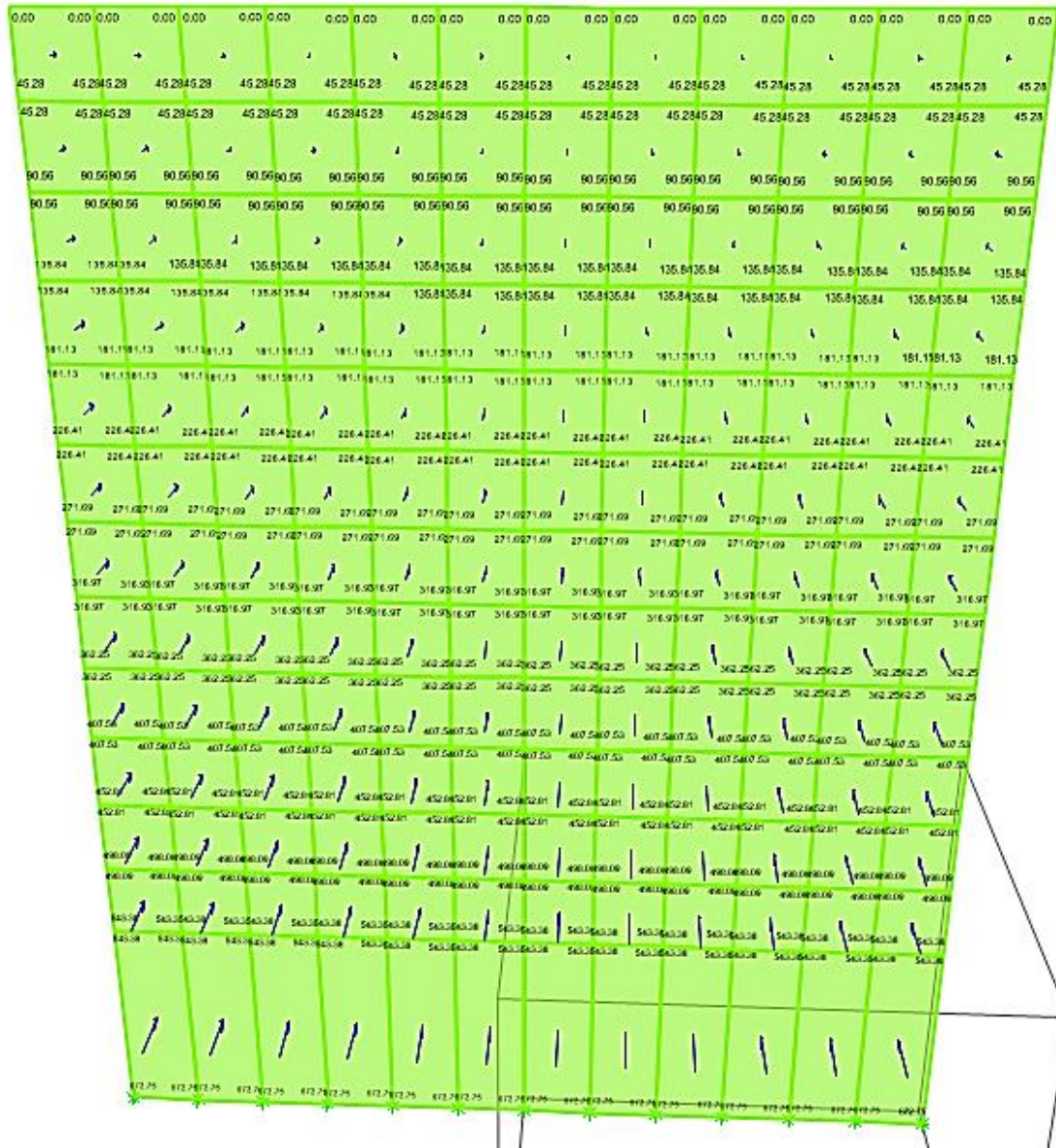
Vista Sobrecarga



Nota. Se presenta la vista de la carga asignada producida por la sobrecarga en el relleno de los muros situados junto a los estribos del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

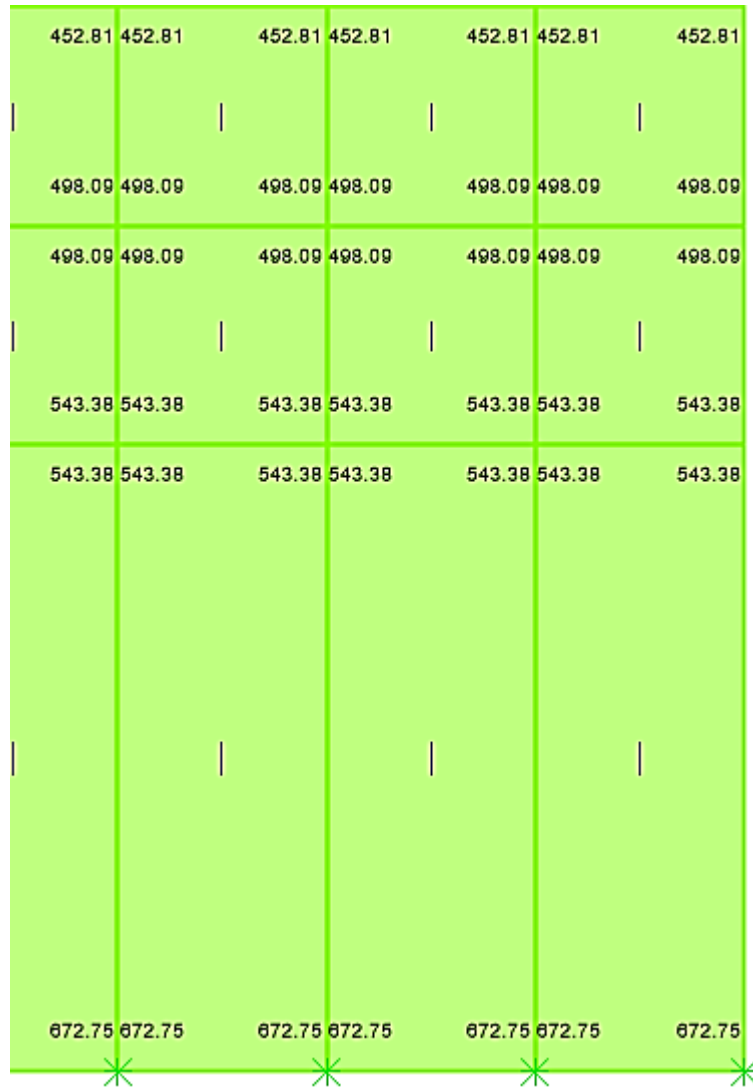
Figura 45: Vista Empuje Horizontal

Vista Empuje Horizontal



0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
45.28	45.28	45.28	45.28	45.28	45.28	45.28
45.28	45.28	45.28	45.28	45.28	45.28	45.28
90.56	90.56	90.56	90.56	90.56	90.56	90.56
90.56	90.56	90.56	90.56	90.56	90.56	90.56
135.84	135.84	135.84	135.84	135.84	135.84	135.84
135.84	135.84	135.84	135.84	135.84	135.84	135.84
181.13	181.13	181.13	181.13	181.13	181.13	181.13
181.13	181.13	181.13	181.13	181.13	181.13	181.13
226.41	226.41	226.41	226.41	226.41	226.41	226.41

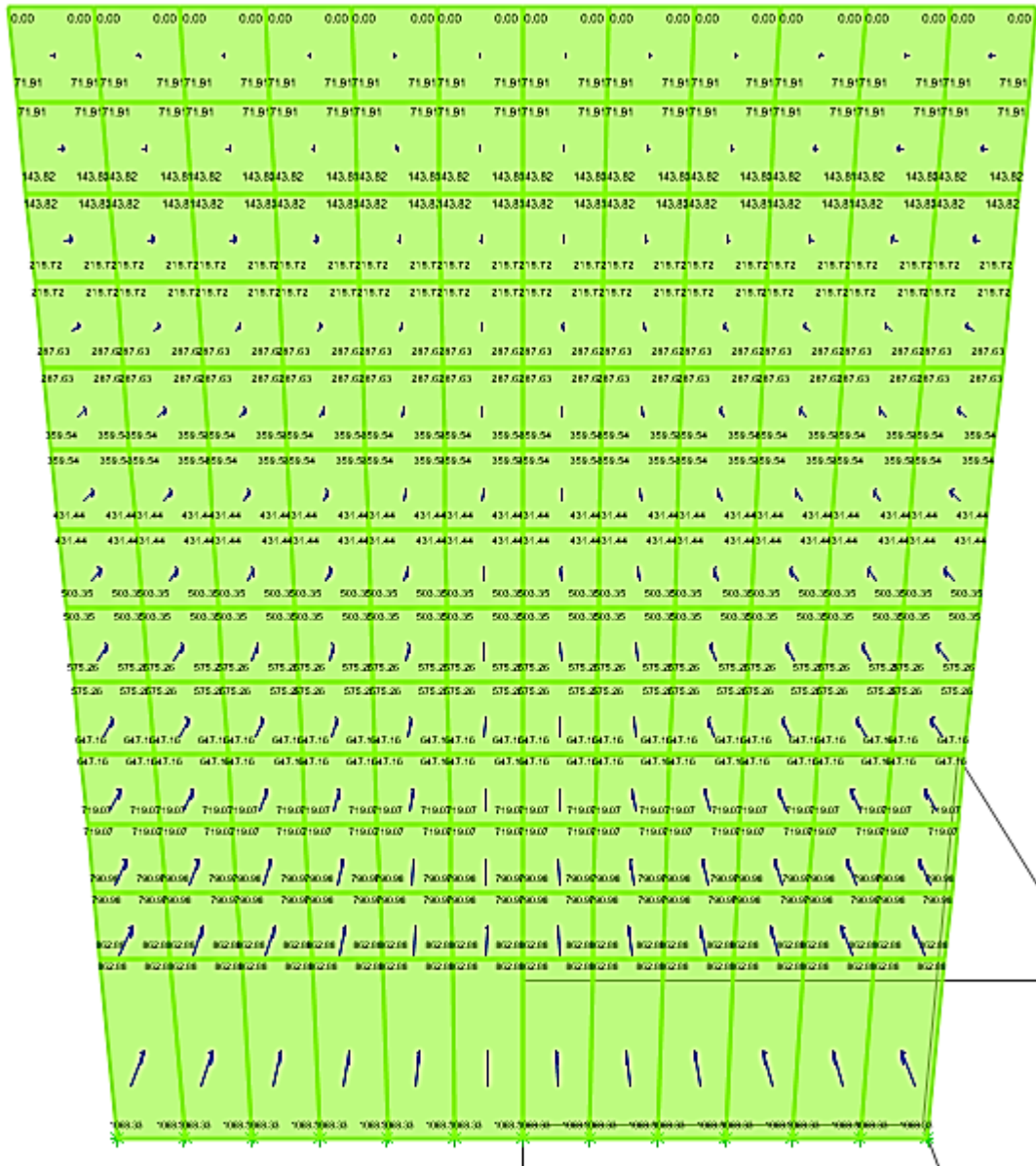
226.41	226.41	226.41	226.41	226.41	226.41	226.41
271.69	271.69	271.69	271.69	271.69	271.69	271.69
271.69	271.69	271.69	271.69	271.69	271.69	271.69
316.97	316.97	316.97	316.97	316.97	316.97	316.97
316.97	316.97	316.97	316.97	316.97	316.97	316.97
362.25	362.25	362.25	362.25	362.25	362.25	362.25
362.25	362.25	362.25	362.25	362.25	362.25	362.25
407.53	407.53	407.53	407.53	407.53	407.53	407.53
407.53	407.53	407.53	407.53	407.53	407.53	407.53
452.81	452.81	452.81	452.81	452.81	452.81	452.81



Nota. Se presenta la vista de la carga asignada producida por el empuje horizontal en los muros situados junto a los estribos del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 46

Vista Empuje sismo



0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
71.91	71.91	71.91	71.91	71.91	71.91	71.91
71.91	71.91	71.91	71.91	71.91	71.91	71.91
143.82	143.82	143.82	143.82	143.82	143.82	143.82
143.82	143.82	143.82	143.82	143.82	143.82	143.82
215.72	215.72	215.72	215.72	215.72	215.72	215.72
215.72	215.72	215.72	215.72	215.72	215.72	215.72
287.63	287.63	287.63	287.63	287.63	287.63	287.63

287.63	287.63	287.63	287.63	287.63	287.63	287.63
359.54	359.54	359.54	359.54	359.54	359.54	359.54
359.54	359.54	359.54	359.54	359.54	359.54	359.54
431.44	431.44	431.44	431.44	431.44	431.44	431.44
431.44	431.44	431.44	431.44	431.44	431.44	431.44
503.35	503.35	503.35	503.35	503.35	503.35	503.35
503.35	503.35	503.35	503.35	503.35	503.35	503.35
575.26	575.26	575.26	575.26	575.26	575.26	575.26

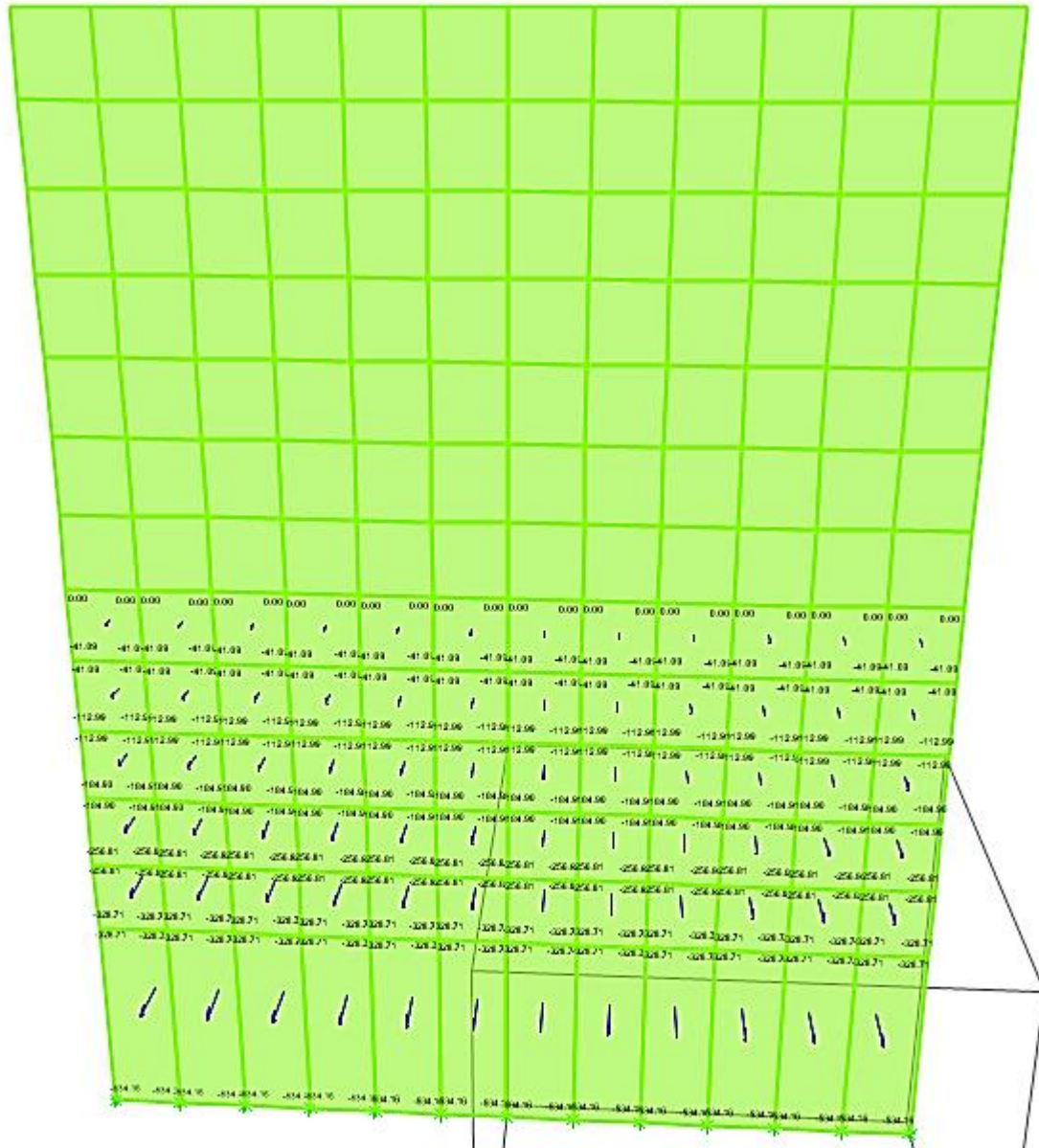
575.26	575.26	575.26	575.26	575.26	575.26	575.26
647.16	647.16	647.16	647.16	647.16	647.16	647.16
647.16	647.16	647.16	647.16	647.16	647.16	647.16
719.07	719.07	719.07	719.07	719.07	719.07	719.07
719.07	719.07	719.07	719.07	719.07	719.07	719.07
790.98	790.98	790.98	790.98	790.98	790.98	790.98
790.98	790.98	790.98	790.98	790.98	790.98	790.98
862.88	862.88	862.88	862.88	862.88	862.88	862.88

862.88	862.88	862.88	862.88	862.88	862.88	862.88
1068.33	1068.33	1068.33	1068.33	1068.33	1068.33	1068.33
*		*		*		*

Nota. Se presenta la vista de la carga asignada debido al empuje sísmico en los muros situados junto a los estribos del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 47

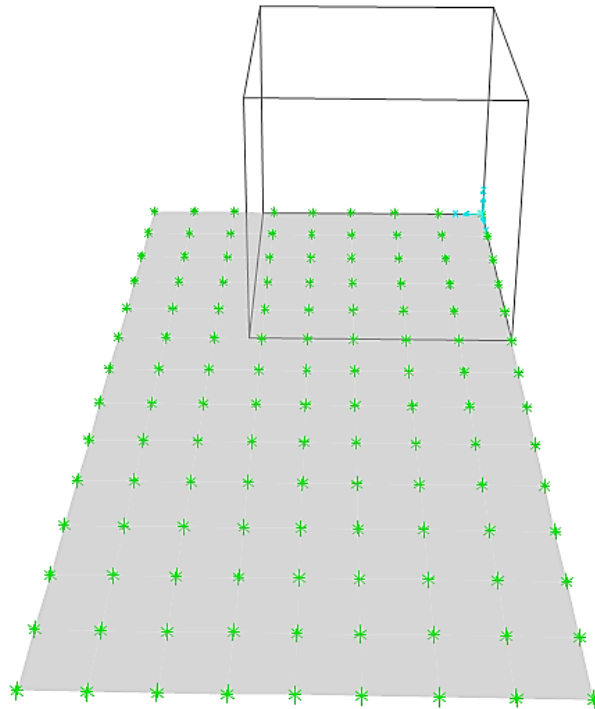
Vista Empuje pasivo



Nota. Se presenta la vista de la carga asignada debido al empuje pasivo en los muros situados junto a los estribos del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 48:

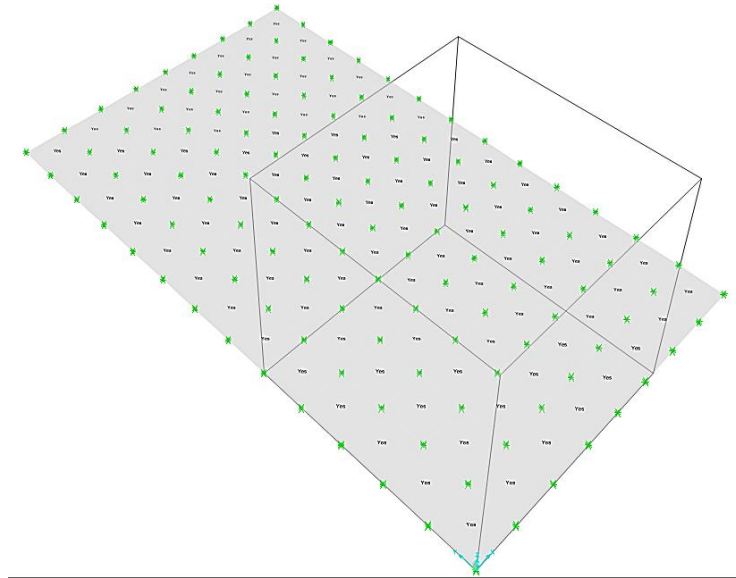
Vista definición de apoyos en cimentación



Nota. Se presenta la vista de apoyos asignados en la cimentación de los muros situados junto a los estribos del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 49

Vista definición del balasto



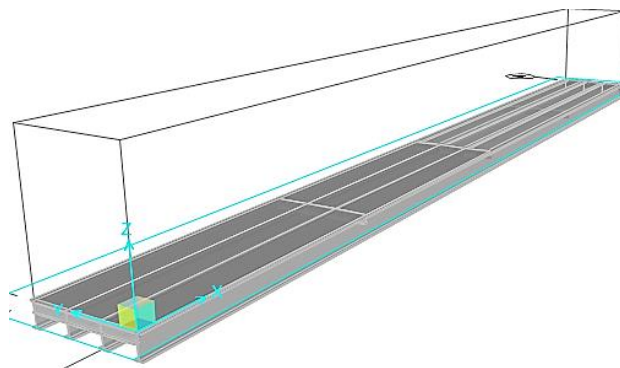
Nota. Se presenta la vista del coeficiente de balasto asignado en la cimentación de los muros situados junto a los estribos del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

3.4.2.3.7. Resultados Puente Tipo Viga de Acero

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del modelo matemático de la alternativa de puente tipo viga de acero, en base a los cuales se ha procedido a su diseño.

Figura 50

Modelo Tridimensional SAP2000



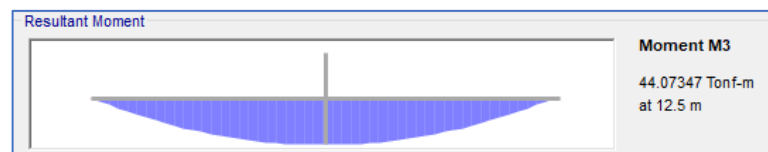
Nota. Se presenta la vista del modelo 3D del tablero del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Resultados Diagramas de Corte y Momentos

A continuación, se presentan los diagramas resultantes:

Figura 51

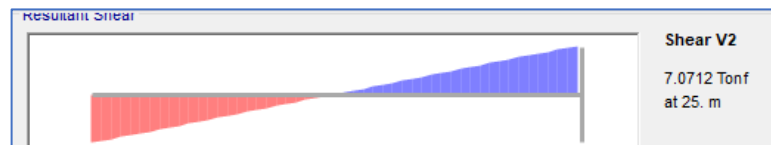
Momento (M3)- Carga Muerta- Sección entera del puente



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido a carga muerta en la sección completa de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 52

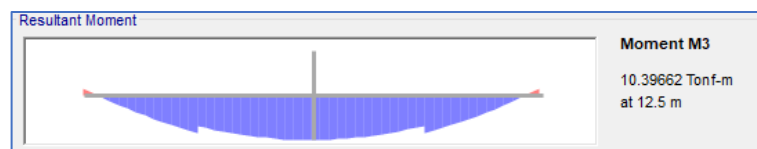
Cortante (V2)- Carga Muerta- Sección entera del puente



Nota. Se presenta diagrama del cortante resultante V2, debido a carga muerta en la sección completa de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 53

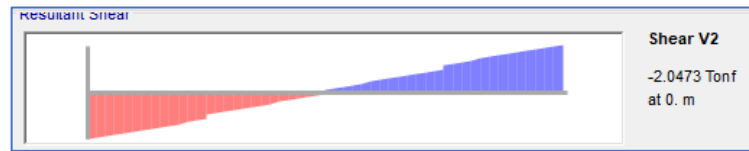
Momento (M3)- Carga Muerta- Sección viga



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido a carga muerta en la sección viga más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 54

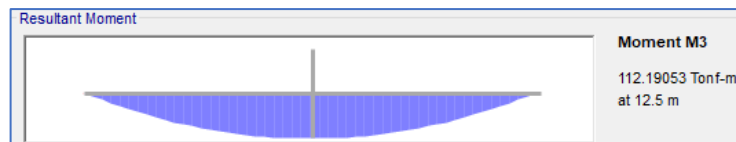
Cortante (V2)- Carga Muerta- Sección viga



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante V2, debido a carga muerta en la sección viga más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 55

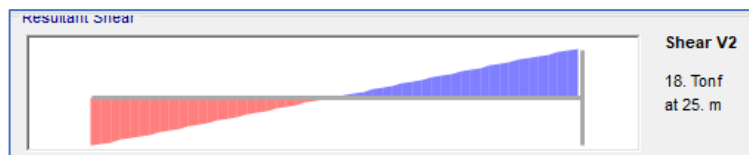
Momento (M3)- Carga Viva- Sección entera del puente



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido a carga viva en la sección completa de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 56

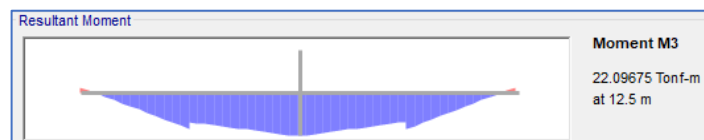
Cortante (V2)- Carga Viva- Sección entera del puente



Nota. Se presenta diagrama del cortante resultante V2, debido a carga viva en la sección completa de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 57

Momento (M3)- Carga Viva- Sección viga



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido a carga viva en la sección viga más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 58

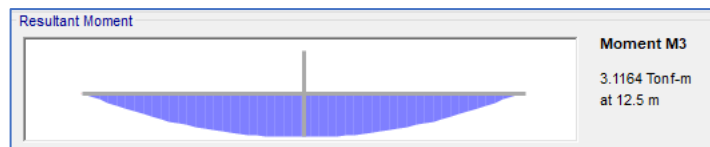
Cortante (V2)- Carga Viva- Sección viga



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante V2, debido a carga viva en la sección viga más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 59

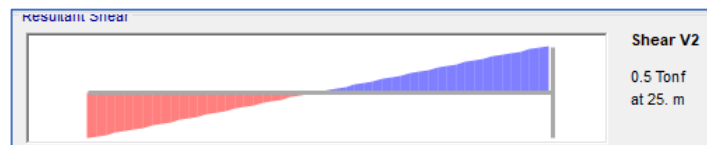
Momento (M3)- Carga Pasamanos- Sección entera del puente



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido a carga de pasamanos en la sección completa de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 60

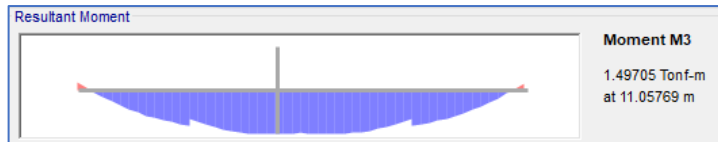
Cortante (V2)- Carga Pasamanos- Sección entera del puente



Nota. Se presenta diagrama del cortante resultante V2, debido a carga de pasamanos en la sección completa de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 61

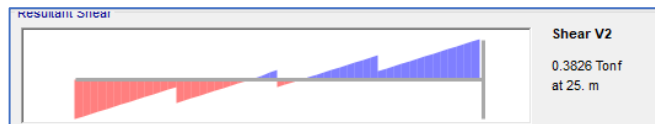
Momento (M3)- Carga Pasamanos- Sección viga



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido a carga de pasamanos en la sección viga más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 62

Cortante (V2)- Carga Pasamanos- Sección viga



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante V2, debido a carga de pasamanos en la sección viga más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Reacciones en Superestructura

Figura 63

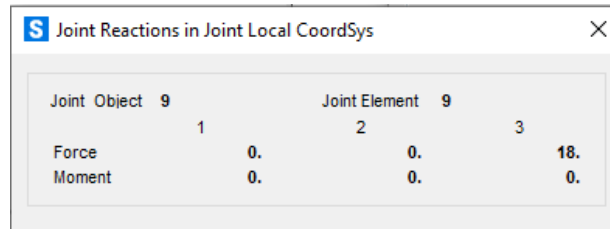
Reacciones Superestructura Carga Muerta

S Joint Reactions in Joint Local CoordSys			
Joint Object	9	Joint Element	9
	1	2	3
Force	0.	0.	8.547
Moment	0.	0.	0.

Nota. Se presenta las reacciones de la superestructura del puente debido a carga muerta en Ton. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 64

Reacciones Superestructura Carga Viva



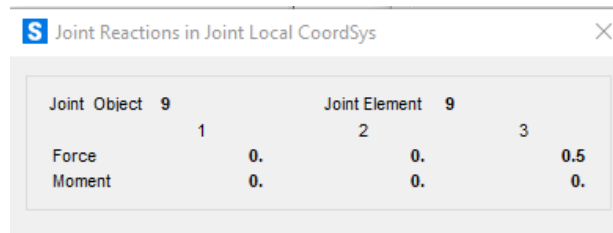
	Joint Object 9	Joint Element 9		3
	1	2		
Force	0.	0.		18.
Moment	0.	0.		0.

Nota. Se presenta las reacciones de la superestructura del puente debido a carga viva en Ton.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 65

Reacciones Superestructura Carga Pasamanos



	Joint Object 9	Joint Element 9		3
	1	2		
Force	0.	0.		0.5
Moment	0.	0.		0.

Nota. Se presenta las reacciones de la superestructura del puente debido a carga de pasamanos en Ton. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Resultados Estribos del Puente

El proceso de cálculo de los estribos del puente se encuentra detallado en al anexo#: diseño estribo a gravedad

Verificación del factor de seguridad por volcamiento: Caso A) Estribo sin puente y con relleno sobrecargado.

$$FS_V = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} = 5.04; (OK > 2)$$

Verificación del factor de seguridad por volcamiento: Caso B) Estribo con puente y con relleno sobrecargado.

$$FS_V = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} = 6.11; (OK > 2)$$

Verificación del factor de seguridad por volcamiento: Caso C) Estribo con puente, relleno sobrecargado y Sismo por Mononobe Okabe.

$$FS_V = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} = 2.95; (OK > 2)$$

Verificación del factor de seguridad por deslizamiento: Caso A) Estribo sin puente y con relleno sobrecargado.

$$FS_D = \frac{\sum F_{Rl'}}{\sum F_d} = 4.19; (OK > 1.5)$$

Verificación del factor de seguridad por deslizamiento: Caso B) Estribo con puente y con relleno sobrecargado.

$$FS_D = \frac{\sum F_{Rl'}}{\sum F_d} = 9.25; (OK > 1.5)$$

Verificación del factor de seguridad por deslizamiento: Caso C) Estribo con puente, relleno sobrecargado y Sismo por Mononobe Okabe.

$$FS_D = \frac{\sum F_{Rl'}}{\sum F_d} = 3.07; (OK > 1.5)$$

Resultados capacidad de carga en el suelo

Excentricidad respecto a la resultante:

$$e = \frac{B}{2} - x = 0.101; (OK < \frac{B}{6} = 0.250)$$

Presiones en el terreno:

$$FS_D = \frac{\sum F_{Rl'}}{\sum F_d} =$$

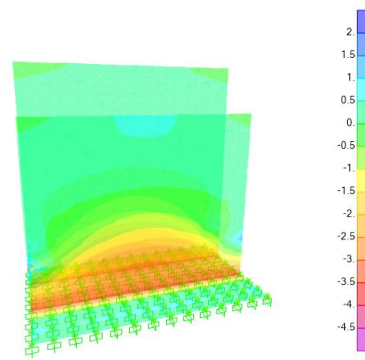
$$\sigma_{max} = \frac{\sum N}{L * B} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = 16.61 \frac{tonnef}{m2}; (OK < qa)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum N}{L * B} \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right) = 7.1 \frac{tonnef}{m2}; (OK < qa \text{ y } > 0 \frac{tonnef}{m2})$$

A continuación, se detallan los esfuerzos en el estribo debido a las diferentes cargas.

Figura 66

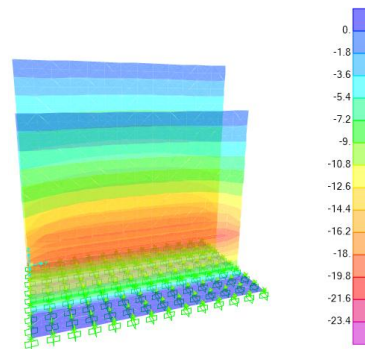
Esfuerzos Horizontales- Peso Propio- Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos horizontales en el estribo debido al peso propio (min= -4.837; máx.= 2.072 Kg/cm2). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 67

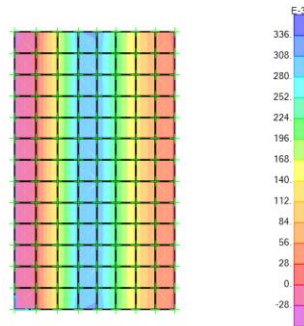
Esfuerzos Verticales- Peso Propio- Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos verticales en el estribo debido al peso propio (min= -24.187; máx.= 0.453 Kg/cm2). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 68

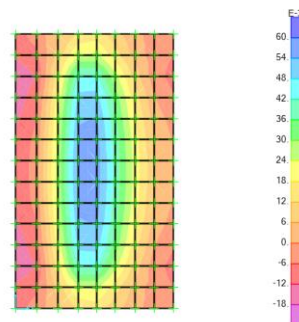
Esfuerzos Longitudinales- Empuje Vertical- Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos longitudinales en el estribo debido al empuje vertical (min= -0.04; máx.= 0.356 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 69

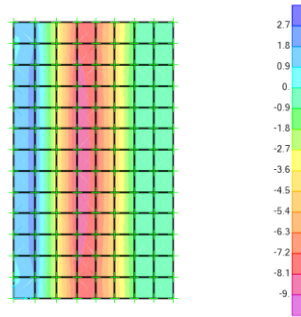
Esfuerzos Transversales- Empuje Vertical- Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos transversales en el estribo debido al empuje vertical (min= -0.021; máx.= 0.065 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 70

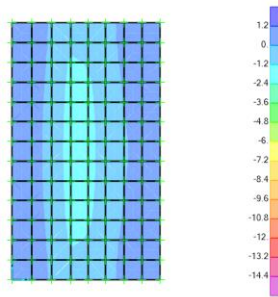
Esfuerzos Longitudinales- Sobrecarga Viva- Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos longitudinales en el estribo debido la sobrecarga viva (min= -9.651; máx.= 3.437 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 71

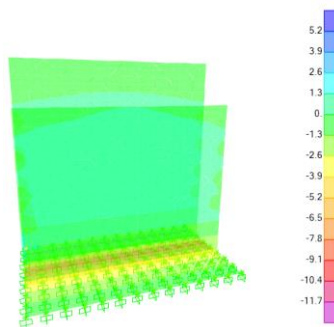
Esfuerzos Transversales- Sobrecarga Viva- Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos transversales en el estribo debido la sobrecarga viva (min= -1.485; máx.= 1.167 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 72

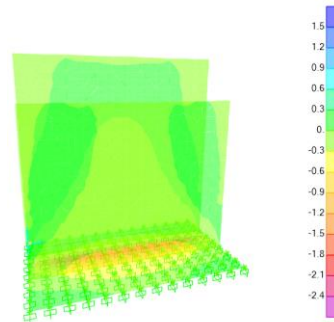
Esfuerzos Horizontales- Empuje Horizontal- Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos horizontales en el estribo debido al empuje horizontal (min= -12.766; máx.= 5.769 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 73

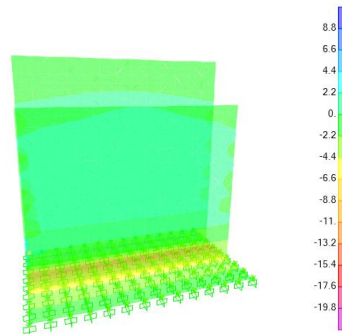
Esfuerzos Verticales- Empuje Horizontal- Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos verticales en el estribo debido al empuje horizontal (min= -2.478; máx.= 1.696 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 74

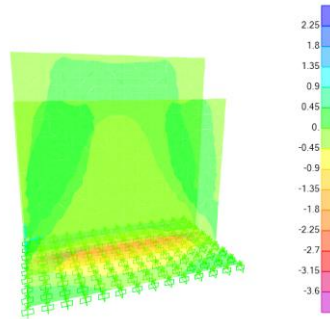
Esfuerzos Horizontales- Sismo- Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos horizontales en el estribo debido al sismo (min= -20.272; máx.= 9.162 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 75

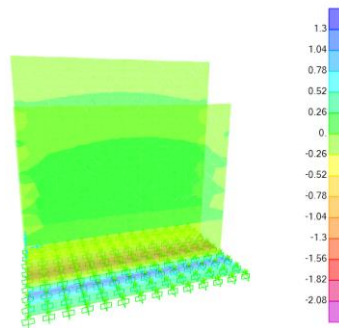
Esfuerzos Verticales- Sismo- Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos verticales en el estribo debido al sismo (min= -3.936; máx.= 2.693 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 76

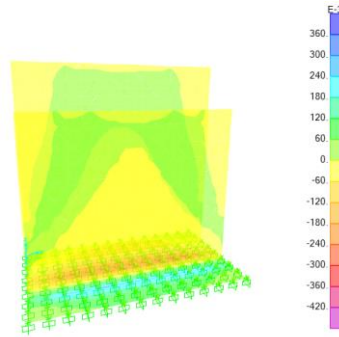
Esfuerzos Horizontales- Empuje Pasivo- Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos horizontales en el estribo debido al empuje pasivo (min= -2.287; máx.= 1.54 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 77

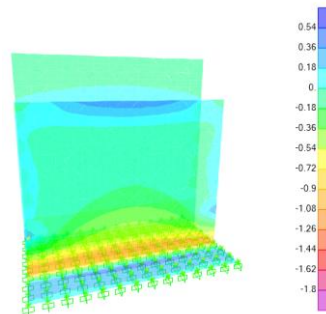
Esfuerzos Verticales- Empuje Pasivo- Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos verticales en el estribo debido al empuje pasivo (min= -0.452; máx.= 0.352 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 78

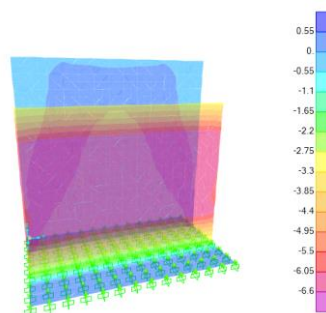
Esfuerzos Horizontales- Peso Plataforma- Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos horizontales en el estribo debido al peso de la plataforma (min= -1.874; máx.= 0.52 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 79

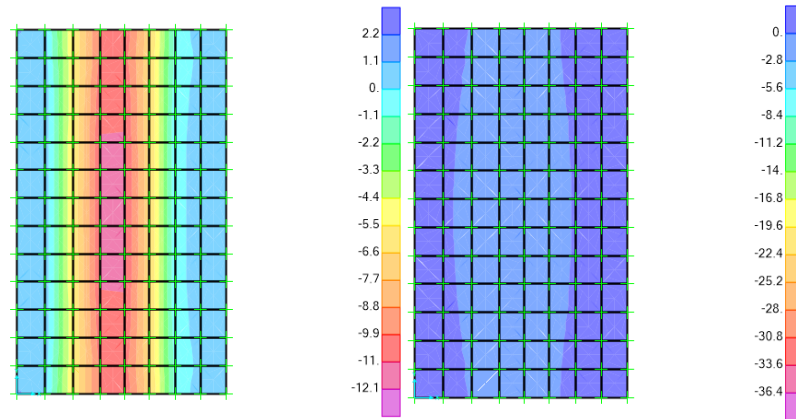
Esfuerzos Verticales- Peso Plataforma- Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos verticales en el estribo debido al peso de la plataforma y (min= -7.142; máx.= 0.205 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 80

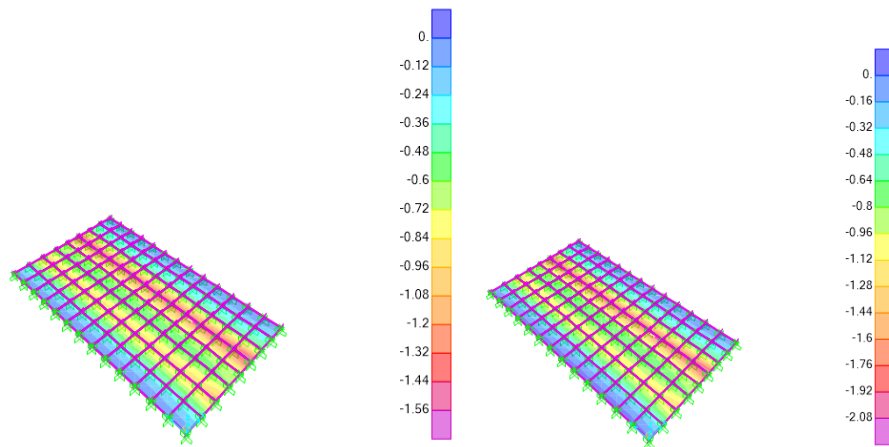
Esfuerzos Longitudinales y Transversales- Servicio- Cimentación Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos longitudinales y transversales en la cimentación del estribo debido a carga de servicio (Esf. longitudinales máx.=2.86; min=-12.388 Kg/cm²) y (Esf. transversales máx.=1.269; min=-5.6 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 81

Deformaciones- Servicio- Cimentación Estribo Puente



Nota. Se presenta una vista de las deformaciones en la cimentación del estribo debido a carga de servicio y carga mayorada (Carga de servicio $U_z=1.61$ cm; Carga mayorada $U_z=2.1$ cm). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Resultados Muros de Puente

El proceso de cálculo de los muros de puente se encuentra detallado en el anexo#: Diseño muro de Puente

Verificación del factor de seguridad por volcamiento

$$FS_V = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} = 4.1; (OK > 2)$$

Verificación del factor de seguridad por deslizamiento

$$FS_D = \frac{\sum F_{Rl}}{\sum F_d} = 3.71; (OK > 1.5)$$

Resultados capacidad de carga en el suelo

Excentricidad respecto a la resultante:

$$e = \frac{B}{2} - x = 0.13; (OK < \frac{B}{6} = 0.25)$$

Presiones en el terreno:

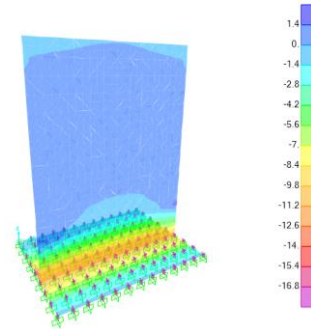
$$\sigma_{max} = \frac{\sum N}{L * B} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right) = 0.62 \frac{kg}{cm^2}; (OK < qa)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum N}{L * B} \left(1 - \frac{6 * e}{B} \right) = 0.20 \frac{kg}{cm^2}; (OK < qa \text{ y } > 0 \frac{kg}{cm^2})$$

A continuación, se detallan los esfuerzos en el muro debido a las diferentes cargas.

Figura 82

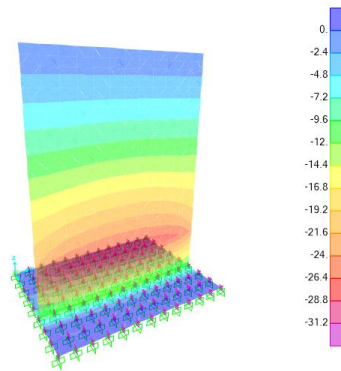
Esfuerzos Horizontales- Peso Propio- Muro Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos horizontales en el muro debido al peso propio (min= -17.475; máx.= 2.606 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 83

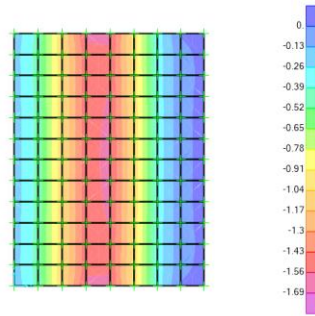
Esfuerzos Verticales- Peso Propio- Muro Puente



Nota. Se presenta una vista de esfuerzos verticales en el muro debido al peso propio (min= -31.32; máx.= 1.185 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 84

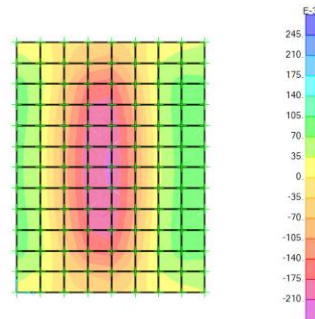
Esfuerzos Horizontales- Empuje Vertical- Muro Puente



Nota. Se presenta una vista de esfuerzos horizontales en el muro debido al empuje vertical (min= -1.792; máx.= 0.044 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 85

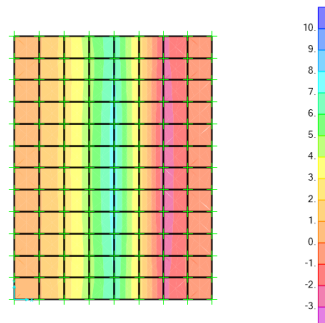
Esfuerzos Verticales- Empuje Vertical- Muro Puente



Nota. Se presenta una vista de esfuerzos verticales en el muro debido al empuje vertical (min= -0.245; máx.= 0.218 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 86

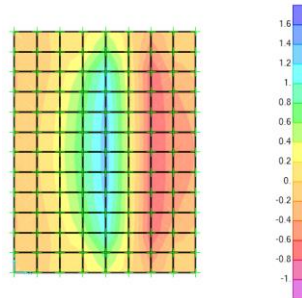
Esfuerzos Longitudinales- Sobrecarga- Muro Puente



Nota. Se presenta una vista de esfuerzos longitudinales en el muro debido a la sobrecarga en el relleno del muro (min= -3.875; máx.= 9.092 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 87

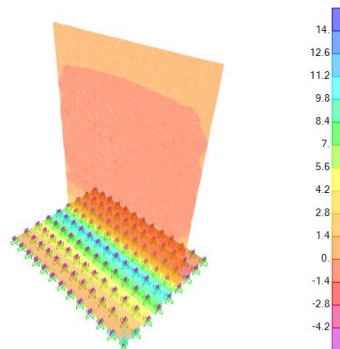
Esfuerzos Transversales- Sobrecarga- Muro Puente



Nota. Se presenta una vista de esfuerzos transversales en el muro debido la sobrecarga en el relleno del muro (min= -1.156; máx.= 1.65 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 88

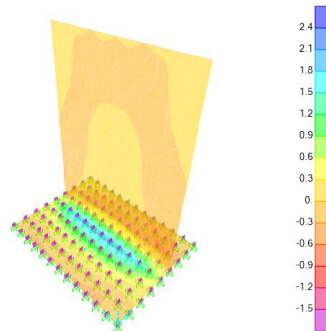
Esfuerzos Horizontales- Empuje Horizontal- Muro Puente



Nota. Se presenta una vista de esfuerzos horizontales en el muro debido al empuje horizontal (min= -5.28; máx.= 14.297 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 89

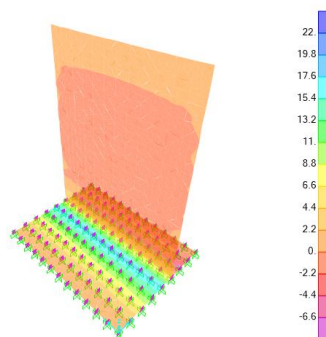
Esfuerzos Verticales- Empuje Horizontal- Muro Puente



Nota. Se presenta una vista de esfuerzos verticales en el muro debido al empuje horizontal (min= -1.773; máx.= 2.529 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 90

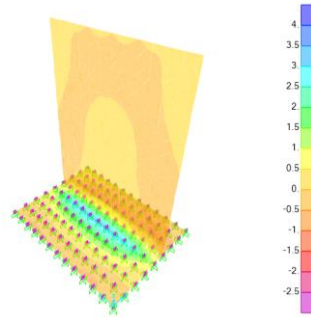
Esfuerzos Horizontales- Sismo- Muro Puente



Nota. Se presenta una vista de esfuerzos horizontales en el muro debido al sismo (min= -8.385; máx.= 22.704 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 91

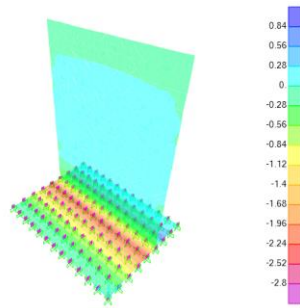
Esfuerzos Verticales- Sismo- Muro Puente



Nota. Se presenta una vista de esfuerzos verticales en el muro debido al sismo (min= -2.816; máx.= 4.016 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 92

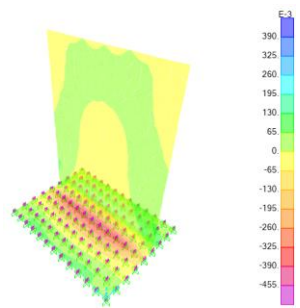
Esfuerzos Horizontales- Empuje Pasivo- Muro Puente



Nota. Se presenta una vista de esfuerzos horizontales en el muro debido al empuje pasivo (min= -2.883; máx.= 1.01 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 93

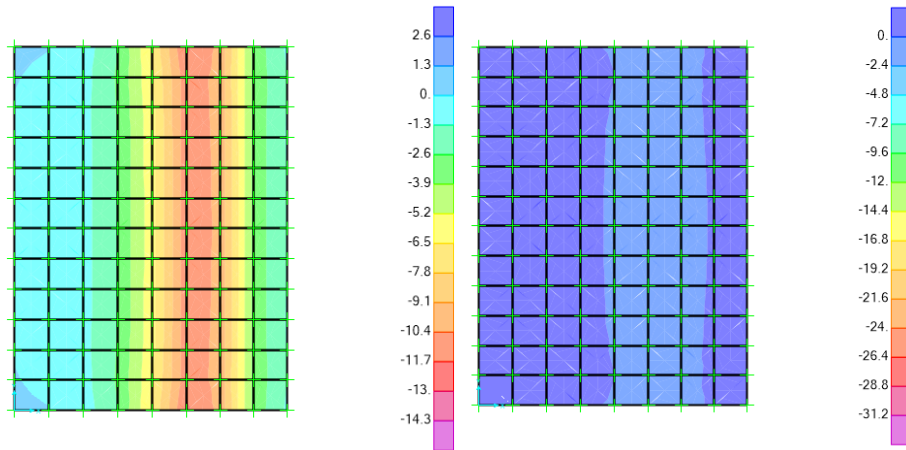
Esfuerzos Verticales- Empuje Pasivo- Muro Puente



Nota. Se presenta una vista de esfuerzos verticales en el muro debido al empuje pasivo (min=-0.501; máx.= 0.361 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 94

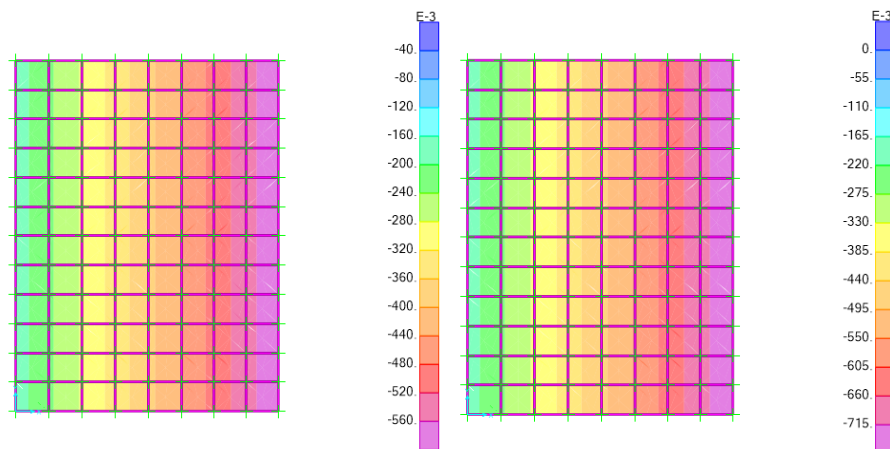
Esfuerzos Longitudinales y Transversales- Servicio- Cimentación Muro Puente



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos longitudinales y transversales en la cimentación del muro debido a carga de servicio (Esf. longitudinales máx.= -2.651; min=-14.44 Kg/cm²; Esf. transversales máx.=0.945; min=-3.334 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 95

Deformaciones- Servicio- Cimentación Muro Puente

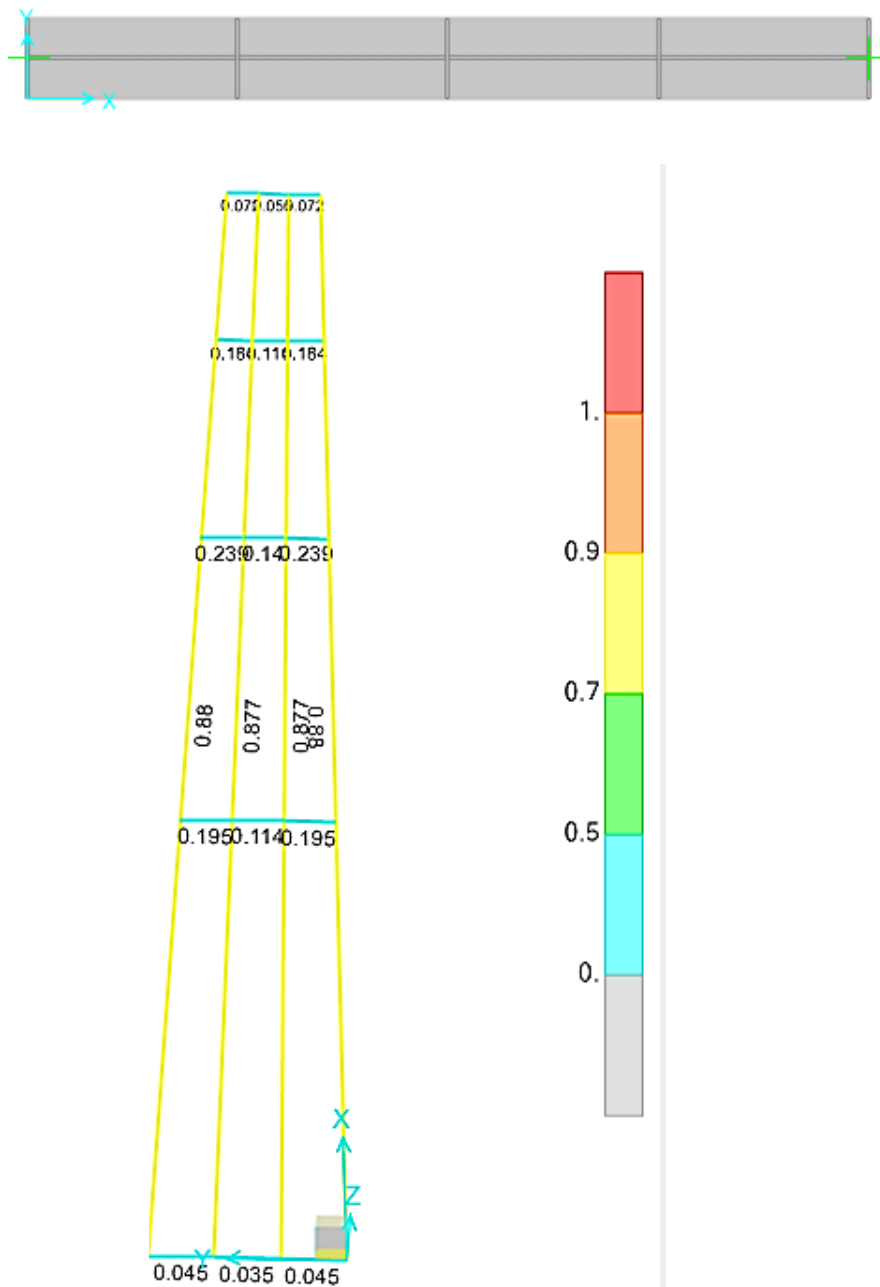


Nota. Se presenta una vista de las deformaciones en la cimentación del muro debido a carga de servicio y carga mayorada (Carga de servicio $U_z=0.0067$ m; Carga mayorada $U_z=0.00763$ m).
 Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Resultados Diseño Elementos del Puente Tipo Viga de Acero

Figura 96

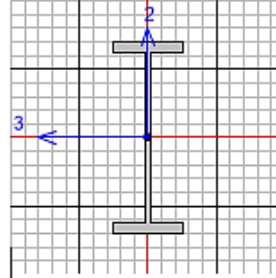
Ratios Diseño Plataforma Puente tipo viga



Nota. Se presenta una vista de ratios de diseño de las vigas que se han diseñado para la plataforma del puente tipo viga de acero. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 97

Diseño Viga Longitudinal Puente Tipo Viga de Acero



```

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK      (Summary for Combo and Station)
Units : Tonf, m, C

Frame : 2          X Mid: 12.5        Combo: DSTL2          Design Type: Beam
Length: 25.       Y Mid: 0.          Shape: IPN500         Frame Type: SMF
Loc : 12.5        Z Mid: 0.          Class: Compact       Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD   Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0.95   2nd Order: General 2nd Order      Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0.122 AlphaPr/Pe=0.431 Tau_b=1.         EA factor=0.8      EI factor=0.8

PhiB=0.9          PhiC=0.9          PhiTY=0.9           PhiTF=0.75
PhiS=0.9          PhiS-RI=1.        PhiST=0.9

A=0.018           I33=6.874E-04     r33=0.196          S33=0.003          Av3=0.01
J=4.020E-06       I22=2.480E-05     r22=0.037          S22=2.681E-04     Av2=0.01
E=20389019.16     Fy=25310.507     Ry=1.5             z33=0.003          Cw=1.387E-06
RLLF=1.           Fu=40778.038     z22=4.560E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL2)
Location          Pu          Mu33         Mu22          Vu2          Vu3          Tu
12.5              55.102      49.546       -0.005        -1.852       0.003       0.002

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.2,H1-1b)
D/C Ratio:        0.88 = 0.068 + 0.812 + 0.
                  = (1/2) (Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)
    
```

COMPACTNESS						
	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness	
Major/Flange	3.426	10.785	28.382		Compact	
/Web	22.778	106.717	161.779	260.	Compact	
Minor/Flange	3.426	10.785	28.382		Compact	
/Web	22.778	106.717	161.779	260.	Compact	
Axial/Flange	3.426		15.894		Compact	
/Web	22.778		42.29		Compact	
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.2,H1-1b)						
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1.	1.	1.	1.	1.	1.
Minor Bending	0.25	1.	1.	1.	1.	1.
	Lltb	Kltb	Cb			
LTB	0.25	1.	1.122			
	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	55.102	100.839	407.752			
	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn		
	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1		
Major Moment	49.546	60.984	73.805	54.351		
Minor Moment	-0.005	9.772				
SHEAR CHECK						
	Vu	phi*Vn	Stress	Status		
	Force	Capacity	Ratio	Check		
Major Shear	1.852	136.677	0.014	OK		
Minor Shear	0.003	136.54	2.412E-05	OK		
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
	VMajor	VMajor				
	Left	Right				
Major (V2)	8.28	8.258				

Nota. Se presenta el diseño de la viga longitudinal para la plataforma del puente tipo viga de acero. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 98: Diseño Viga Transversal Puente Tipo Viga de Acero

Diseño Viga Transversal Puente Tipo Viga de Acero

COMPACTNESS						
Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness	
Major/Flange	3.982	10.785	28.382		Compact	
/Web	21.653	106.717	161.779	260.	Compact	
Minor/Flange	3.982	10.785	28.382		Compact	
/Web	21.653	106.717	161.779	260.	Compact	
Axial/Flange	3.982		15.894		Compact	
/Web	21.653		42.29		Compact	
AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H1.2, H1-1b)						
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1.	1.	1.	1.	1.	1.
Minor Bending	1.	1.	1.	1.	1.	1.
	Lltb	Kltb	Cb			
LTB	1.	1.	2.918			
	Fu	phi*Pnc	phi*Pnt			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	9.909	69.106	76.083			
	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn		
	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1		
Major Moment	-0.988	5.695	5.695	5.695		
Minor Moment	-7.889E-04	0.948				
SHEAR CHECK						
	Vu	phi*Vn	Stress	Status		
	Force	Capacity	Ratio	Check		
Major Shear	3.584	22.779	0.157	OK		
Minor Shear	0.001	27.8	3.800E-05	OK		
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
	VMajor	VMajor				
	Left	Right				
Major (V2)	3.584	1.242				

Nota. Se presenta el diseño de la viga transversal para la plataforma del puente tipo viga de acero. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

3.4.2.4. Memoria Descriptiva Puente Tipo Colgante

A continuación, se muestra el proceso seguido en el diseño estructural del puente colgante, a su vez se especifica las dimensiones y geometría de los elementos estructurales del puente.

3.4.2.4.1. Ubicación Geográfica del Proyecto

El presente proyecto se ubica en el sector rural de la parroquia Pucayacu cercano a la finca “Los 7 machos” lugar empleado para el desarrollo del proyecto.

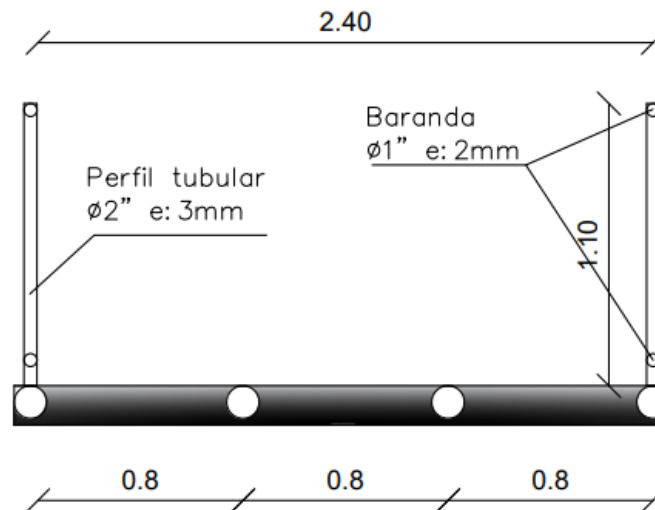
3.4.2.4.2. Descripción del proyecto

El presente proyecto comprende en su obra civil la construcción un puente peatonal y ganado vacuno cuya tipología es de un puente de tipo colgante, el cual posee una luz de 25 metros de longitud y un ancho de tablero de 2.4 metros, además para precautelar la seguridad de los usuarios se han considerado protecciones metálicas con malla en la plataforma del puente.

El Puente es de estructura mixta; es decir, la superestructura de acero estructural (plataforma y pasamanos), se apoya en castillos de hormigón armado que están situados en sus extremos. Dichos castillos poseen una altura de 6.5 metros, para formar la catenaria necesaria de los cables del puente colgante, su plataforma esta elevada a 2 metros obteniendo un gálibo apto para la circulación fluvial por debajo del puente, considerando la información proporcionada por el estudio de suelos, los castillos poseen una cimentación combinada enterrada a una profundidad de 1.3 metros.

Figura 99

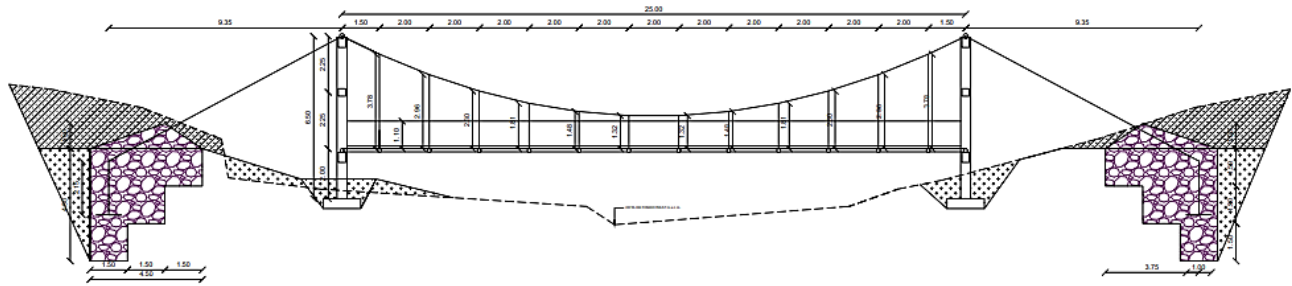
Sección Transversal del puente



Nota. Se presenta la vista transversal de la alternativa de puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de AutoCAD (2023)

Figura 100

Elevación Lateral del puente



Nota. Se presenta la vista de elevación lateral de la alternativa de puente tipo colgante.

Elaborado por: El autor a través de AutoCAD (2023)

3.4.2.4.3. Normas y Parámetros del Diseño

La normas, parámetros y referencias establecidas para el diseño y análisis del proyecto son la norma vigente en el Ecuador la NEC (2015) y adicionalmente normas internacionales, que a continuación se detallan:

NEC-SE-CG. Norma Ecuatoriana de la Construcción – Cargas no sísmicas

NEC-SE-DS. Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro Sísmico

NEC-SE-GC. Norma Ecuatoriana de la Construcción – Geotecnia y Cimentaciones

AASHTO. “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”

AASHTO. “AASHTO LRFD Guide Specification for Design of Pedestrian Bridges”

AISC 360-16. Código Americano para la construcción de acero, Specification for Structural Steel Buildings.

ACI 318-19. Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentarios

AWS D1.1:2015. Código de soldadura estructural – acero

3.4.2.4.4. Especificación de Materiales

En el proyecto los materiales predominantes que van a ser utilizados en la construcción de los elementos estructurales del puente colgante deberán cumplir con las especificaciones técnicas que se especifican a continuación:

Hormigón

La resistencia del hormigón ($f'c$) deberá ser determinada mediante el ensayo de compresión de especímenes cilíndricos de hormigón a los 28 días después de la fundición.

Castillos. - hormigón estructural $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, peso volumétrico del hormigón $2,4 \text{ t/m}^3$

Zapata Combinada. - hormigón estructural $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, peso volumétrico del hormigón $2,4 \text{ t/m}^3$

Anclajes del Puente. - hormigón ciclópeo $f'c = 180 \text{ Kg/cm}^2$, peso volumétrico del hormigón $2,4 \text{ t/m}^3$

Replanteo. - hormigón $f'c = 180 \text{ Kg/cm}^2$, peso volumétrico del hormigón $2,4 \text{ t/m}^3$

El módulo de elasticidad del hormigón se estimará de acuerdo con ACI-318-19.

Se calculará mediante la Ecuación (1), anteriormente descrita.

La NEC 2015 acota que el módulo de elasticidad se calculará en base a esta fórmula para estructuras que se diseñen bajo cargas sísmicas de acuerdo con los métodos de la norma NEC_SE_DS.

Acero de Refuerzo Elementos Hormigón Armado

Acero de refuerzo en barras corrugadas, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ peso volumétrico de acero $7,85 \text{ t/m}^3$.

Acero Cable y Péndolas

Cable tipo Boa 6x19, $f_y = 1960$ MPa, peso volumétrico de acero 7,85 t/m³, péndolas acero ASTM A-572, $f_y = 3515$ kg/cm², peso volumétrico de acero 7,85 t/m³ y módulo de elasticidad $E=2038900$ kg/cm².

Acero Tablero del Puente

Acero estructural ASTM A-500, perfiles estructurales en largueros metálicos Round HSS tubular hueco, vigas transversales Round HSS tubular hueco y perfiles laminados L para apoyo de placas, $f_y = 3200$ kg/cm², peso volumétrico de acero 7,85 t/m³ y módulo de elasticidad $E=2038900$ kg/cm².

Acero en Pasamanos

Acero estructural ASTM A-500, perfiles estructurales Round HSS tubular hueco. $f_y = 3200$ kg/cm², peso volumétrico de acero 7,85 t/m³ y módulo de elasticidad $E=2038900$ kg/cm². Malla metálica 50/12/100, $f_y = 5000$ kg/cm², peso volumétrico de acero 7,85 t/m³ y módulo de elasticidad $E=2038900$ kg/cm².

Recubrimientos

Castillos: recubrimiento de 2.5 cm.

Zapatatas: recubrimiento de 7.5 cm.

3.4.2.4.5. Método de cálculo

Para el proceso de análisis y diseño del paso peatonal y ganado vacuno en el sector de Pucayacu se utilizó el programa de diseño SAP2000, para modelar los elementos del puente como los castillos, cables, péndolas y el tablero del puente, además de la utilización de hojas de cálculo para los anclajes y revisión del diseño de los elementos.

3.4.2.4.6. Resumen de Materiales Puente Tipo Colgante

Tabla 3

Resumen de los materiales del proyecto.

ITEM	COD	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD
	1	OBRAS PRELIMINARES		
1	1.2	Limpieza, desbosque y desbroce de la capa vegetal	m2	141.22
2	1.1	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	141.22
	2	INFRAESTRUCTURA		
		ANCLAJES		
3	2.1	Excavación en suelo a máquina para macizos de anclaje	m3	178.20
4	2.2	Hormigón ciclópeo [f'c 180kgf/cm2] (60% H.S y 40% P.B) para anclaje	m3	118.80
5	2.3	Corte figurado y colocación de acero fy = 4200 kgf/cm2	Kg	171.17
6	2.4	Pin o fiador de acero Ø = 50 mm	U	4.00
7	2.5	Templador para cable tipo HG-228 Quijada-Quijada 1-1/4"x24"	U	4.00
8	2.6	Grillete de acero galvanizado para cable Ø 1"	U	32.00
9	2.7	Guardacables de Ø 1"	U	8.00
		CASTILLOS		
10	2.8	Excavación en suelo para puente a máquina	m3	10.10
11	2.9	Relleno y compactación con suelo natural	m3	26.48
12	2.1	Hormigón no estructural de cemento Portland Clase "D" para replantillo [f'c 180 kgf/cm2] (fabricado en obra)	m3	0.88
13	2.11	Hormigón estructural de cemento Portland Clase "B" para castillos [f'c 280 kgf/cm2]	m3	10.78
14	2.12	Encofrado y desencofrado de madera	m2	51.20
15	2.13	Corte figurado y colocación de acero fy = 4200 kgf/cm2	Kg	1911.96
16	2.14	Enlucido (Mortero (1:3), e=1.5 cm)	m2	51.20

Nota. Se presenta los materiales necesarios para la construcción del puente de tipo colgante.

Elaborado por: El Autor.

3.4.2.4.7. Presupuesto Referencial Puente Tipo Colgante

Tabla 4

Presupuesto referencial del proyecto

ITEM	COD	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
	1	OBRAS PRELIMINARES				
1	1.2	Limpieza, desbosque y desbroce de la capa vegetal	m2	141.22	1.30	183.73
2	1.1	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	141.22	1.83	258.31
	2	INFRAESTRUCTURA				
		ANCLAJES				
3	2.1	Excavación en suelo a máquina para macizos de anclaje	m3	178.20	4.36	777.49
4	2.2	Hormigón ciclópeo [f'c 180kgf/cm2] (60% H.S y 40% P.B) para anclaje	m3	118.80	161.75	19215.90

5	2.3	Corte figurado y colocación de acero $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$	Kg	171.17	2.34	401.23
6	2.4	Pin o fiador de acero $\varnothing = 50 \text{ mm}$	U	4.00	52.79	211.16
7	2.5	Templador para cable tipo HG-228 Quijada-Quijada 1-1/4"x24"	U	4.00	600.56	2402.24
8	2.6	Grillete de acero galvanizado para cable $\varnothing 1"$	U	32.00	34.75	1112.00
9	2.7	Guardacables de $\varnothing 1"$	U	8.00	30.66	245.28
		CASTILLOS				
10	2.8	Excavación en suelo para puente a máquina	m3	10.10	4.36	44.08
11	2.9	Relleno y compactación con suelo natural	m3	26.48	8.96	237.26
12	2.1	Hormigón no estructural de cemento Portland Clase "D" para replantillo [$f'c 180 \text{ kgf/cm}^2$] (fabricado en obra)	m3	0.88	152.66	134.65
13	2.11	Hormigón estructural de cemento Portland Clase "B" para castillos [$f'c 280 \text{ kgf/cm}^2$]	m3	10.78	175.87	1896.61
14	2.12	Encofrado y desencofrado de madera	m2	51.20	24.74	1266.69
15	2.13	Corte figurado y colocación de acero $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$	Kg	1911.96	2.34	4481.63
16	2.14	Enlucido (Mortero (1:3), $e=1.5 \text{ cm}$)	m2	51.20	17.52	897.02
17	2.15	Galápagos [incluye 4 Barras $\varnothing 16\text{mm} + \text{Grapa}$]	U	4.00	75.13	300.52
	3	SUPERESTRUCTURA				
18	3.1	Suministro, fabricación y montaje de Acero estructural ASTM A-500	Kg	2008.59	5.63	11316.41
19	3.2	Pasamanos metálico (barandas tubo estructural 1" $e=2\text{mm}$ y Malla de cerramiento) $h=1.1\text{m}$	ml	50.00	62.58	3129.00
20	3.3	Plancha Tool Antideslizante $e=6\text{mm}$ (soldada) (ASTM A-36)	m2	60.00	93.63	5617.98
21	3.4	Suministro, montaje de cable Tipo BOA 6X19 $\varnothing 1"$, 46.9 Ton, grado 180-200 kgf/mm^2	Kg	342.52	31.33	10732.63
22	3.5	Fabricación de candados con platina y horquilla	U	24.00	21.05	505.32
23	3.6	Suministro, fabricación Y montaje de péndola, $\varnothing 18\text{mm}$ incluye tornillo, arandela y tuerca	Kg	151.65	53.60	8128.60
	4	OBRAS COMPLEMENTARIAS				
24	4.1	Pintura anticorrosiva para acero estructural	gl	15.01	2.52	37.81
					TOTAL	73533.55

Nota. Se presenta el costo aproximado para la construcción del puente de tipo colgante.

Elaborado por: El Autor.

3.4.2.5. Parámetros de Diseño Puente Colgante

Con el fin de brindar movilidad y satisfacer el requerimiento de los usuarios. A continuación, se muestra una descripción de los parámetros de diseño para proveer información acerca de los datos de entrada y parámetros a seguir en el análisis y diseño del puente, para la alternativa de puente tipo colgante en el sector rural de la parroquia Pucayacu, cantón La Maná, Provincia del Cotopaxi.

3.4.2.5.1. Descripción del Puente Colgante

La ubicación de la estructura es resultado del estudio de las alternativas propuestas, partiendo de la inspección realizada al sector y del análisis de la topografía, geología, geotécnica e hidráulica de la zona. Considerando las recomendaciones proporcionadas por el estudio de suelos se obtiene lo siguiente.

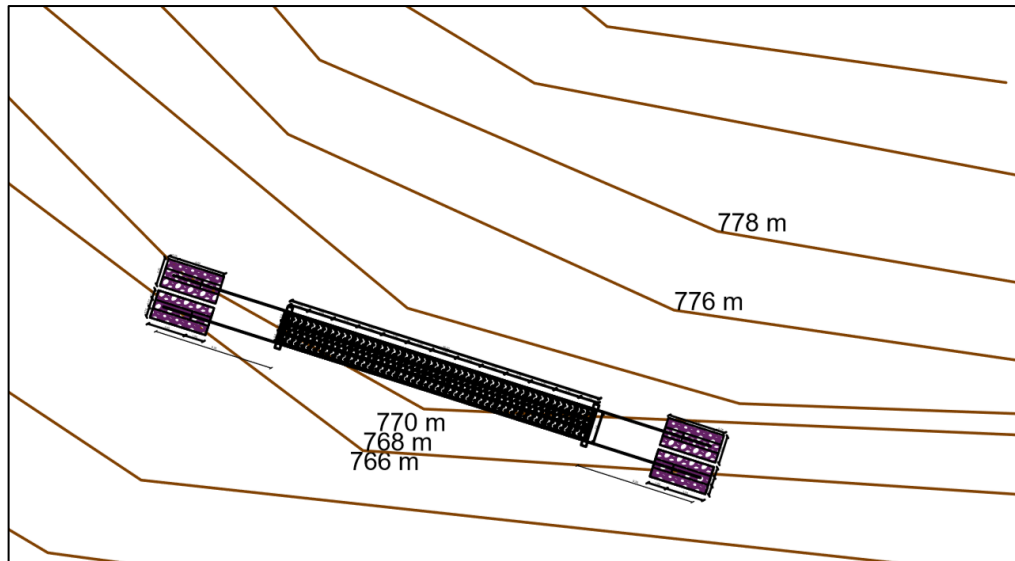
La superestructura del puente de longitud de 25 metros y de 2.40 metros de ancho, está sujeta por un sistema de cables y péndolas que se alzan sobre 2 castillos de hormigón armado, dichos cables están sujetos a un macizo anclaje que se encuentran en los extremos del proyecto.

3.4.2.5.2. Geometría

La estructura es un puente de tipo colgante, compuesta por 4 vigas metálicas longitudinales, formadas por perfiles tipo “Round HSS” tubular hueco, espaciadas a 0.8 metros y 1 viga metálica transversal, formada por un perfil tipo “Round HSS” tubular hueco, cada 2 metros, sobre dichas vigas descansa una plancha metálica antideslizante $e=6$ mm, a su vez la superestructura del puente dispone de apoyos de placa formados por perfiles laminados tipo “L” y pasamanos metálicos que se han diseñado con la finalidad de aportar seguridad a los peatones. La superestructura se sujeta por péndolas compuestas por barras lisas y 2 cables tipo Boa de 6x19 que se alzan por medio de 2 castillos de hormigón armado. Los extremos de cada cable se sujetan a un macizo de anclaje ubicados en los extremos del proyecto.

Figura 101

Implantación General del puente



Nota. Se presenta la vista de implantación general de la alternativa de puente tipo colgante.

Elaborado por: El autor a través de AutoCAD (2023)

3.4.2.5.3. Determinación de Cargas

Superestructura

Carga Muerta (CM)

Constituye el peso de los elementos estructurales y todo lo que queda permanente integrado en la superestructura. Para calcular los efectos del peso propio se considera una densidad de 2,4 t/m³ para el hormigón reforzado y 7.85 t/m³ para el acero.

Carga Viva (CV)

Para el diseño del tablero del puente se considerará una carga peatonal y de ganado vacuno de 600 Kg/m². Por lo demostrado en la Ecuación (2).

Infraestructura

Carga Muerta (CM)

Para el peso de los elementos estructurales y todo lo que queda permanente integrado en la infraestructura, con la finalidad de calcular los efectos del peso propio se considera una densidad de 2,4 t/m³ para el hormigón reforzado y de 7,85 t/m³ para el acero.

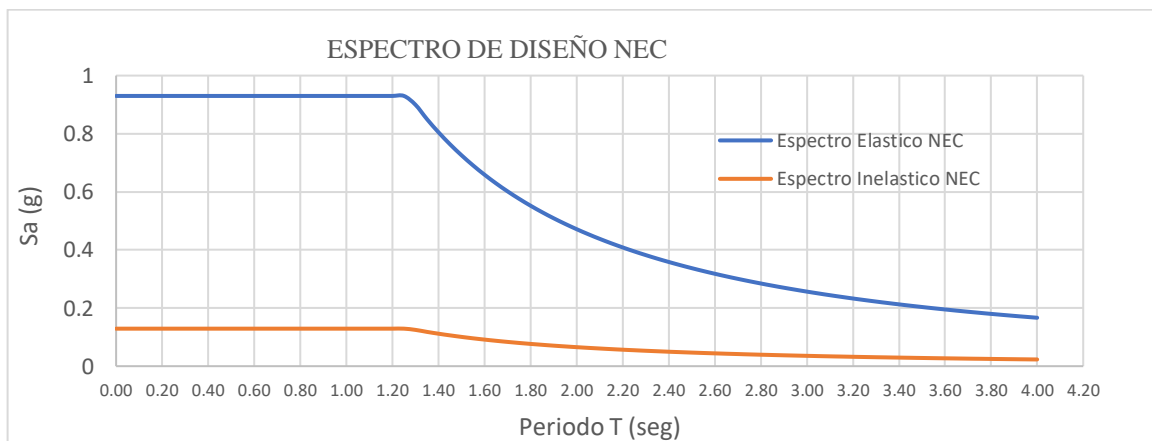
Carga Sísmica (S)

Constituye el efecto debido al sismo que ejerce una carga horizontal a los elementos estructurales de la infraestructura del puente. Para calcular el efecto del sismo se analizará por medio de lo expuesto en la NEC-SE-DS.

Considerando lo expuesto en la norma NEC-SE-DS se ha obtenido el siguiente espectro de diseño:

Figura 102: Espectro de diseño NEC 2015

Espectro de diseño NEC 2015



Nota. Se presenta el espectro de diseño elástico e inelástico de la norma NEC 2015. Elaborado por: El autor a través Excel (2023)

3.4.2.5.4. Combinaciones de Carga

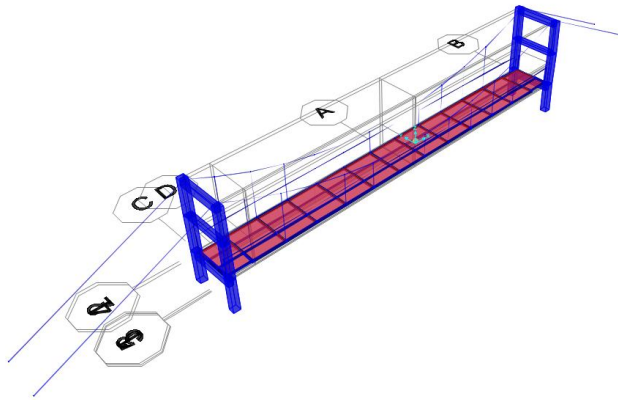
Para el diseño se han utilizado las combinaciones de carga descritas anteriormente en la sección 3.4.2.2.4. combinaciones de carga.

3.4.2.5.5. Método de Cálculo

Para el análisis matemático de la estructura se ha elaborado un modelamiento en el programa de análisis estructural SAP2000, ya que permite crear y modificar el modelo tridimensional, así como de revisar y optimizar el diseño de los elementos. Los elementos utilizados en la modelación del proyecto son elementos de tipo FRAME y SHELLS, como se muestra en el siguiente gráfico.

Figura 103

Modelo Tridimensional SAP2000



Nota. Se presenta una vista del modelo 3D de la alternativa de puente tipo colgante del programa de análisis SAP2000. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

3.4.2.6. Memoria Cálculo Puente Colgante

A continuación, se presenta el análisis matemático del modelo tridimensional hecho en el programa de diseño SAP2000.

3.4.2.6.1 Principios y Alcances

Las bases sobre las cuales se realizó el análisis del puente son las siguientes:

En análisis matemático se consideró la etapa de servicio, además como se describió en el indicado en la sección 3.4.2.4.7.1 el módulo de elasticidad del hormigón se ha modificado para

establecer un valor de hormigón que resista fuerzas sísmicas. Para el análisis estructural se ha establecido las demandas principales de la estructura, por lo que para el análisis del elemento de cimentación se ha elaborado un modelo específico. A su vez con los resultados de las tensiones en el cable, se procedió al diseño de los macizos de anclaje del puente.

3.4.2.6.2. Propiedades de Materiales

Las propiedades de los materiales han sido descritas en la sección 3.4.2.4.4.

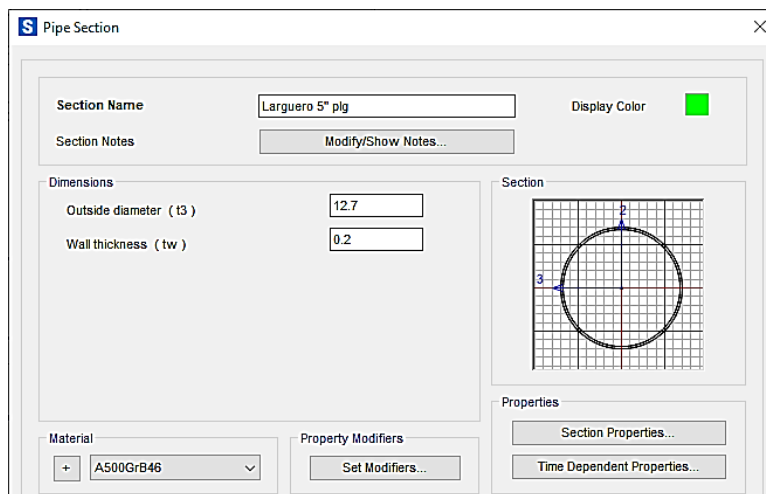
3.4.2.6.3. Geometría del Puente Tipo Viga de Acero

Las dimensiones de los elementos estructurales que conforman el puente se han detallado en la sección anexos- planos.

A continuación, se describen las propiedades asignadas dentro del programa de análisis SAP2000:

Figura 104

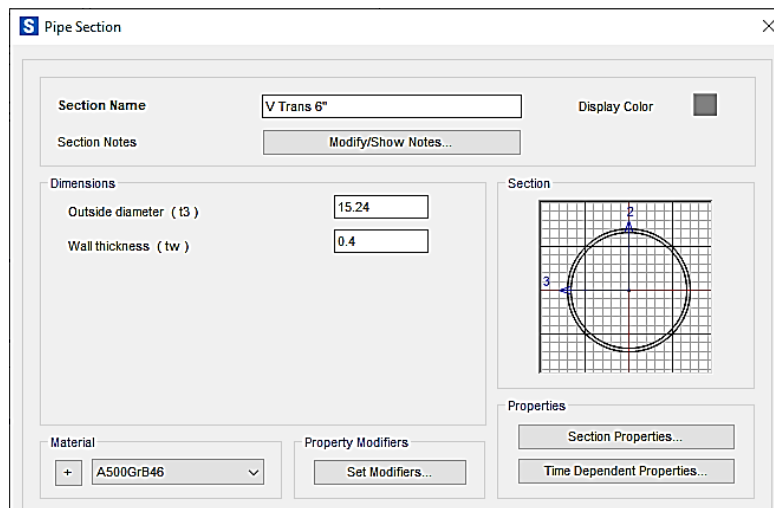
Definición Viga Longitudinal



Nota. Se presenta la sección de viga longitudinal empleada en la superestructura del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 105

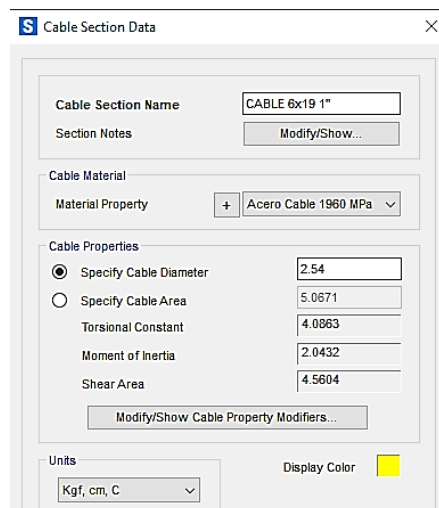
Definición Viga Transversal



Nota. Se presenta la sección de viga transversal empleada en la superestructura del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 106

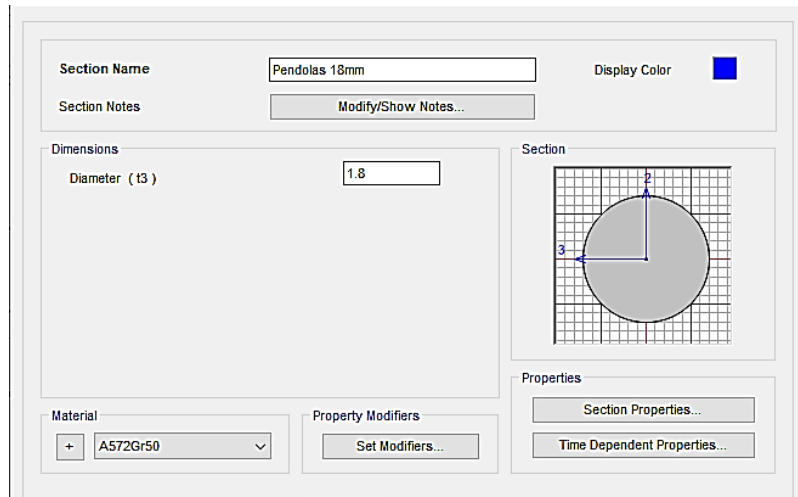
Definición sección cable puente colgante



Nota. Se presenta la sección de cable empleada en la superestructura del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 107

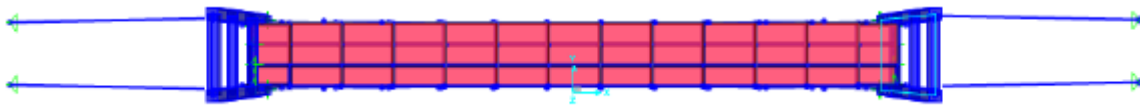
Definición sección péndola del puente colgante



Nota. Se presenta la sección de péndola empleada en la superestructura del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 108

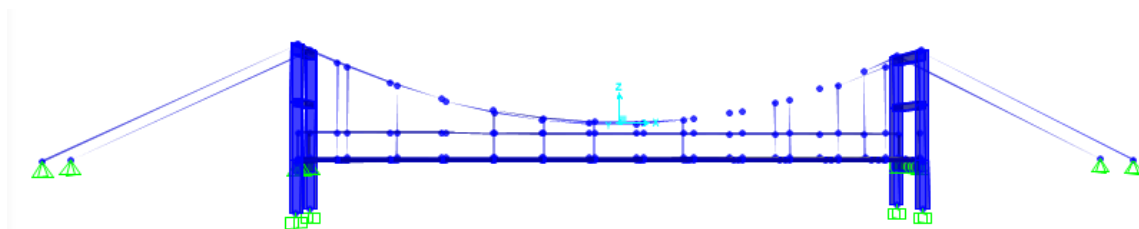
Vista en planta del puente



Nota. Se presenta una vista en planta del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 109

Vista lateral del puente



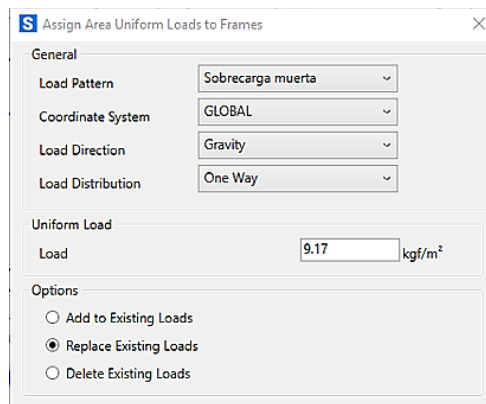
Nota. Se presenta una vista en planta del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

3.4.2.6.4. Cargas

Conforme lo descrito en la sección 3.4.2.5 en el apartado determinación de cargas, se han asignado las siguientes:

Figura 110

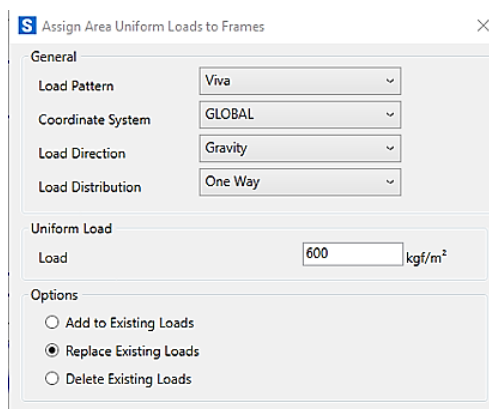
Sobrecarga muerta



Nota. Se presenta la carga asignada debido a sobrecarga muerta en la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 111

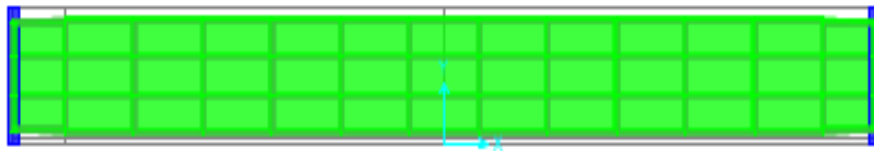
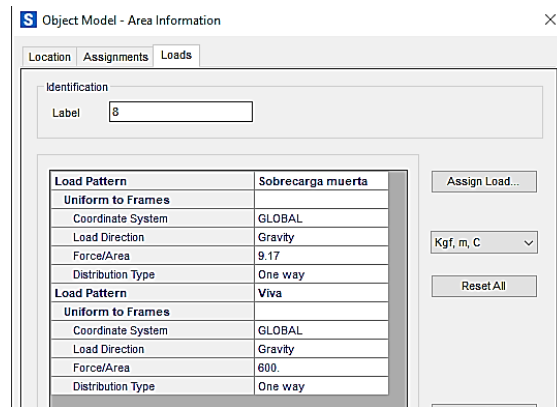
Carga Viva



Nota. Se presenta la carga asignada debido a carga viva en la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 112

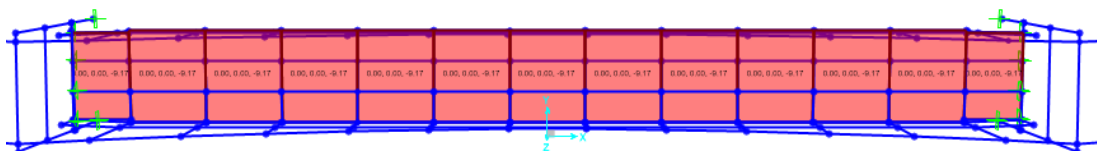
Cargas en el Puente



Nota. Se presenta las cargas asignadas en la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 113

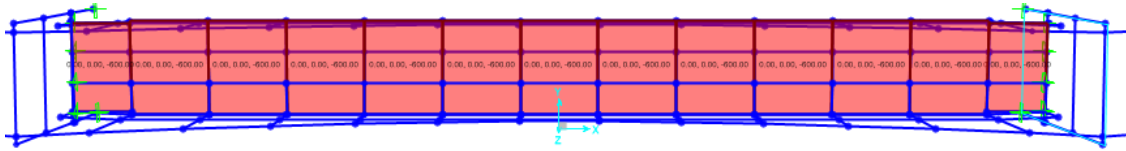
Vista de carga por sobrecarga muerta



Nota. Se presenta una vista de la carga por sobrecarga muerta asignada en la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 114

Vista de carga viva



Nota. Se presenta una vista de la carga por carga viva asignada en la plataforma del puente.

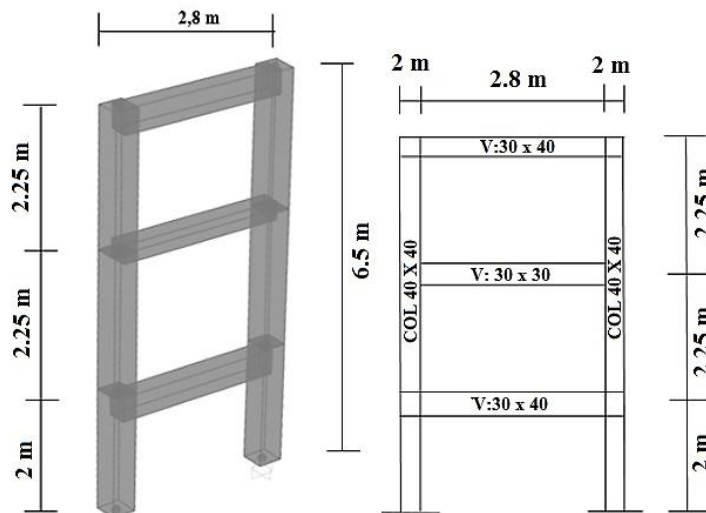
Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

3.4.2.6.5. Castillos

Para el modelo de análisis de los castillos del puente, se ha implementado un modelo tridimensional utilizando elementos tipo Frame, mediante la utilización del programa de análisis estructural SAP2000, que permite la descripción del comportamiento de esfuerzos y deformaciones de la estructura.

Figura 115

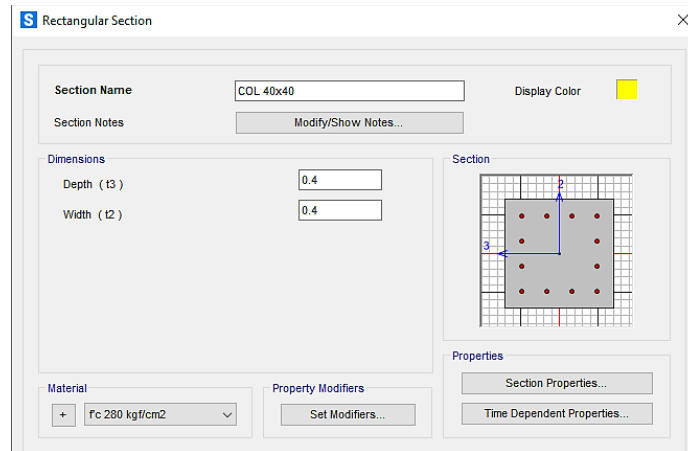
Vista tridimensional Castillo de Puente



Nota. Se presenta una vista 3D del castillo de puente colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 116

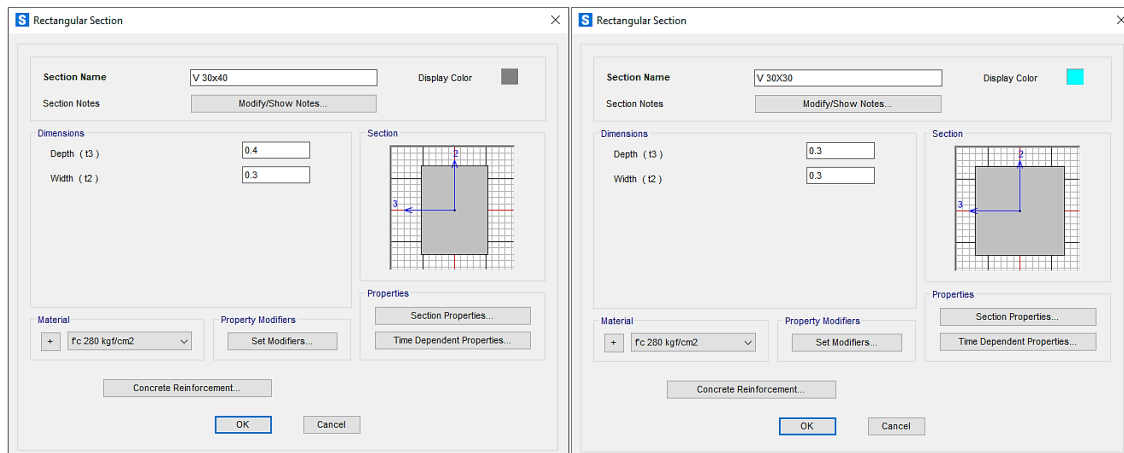
Definición de sección Columnas



Nota. Se presenta la sección de columna (40x40) empleada en los castillos del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 117

Definición de sección Vigas



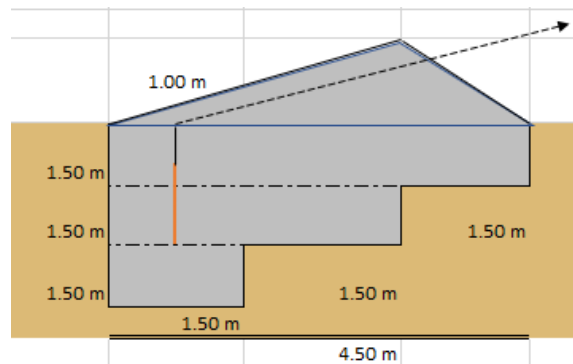
Nota. Se presenta las secciones de vigas (30x40) y (30x30) respectivamente, empleadas en los castillos del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

3.4.2.6.6. Macizo de Anclaje

En el análisis matemático de los macizos de anclaje, se ha implementado una hoja electrónica Excel para el cálculo y dimensionamiento del elemento, permitiendo conocer las fuerzas y esfuerzos que soporta de la estructura.

Figura 118

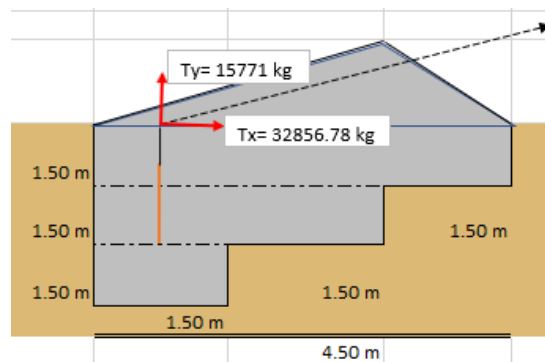
Vista bidimensional de macizo de anclaje



Nota. Se presenta una vista bidimensional del macizo de anclaje de puente colgante. Elaborado por: El autor a través de Excel (2023).

Figura 119

Tensiones en macizos de anclaje



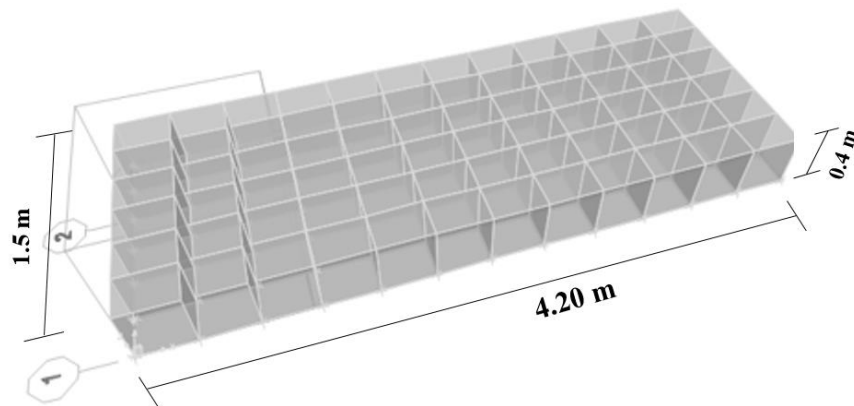
Nota. Se presenta las fuerzas debido a las tensiones en el cable del puente colgante. Elaborado por: El autor a través de Excel (2023).

3.4.2.6.7. Cimentación

En el modelo de análisis para la cimentación tipo zapata combinada de los castillos del puente, se ha implementado un modelo tridimensional utilizando elementos tipo Shell, mediante la utilización del programa de análisis estructural SAP2000, que permite la descripción del comportamiento de esfuerzos y deformaciones de la estructura.

Figura 120


Vista tridimensional Cimentación



Nota. Se presenta una vista 3D de la cimentación del castillo de puente colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 121

Definición de sección para cimentación

Section Name	zapata castillo	Display Color	
Section Notes	Modify/Show...		
Type		Thickness	
<input type="radio"/> Shell - Thin		Membrane	0.4
<input checked="" type="radio"/> Shell - Thick		Bending	0.4
<input type="radio"/> Plate - Thin		Material	
<input type="radio"/> Plate Thick		Material Name	+ f'c 280 kgf/cm2
<input type="radio"/> Membrane		Material Angle	0.
<input type="radio"/> Shell - Layered/Nonlinear		Time Dependent Properties	
Modify/Show Layer Definition...		Set Time Dependent Properties...	
Concrete Shell Section Design Parameters		Stiffness Modifiers	Temp Dependent Properties
Modify/Show Shell Design Parameters...		Set Modifiers...	Thermal Properties...

Nota. Se presenta la sección de cimentación empleada en el puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 122

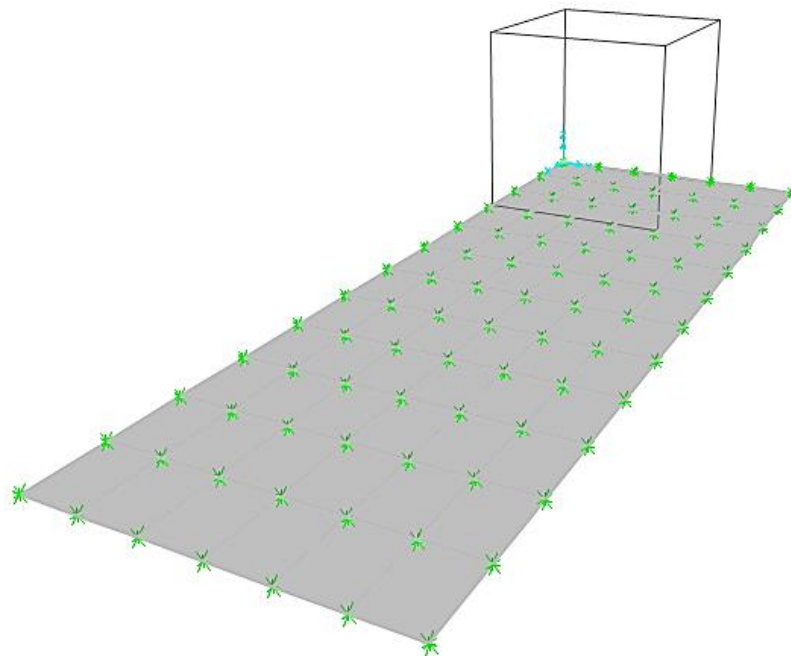
Definición de cargas en cimentación



Nota. Se presenta la asignación de cargas en la cimentación del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

Figura 123

Definición de apoyos en cimentación



Nota. Se presenta la asignación de apoyos en la cimentación del puente tipo colgante.

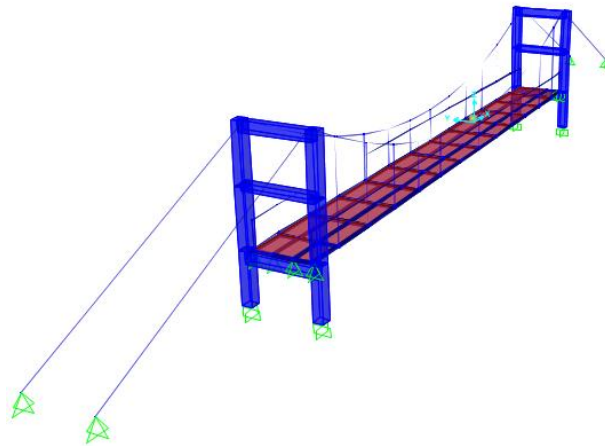
Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023).

3.4.2.6.8. Resultados Puente tipo Colgante

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del modelo matemático de la alternativa de puente tipo colgante, en base a los cuales se ha procedido a su diseño.

Figura 124

Modelo Tridimensional SAP2000



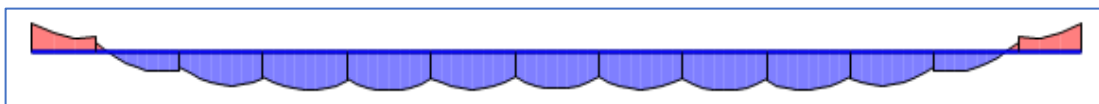
Nota. Se presenta la vista del modelo 3D de la alternativa de puente colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Resultados Diagramas de Corte y Momentos

A continuación, se presentan los diagramas resultantes:

Figura 125

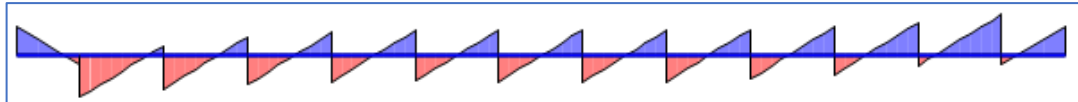
Momento (M3)- Peso Propio- Sección entera del puente



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido al peso propio en la sección completa de la plataforma del puente. (M3 máx.= 0.04092 T-m). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 126

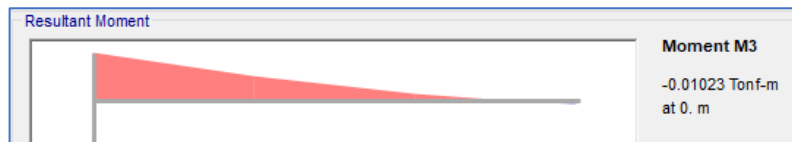
Cortante (V2)- Peso Propio- Sección entera del puente



Nota. Se presenta diagrama del cortante resultante V2, debido al peso propio en la sección completa de la plataforma del puente. (V2 máx.= 0.048 T). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 127

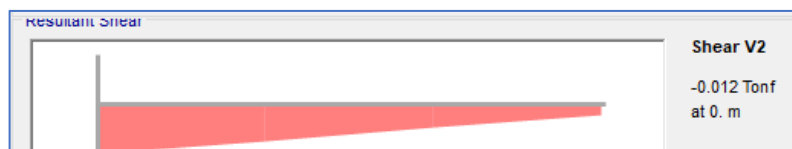
Momento (M3)- Carga Muerta- Sección viga longitudinal



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido a carga muerta en la sección viga longitudinal más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 128

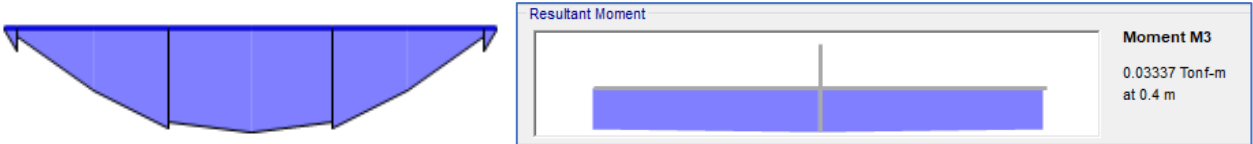
Cortante (V2)- Carga Muerta- Sección viga longitudinal



Nota. Se presenta diagrama del cortante resultante V2, debido a carga muerta en la sección viga longitudinal más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 129

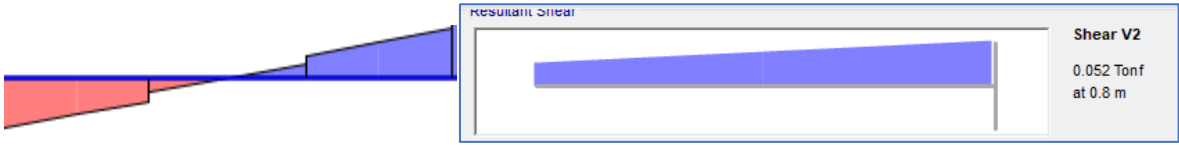
Momento (M3)- Carga Muerta- Sección viga transversal



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido a carga muerta en la sección viga transversal más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 130

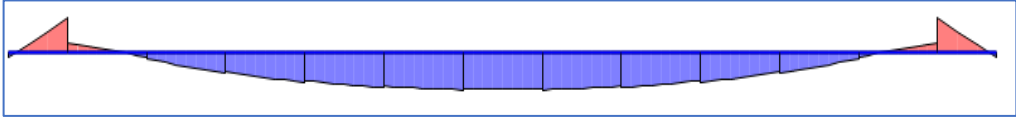
Cortante (V2)- Carga Muerta- Sección viga transversal



Nota. Se presenta diagrama del cortante resultante V2, debido a carga muerta en la sección viga transversal más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 131

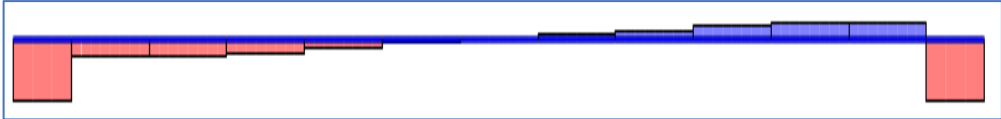
Momento (M3)- Carga Viva- Sección entera del puente



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido a carga viva en la sección completa de la plataforma del puente. (M3 máx.= 0.503 T-m). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 132

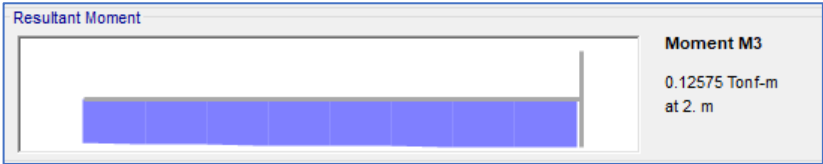
Cortante (V2)- Carga Viva- Sección entera del puente



Nota. Se presenta diagrama del cortante resultante V2, debido a carga viva en la sección completa de la plataforma del puente. (V2 máx.= 0.4144 T). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 133

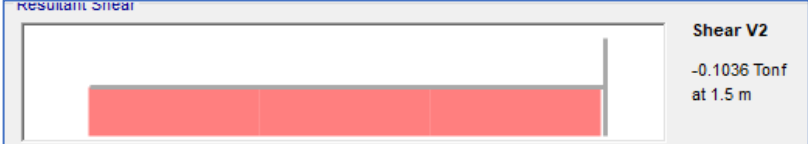
Momento (M3)- Carga Viva- Sección viga longitudinal



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido a carga viva en la sección viga longitudinal más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 134

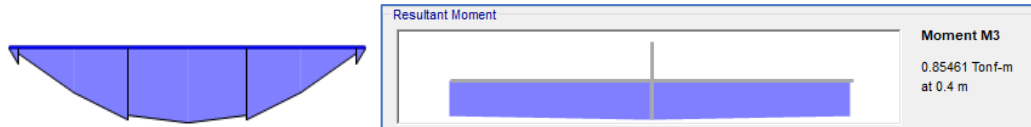
Cortante (V2)- Carga Viva- Sección viga longitudinal



Nota. Se presenta diagrama del cortante resultante V2, debido a carga viva en la sección viga longitudinal más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 135

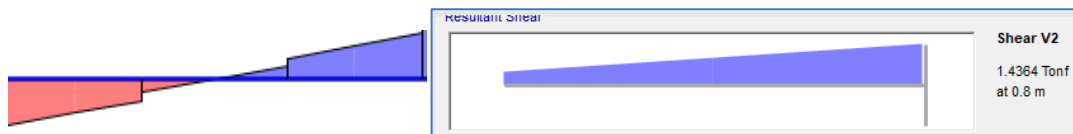
Momento (M3)- Carga Viva- Sección viga transversal



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido a carga viva en la sección viga transversal más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 136

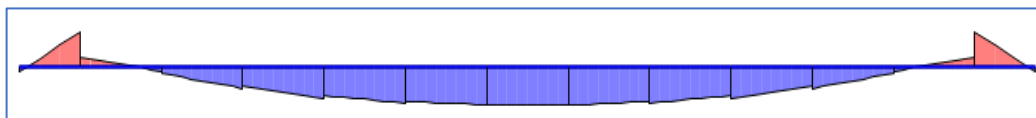
Cortante (V2)- Carga Viva- Sección viga transversal



Nota. Se presenta diagrama del cortante resultante V2, debido a carga viva en la sección viga transversal más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 137

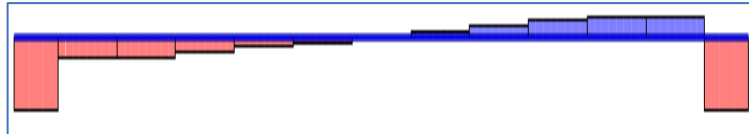
Momento (M3)- Sobrecarga muerta - Sección entera del puente



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido a sobrecarga muerta en la sección completa de la plataforma del puente. (M3 máx.= = 0.00768 T-m). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 138

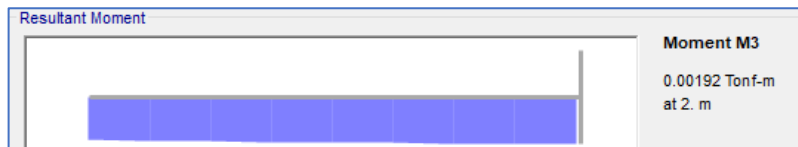
Cortante (V2)- Sobrecarga muerta - Sección entera del puente



Nota. Se presenta diagrama del cortante resultante V2, debido a sobrecarga muerta en la sección completa de la plataforma del puente. (V2 máx.= 0.0064 T). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 139

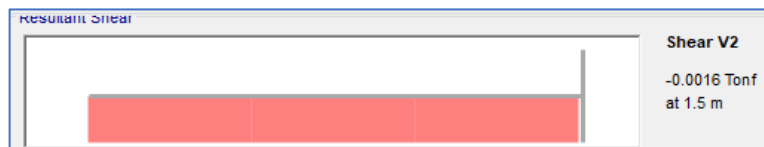
Momento (M3)- Sobrecarga muerta- Sección viga longitudinal



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido a sobrecarga muerta en la sección viga longitudinal más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 140

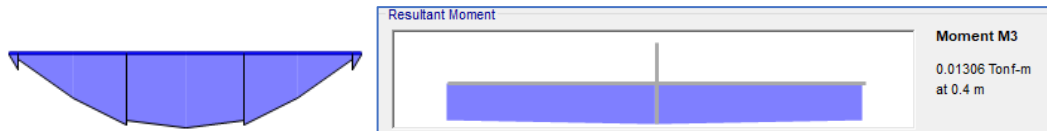
Cortante (V2)- Sobrecarga muerta- Sección viga longitudinal



Nota. Se presenta diagrama del cortante resultante V2, debido a sobrecarga muerta en la sección viga longitudinal más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 141

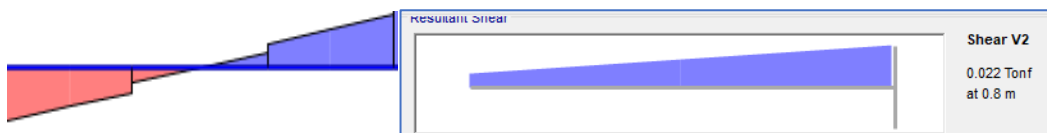
Momento (M3)- Sobrecarga muerta- Sección viga transversal



Nota. Se presenta diagrama del momento resultante M3, debido a sobrecarga muerta en la sección viga transversal más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 142

Cortante (V2)- Sobrecarga muerta- Sección viga transversal



Nota. Se presenta diagrama del cortante resultante V2, debido a sobrecarga muerta en la sección viga transversal más crítica de la plataforma del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

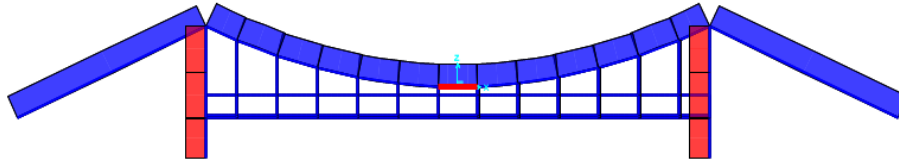
Cable de Puente Colgante

El proceso de cálculo de los cables se encuentra a detalle en el anexo#: Diseño a mano puente colgante

Tensiones Cable

Figura 143

Ubicación tensión inicial en cable (To)- Puente Colgante

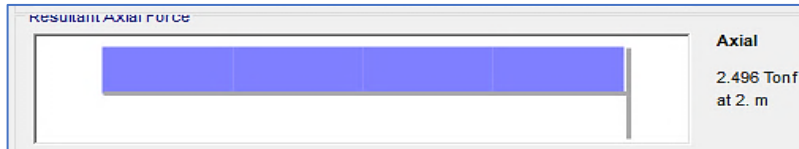


Nota. Se presenta una vista de la ubicación de la tensión inicial en el cable del puente.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 144

Tensión inicial en cable (To)- Carga Muerta- Puente Colgante

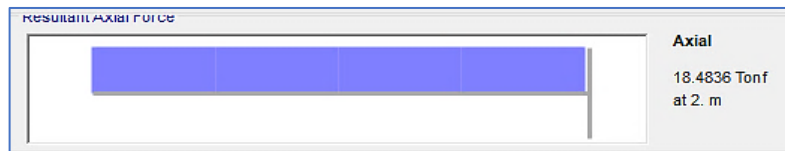


Nota. Se presenta el valor de tensión inicial debido a carga muerta en el cable del puente.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 145

Tensión inicial en cable (To)- Carga Viva- Puente Colgante

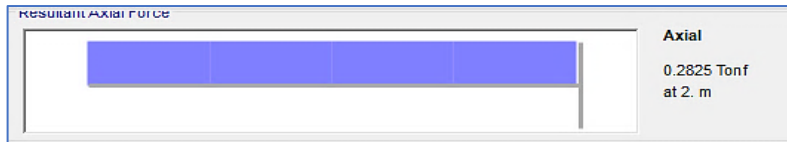


Nota. Se presenta el valor de tensión inicial debido a carga viva en el cable del puente.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 146

Tensión inicial en cable (To)- Sobrecarga muerta- Puente Colgante



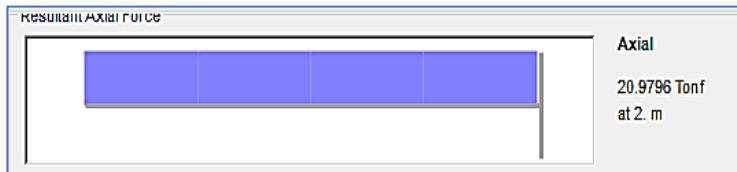
Nota. Se presenta el valor de tensión inicial debido a sobrecarga muerta en el cable del puente.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 147

Tensión inicial en cable (T_0)- Servicio- Puente Colgante

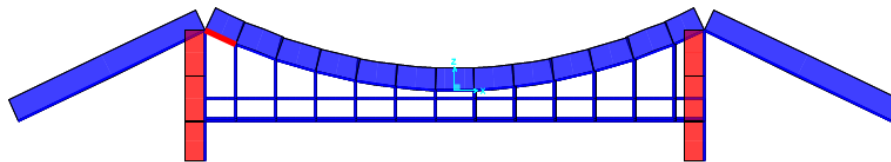
$$T_{oRama} := \frac{T_0}{2} = 21904.52 \text{ kgf}$$



Nota. Se presenta comprobación del valor de tensión inicial debido a carga de servicio calculada a mano y por el programa en el cable del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 148

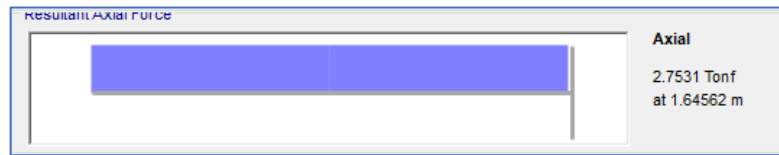
Ubicación tensión máxima en cable (T_{max})- Puente Colgante



Nota. Se presenta una vista de la ubicación de la tensión máxima en el cable del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 149

Tensión máxima en cable (Tmax)-Carga Muerta- Puente Colgante

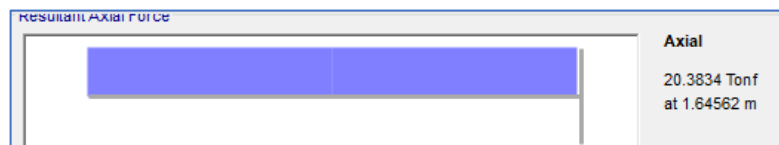


Nota. Se presenta el valor de tensión máxima debido a carga muerta en el cable del puente.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 150

Tensión máxima en cable (Tmax)-Carga Viva- Puente Colgante

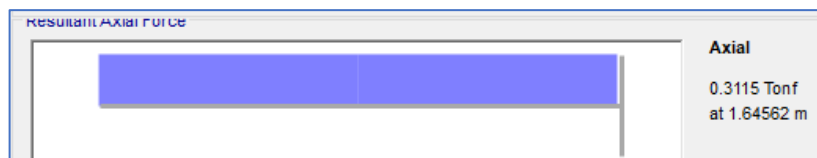


Nota. Se presenta el valor de tensión máxima debido a carga viva en el cable del puente.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 151

Tensión máxima en cable (Tmax)-Sobrecarga muerta- Puente Colgante



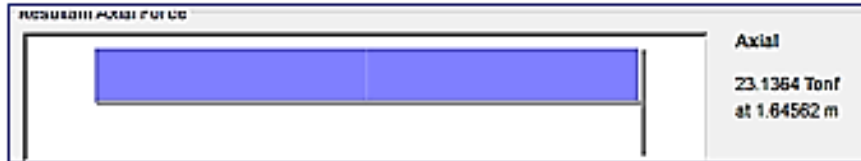
Nota. Se presenta el valor de tensión máxima debido a sobrecarga muerta en el cable del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 152

Tensión máxima en cable (Tmax)- Servicio- Puente Colgante

$$T_{\text{Cable}} := \frac{T}{2} = 24297.237 \text{ kgf}$$

Tensión máxima servicio calculada



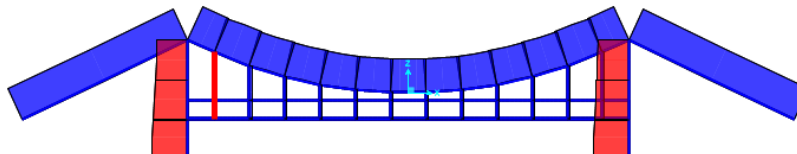
Nota. Se presenta comprobación del valor de tensión máxima debido a carga de servicio calculada a mano y por el programa en el cable del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Tensiones en Péndolas Puentes Colgantes

El procedimiento de cálculo de las péndolas se encuentra detallado en el anexo#: Diseño a mano puente colgante

Figura 153

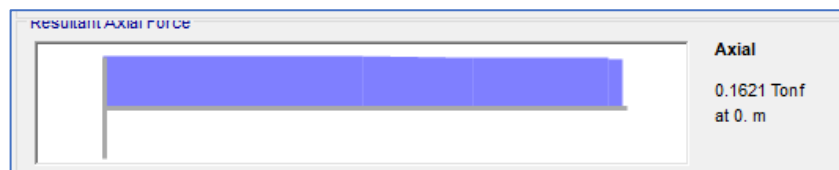
Ubicación tensión máxima en péndolas (Tmax)- Puentes Colgantes



Nota. Se presenta una vista de la ubicación de la tensión máxima en las péndolas del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 154

Tensión máxima péndola (Tmax)-Carga Muerta- Puentes Colgantes

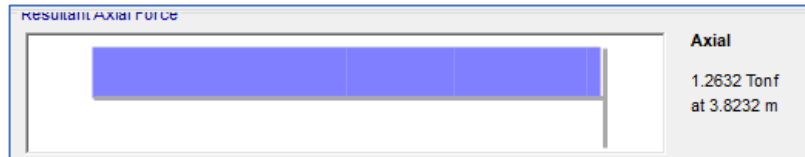


Nota. Se presenta el valor de tensión máxima debido a carga muerta en las péndolas del puente.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 155

Tensión máxima péndola (Tmax)-Carga Viva- Puente Colgante

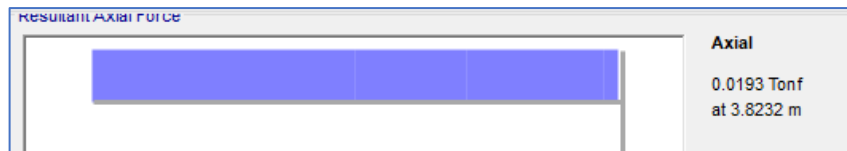


Nota. Se presenta el valor de tensión máxima debido a carga viva en las péndolas del puente.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 156

Tensión máxima péndola (Tmax)-Sobrecarga muerta- Puente Colgante



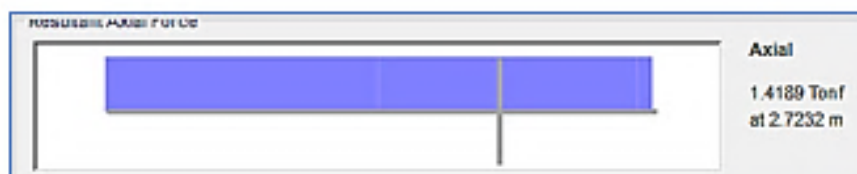
Nota. Se presenta el valor de tensión máxima debido a sobrecarga muerta en las péndolas del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 157

Tensión máxima en péndola (Tmax)- SERVICIO- Puente Colgante

$$T_{PENDOLA_SERVICIO} := P_{Dead} + SC = 1629.338 \text{ kgf}$$

Tensión máxima en péndola calculada



Nota. Se presenta comprobación del valor de tensión máxima debido a carga de servicio calculada a mano y por el programa en las péndolas del puente. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Reacciones de la Estructura

Figura 158

Reacciones estructura- Carga Muerta-Columna Izquierda-Columna Derecha

Joint	Object	69	Joint Element	69	
		1	2	3	
Force		-1.026	-5.627E-02	5.856	
Moment		3.429E-02	-0.338	-8.418E-02	

Nota. Se presenta las reacciones de la estructura del puente debido a carga muerta en Ton. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 159

Reacciones estructura- Carga Viva-Columna Izquierda-Columna Derecha

Joint	Object	63	Joint Element	63	
		1	2	3	
Force		-1.543	-5.674E-02	16.586	
Moment		2.487E-02	-10.04	-2.835E-02	

Nota. Se presenta las reacciones de la estructura del puente debido a carga viva en Ton. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 160

Reacciones estructura- Sobrecarga Muerta-Columna Izquierda-Columna Derecha

S Joint Reactions in Joint Local CoordSys			
Joint Object	63	Joint Element	63
	1	2	3
Force	-2.359E-02	-8.671E-04	0.253
Moment	3.800E-04	-0.153	-4.332E-04

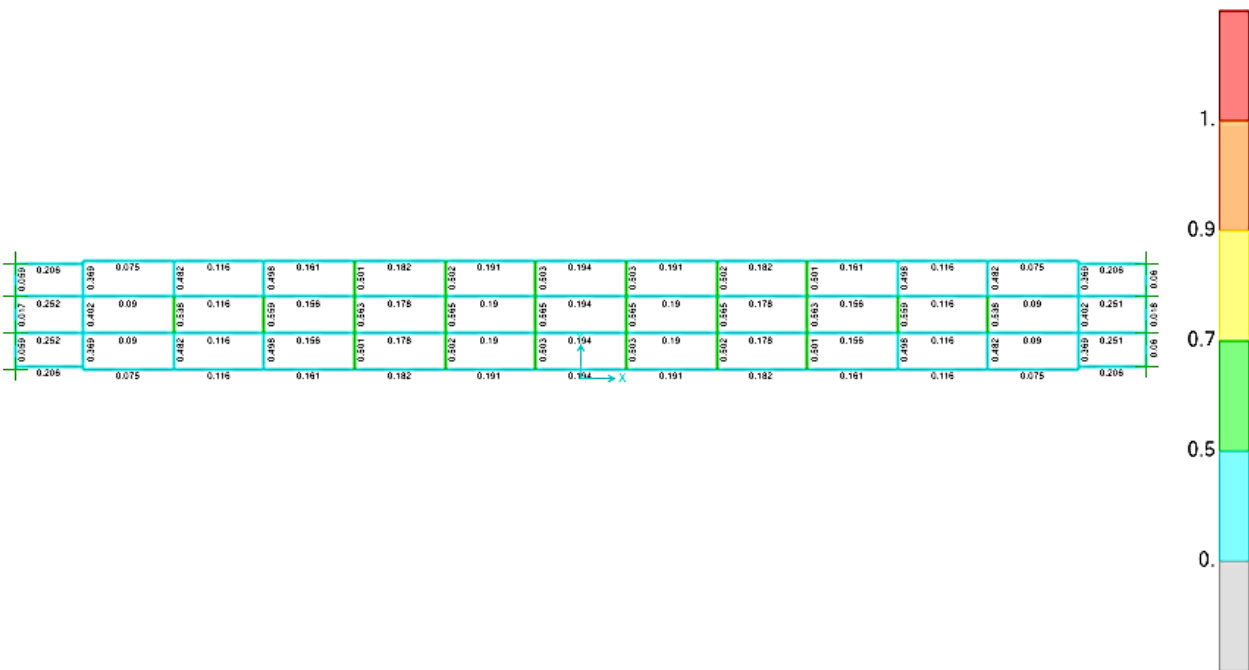
Nota. Se presenta las reacciones de la estructura del puente debido a sobrecarga muerta en Ton.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Resultados Diseño Elementos del Puente Tipo Colgante

Figura 161

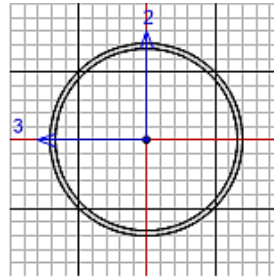
Ratios Diseño Plataforma Puente colgante



Nota. Se presenta una vista de ratios de diseño de las vigas que se han diseñado para la plataforma del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 162

Diseño Viga Transversal Puente Colgante



AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
 Units : Tonf, m, C

Frame : 289 X Mid: 3. Combo: DSTL2 Design Type: Beam
 Length: 0.8 Y Mid: 1.4 Shape: V Trans 6" Frame Type: SMF
 Loc : 0.4 Z Mid: -1.5 Class: Compact Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0.95 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=0.001 AlphaPr/Pe=0. Tau_b=1. EA factor=0.8 EI factor=0.8

PhiB=0.9 PhiC=0.9 PhiTY=0.9 PhiTF=0.75
 PhiS=0.9 PhiS-RI=1. PhiST=0.9

A=0.002 I33=5.137E-06 z33=0.052 S33=6.742E-05 Av3=9.329E-04
 J=1.027E-05 I22=5.137E-06 z22=0.052 S22=6.742E-05 Av2=9.329E-04
 E=20389019.16 Fy=32341.203 Ry=1.1 z33=8.811E-05
 RLLF=1. Fu=40778.038 z22=8.811E-05

HSS Welding: ERW Reduce HSS Thickness? No

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL2)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0.4	-0.064	1.446	0.001	-8.017E-06	0.	1.308E-05

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)

D/C Ratio: 0.565 = 0. + 0.564 + 0.
 = (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness
Bending/Any	38.1	44.13	195.435	283.696	Compact
Axial/Flange	38.1		69.348		Compact

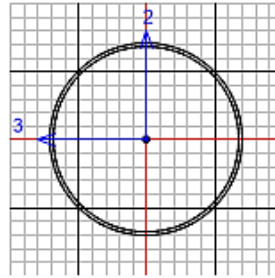
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)						
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	3.	1.	1.	1.	1.	1.
Minor Bending	1.	1.	1.	1.	1.	1.
	Lltb	Kltb	Cb			
LTB	1.	1.	1.027			
	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-0.064	47.158	54.28			
	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn		
	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1		
Major Moment	1.446	2.565	2.565	2.565		
Minor Moment	0.001	2.565				
	Tu	Tn	phi*Tn			
	Moment	Capacity	Capacity			
Torsion	1.308E-05	2.685	2.417			
SHEAR CHECK						
	Vu	phi*Vn	Stress	Status		
	Force	Capacity	Ratio	Check		
Major Shear	8.017E-06	16.284	0.	OK		
Minor Shear	0.	16.284	0.	OK		
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
	VMajor	VMajor				
	Left	Right				
Major (V2)	0.8	0.8				

Nota. Se presenta el diseño de la viga transversal para la plataforma del puente tipo colgante.

Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 163

Diseño Viga Longitudinal Puente Colgante



AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
 Units : Tonf, m, C

Frame : 240 X Mid: -4. Combo: DSTL2 Design Type: Beam
 Length: 2. Y Mid: 2.6 Shape: Larguero 5" plg Frame Type: SMF
 Loc : 2. Z Mid: -1.5 Class: Non-Compact Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0.95 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=0.004 AlphaPr/Pe=0.001 Tau_b=1. EA factor=0.8 EI factor=0.8

PhiB=0.9 PhiC=0.9 PhiTY=0.9 PhiTF=0.75
 PhiS=0.9 PhiS-RI=1. PhiST=0.9

A=7.854E-04 I33=1.534E-06 r33=0.044 S33=2.416E-05 Av3=3.928E-04
 J=3.069E-06 I22=1.534E-06 r22=0.044 S22=2.416E-05 Av2=3.928E-04
 E=20389019.16 Fy=32341.203 Ry=1.1 z33=3.125E-05
 RLLF=1. Fu=40778.038 z22=3.125E-05

HSS Welding: ERW Reduce HSS Thickness? No

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL2)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
2.	0.095	0.153	3.805E-05	-0.001	1.517E-05	3.528E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.2,H1-1b)

D/C Ratio: 0.182 = 0.002 + 0.18 + 0.
 = (1/2) (Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness
Bending/Any	63.5	44.13	195.435	283.696	Non-Compact
Axial/Flange	63.5		69.348		Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.2, H1-1b)						
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1.	1.	1.	1.	1.	1.
Minor Bending	1.	1.	1.	1.	1.	1.
	Ltbb	Kltbb	Cb			
LTB	1.	1.	1.053			
	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	0.095	19.919	22.861			
	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn		
	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1		
Major Moment	0.153	0.85	0.85	0.91		
Minor Moment	3.805E-05	0.85				
	Tu	Tn	phi*Tn			
	Moment	Capacity	Capacity			
Torsion	3.528E-04	0.953	0.857			
SHEAR CHECK						
	Vu	phi*Vn	Stress	Status		
	Force	Capacity	Ratio	Check		
Major Shear	0.001	6.858	0.	OK		
Minor Shear	1.517E-05	6.858	2.212E-06	OK		
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
	VMajor	VMajor				
	Left	Right				
Major (V2)	0.031	0.017				

Nota. Se presenta el diseño de la viga longitudinal para la plataforma del puente tipo colgante.

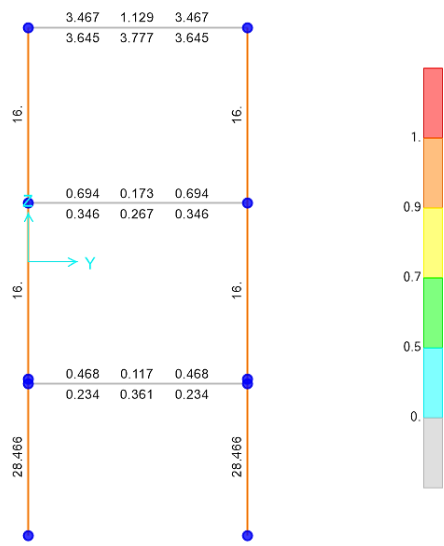
Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Resultados Diseño Castillos

El proceso de diseño de los castillos se encuentra detallado en el anexo #: Diseño a mano puente colgante

Figura 164

Ratios Diseño Castillos Puente colgante



Nota. Se presenta las ratios de diseño en los castillos del puente colgante. Elaborado por:
El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 165

Diagramas Columnas de Castillos- Columnas 40x40

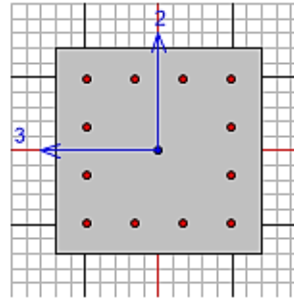




Nota. Se presenta diagramas de cortante, momento y deflexión para los casos de carga. Carga muerta (CM), carga viva(L), sismo estático en el eje X (SEx), sismo estático en el eje Y (SEy), sismo dinámico en X (Dx) y sismo dinámico en Y (Dy) en columnas de castillos. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 166

Diseño Columnas de Castillos- Summary



ACI 318-14 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, m, C (Summary)

Element : 81 B=0.4 D=0.4 dc=0.061
 Section ID : COL 40x40 E=2509980.08 fc=28000. Lt.Wt. Fac.=1.
 Combo ID : DCON2 L=2. Fy=42000. fys=42000.
 Station Loc : 0. RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.75
 Phi(Compression-Tied): 0.65
 Phi(Tension Controlled): 0.9
 Phi(Shear): 0.75
 Phi(Seismic Shear): 0.6
 Phi(Joint Shear): 0.85

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
0.003	40.312	1.112	-19.191	1.098	1.098

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT FACTORS

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	0.876	1.	1.	1.	2.
Minor Bending(M2)	1.	1.013	1.	1.	1.937

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

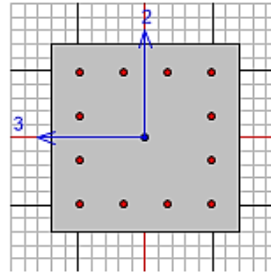
	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Major Shear(V2)	0.	2.968	10.651	0.	0.
Minor Shear(V3)	0.	0.228	10.651	0.	0.

SHEAR DESIGN FOR V2,V3					
	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Major Shear (V2)	0.	2.968	10.651	0.	0.
Minor Shear (V3)	0.	0.228	10.651	0.	0.
JOINT SHEAR DESIGN					
	Joint Shear Ratio	Shear VuTop	Shear VuTot	Shear phi*Vc	Joint Area
Major Shear (V2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear (V3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
(6/5) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS					
	Major Ratio	Minor Ratio			
	N/A	N/A			
Notes:					
N/A: Not Applicable					
N/C: Not Calculated					
N/N: Not Needed					

Nota. Se presenta el diseño de columnas para los castillos del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 167

Diseño Columnas de Castillos- Flexural Details



ACI 318-14 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, m, C (Flexural Details)

Element : 81 B=0.4 D=0.4 dc=0.061
 Section ID : COL 40x40 E=2509980.08 fc=2800. Lt.Wt. Fac.=1.
 Combo ID : DCON2 L=2. Fy=42000. fys=42000.
 Station Loc : 0. RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.75
 Phi(Compression-Tied): 0.65
 Phi(Tension Controlled): 0.9
 Phi(Shear): 0.75
 Phi(Seismic Shear): 0.6
 Phi(Joint Shear): 0.85

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

Rebar Area	Rebar %	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3
0.003	1.779	40.312	1.112	-19.191

Factored & Minimum Biaxial Moments

	Non-Sway Mns	Sway Ms	Factored Mu	Minimum Mmin	Minimum Eccentricity
Major Bending(M3)	-19.191	0.	-19.191	1.098	0.027
Minor Bending(M2)	0.109	0.	0.109	1.098	0.027

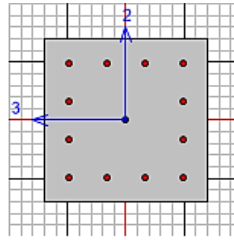
Axial Force & Biaxial Moment Factors

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	0.876	1.	1.	1.	2.
Minor Bending(M2)	1.	1.013	1.	1.	1.937

Nota. Se presenta el diseño de columnas para los castillos del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 168

Diseño Columnas de Castillos- Shear Details



Units Tonf, m, C

ACI 318-14 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, m, C (Shear Details)

Element : 81 B=0.4 D=0.4 dc=0.061
 Section ID : COL 40x40 E=2509980.08 fc=2800. Lt.Wt. Fac.=1.
 Combo ID : DCON2 L=2. Fy=42000. fys=42000.
 Station Loc : 0. RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.75
 Phi(Compression-Tied): 0.65
 Phi(Tension Controlled): 0.9
 Phi(Shear): 0.75
 Phi(Seismic Shear): 0.6
 Phi(Joint Shear): 0.85

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar Av/s	Design Vu	Design Pu	Design Mu	Shear Phi*Vc	Shear Phi*Vs	Shear Phi*Vn
Major Shear (V2)	0.	2.968	40.312	-19.191	10.651	0.	10.651
Minor Shear (V3)	0.	0.228	40.312	0.109	10.651	0.	10.651

Design Forces

	Factored Vu	Factored Pu	Factored Mu
Major Shear (V2)	2.968	40.312	-19.191
Minor Shear (V3)	0.228	40.312	0.109

Design Basis

Shr Reduc Factor	Strength Fys	Strength Fcs	Area Ag
1.	42000.	2800.	0.16

Concrete Shear Capacity

	Design Vu	Conc.Area Ac	Tensn.Rein Area Ast
Major Shear (V2)	2.968	0.136	0.001
Minor Shear (V3)	0.228	0.136	0.001

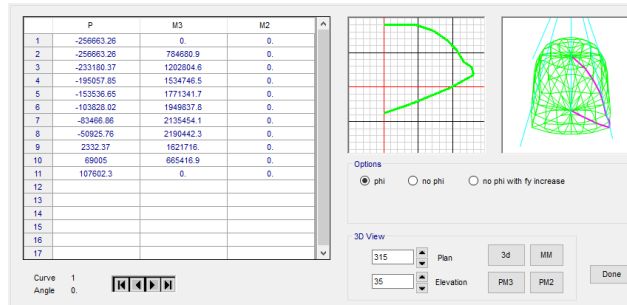
Shear Rebar Design

	Stress v	Conc.Cpcty phi*vc	Uppr.Limit phi*vmax	RebarArea Av/s
Major Shear (V2)	21.866	78.478	344.691	0.
Minor Shear (V3)	1.682	78.478	344.691	0.

Nota. Se presenta el diseño de columnas para los castillos del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 169

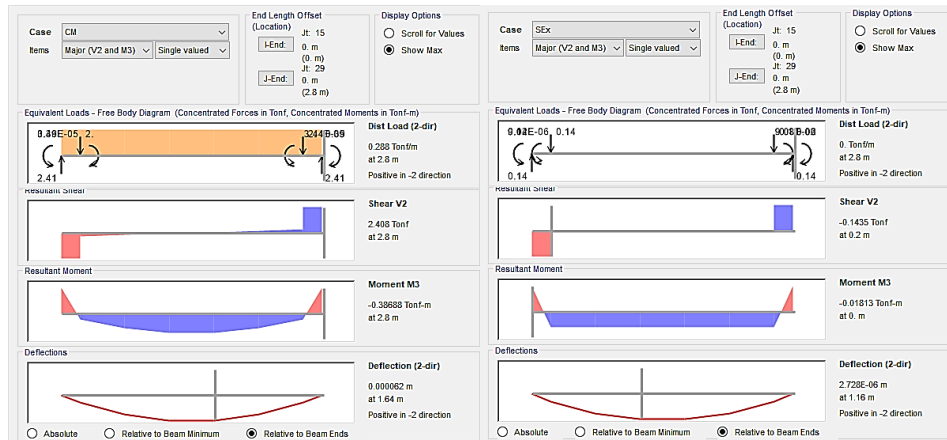
Diseño Columnas de Castillos- Diagrama de Iteración



Nota. Se presenta el diagrama de iteración de columnas para los castillos del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 170

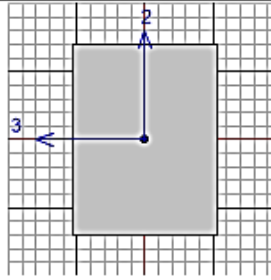
Diagramas Vigas de Castillos- Viga 30x40



Nota. Se presenta diagramas de cortante, momento y deflexión para los casos de carga. Carga muerta (CM) y sismo estático en el eje X (SEX) en vigas de castillos. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 171

Diseño Vigas (30x40) de Castillos- Summary



ACI 318-14 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Special Units: Tonf, m, C (Summary)

Element	: 75	D=0.4	B=0.3	bf=0.3
Section ID	: V 30x40	ds=0.	dct=0.06	dcb=0.06
Combo ID	: DCON2	E=2509980.08	fc=2800.	Lt.Wt. Fac.=1.
Station Loc	: 1.16	L=2.8	Fy=42000.	fys=42000.

Phi(Bending):	0.9
Phi(Shear):	0.75
Phi(Seis Shear):	0.6
Phi(Torsion):	0.75

Design Moments, M3

	Positive	Negative	Special	Special
	Moment	Moment	+Moment	-Moment
	4.696	-1.08	0.242	-1.08

Flexural Reinforcement for Moment, M3

		Required	+Moment	-Moment	Minimum
		Rebar	Rebar	Rebar	Rebar
Top	(+2 Axis)	1.129E-04	0.	8.469E-05	1.129E-04
Bottom	(-2 Axis)	3.777E-04	3.777E-04	0.	3.415E-04

Shear Reinforcement for Shear, V2

Rebar	Shear	Shear	Shear	Shear
Av/s	Vu	phi*Vc	phi*Vs	Vp
0.	0.166	6.788	0.	4.963

Reinforcement for Torsion, T

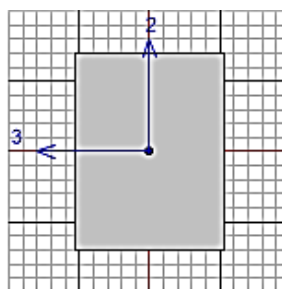
Rebar	Rebar	Torsion	Critical	Area	Perimeter
At/s	Al	Tu	Phi*Tth	Ao	Ph
0.	0.	5.140E-05	0.363	0.056	1.044

Nota. Se presenta el diseño de vigas para los castillos del puente tipo colgante. Elaborado por:

El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 172

Diseño Vigas (30x40) de Castillos- Flexural Details



ACI 318-14 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Special Units: Tonf, m, C (Flexural Details)

Element : 75 D=0.4 B=0.3 bf=0.3
 Section ID : V 30x40 ds=0. dct=0.06 dcb=0.06
 Combo ID : DCON2 E=2509980.08 fc=2800. Lt.Wt. Fac.=1.
 Station Loc : 1.16 L=2.8 Fy=42000. fys=42000.

Phi(Bending): 0.9
 Phi(Shear): 0.75
 Phi(Seis Shear): 0.6
 Phi(Torsion): 0.75

FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3

	Required Rebar	+veMoment Rebar	-veMoment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	1.129E-04	0.	8.469E-05	1.129E-04
Bottom (-2 Axis)	3.777E-04	3.777E-04	0.	3.415E-04

Design Moments, Mu3

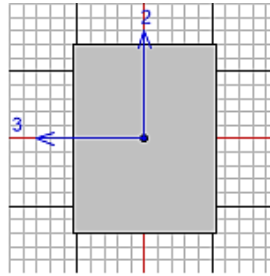
Design +veMoment	Design -veMoment
4.696	-1.08

Nota. Se presenta el diseño de vigas para los castillos del puente tipo colgante. Elaborado por:

El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 173

Diseño Vigas (30x40) de Castillos- Shear Details



ACI 318-14 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Special Units: Tonf, m, C (Shear Details)

Element : 29 D=0.4 E=0.3 bf=0.3
 Section ID : V 30x40 ds=0. dct=0.06 dcb=0.06
 Combo ID : DCON2 E=2509980.08 fc=2800. Lt.Wt. Fac.=1.
 Station Loc : 1.16 L=2.8 Fy=42000. fys=42000.

Phi(Bending): 0.9
 Phi(Shear): 0.75
 Phi(Seis Shear): 0.6
 Phi(Torsion): 0.75

SHEAR/TORSION DESIGN FOR V2 and T

Rebar	Rebar	Rebar	Design	Design	Design	Design
Av/s	At/s	Al	Vu	Tu	Mu	Pu
0.	0.	0.	0.166	5.835E-05	4.718	0.

Design Forces

Factored	Factored
Vu	Mu
0.166	2.691

Design Basis

Design	Conc.Area	Area	Tensn.Rein	Strength	Strength	LtWt.Reduc
Vu	Ac	Ag	Ast	Fys	Fcs	Factor
0.166	0.102	0.12	3.796E-04	42000.	2800.	1.

Shear Rebar Design

Stress	Conc.Cpcty	Uppr.Limit	RebarArea	Shear	Shear	Shear
v	phi*vc	phi*vmax	Av	Phi*Vc	Phi*Vs	Phi*Vn
1.626	66.553	332.766	0.	6.788	0.	6.788

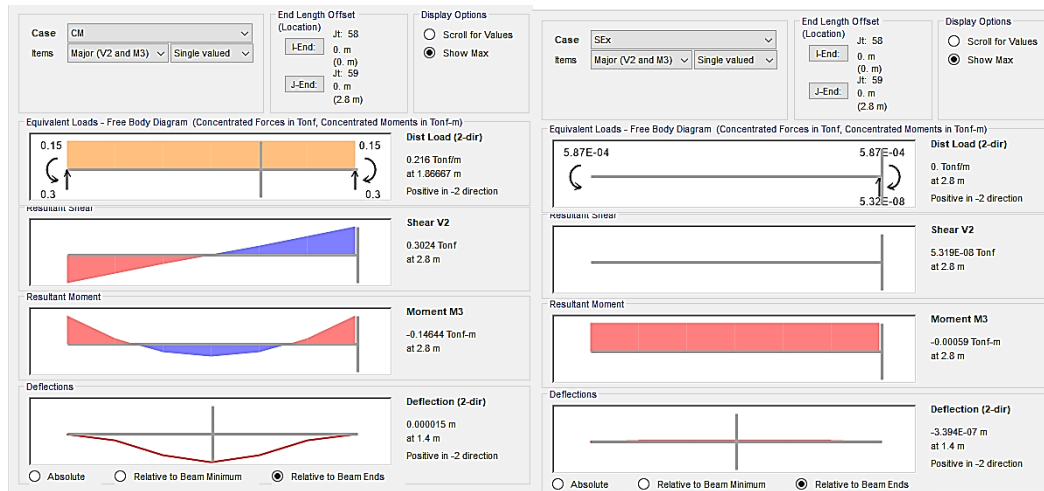
Torsion Capacity

Torsion	Critical	Conc.Area	Conc.Area	Conc.Area	Perimeter	Perimeter
Tu	Phi*Tth	Acp	Aoh	Ao	Pcp	Ph
5.835E-05	0.363	0.12	0.066	0.056	1.4	1.044

Nota. Se presenta el diseño de vigas para los castillos del puente tipo colgante. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 174

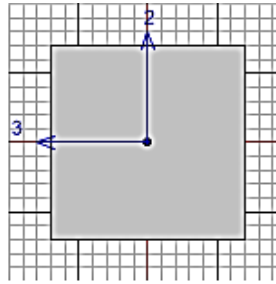
Diagramas Vigas de Castillos- Viga 30x30



Nota. Se presenta diagramas de cortante, momento y deflexión para los casos de carga. Carga muerta (CM) y sismo estático en el eje X (SEx), en vigas de castillos. Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 175

Diseño Vigas (30x30) de Castillos- Summary



ACI 318-14 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Special Units: Tonf, m, C (Summary)

Element : 76 D=0.3 B=0.3 bf=0.3
 Section ID : V 30X30 ds=0. dcb=0.06
 Combo ID : DCON12 E=2509980.08 fc=2800. Lt.Wt. Fac.=1.
 Station Loc : 2.8 L=2.8 Fy=42000. fys=42000.

Phi(Bending): 0.9
 Phi(Shear): 0.75
 Phi(Seis Shear): 0.6
 Phi(Torsion): 0.75

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	0.234	-0.469	0.234	-0.469

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	6.936E-05	0.	5.202E-05	6.936E-05
Bottom (-2 Axis)	3.457E-05	2.593E-05	0.	3.457E-05

Shear Reinforcement for Shear, V2

	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
	0.	1.25	4.792	0.	0.464

Reinforcement for Torsion, T

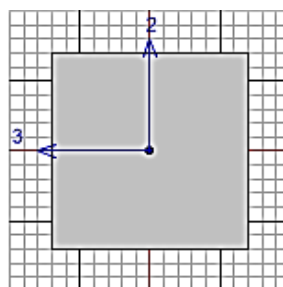
	Rebar At/s	Rebar Al	Torsion Tu	Critical Phi*Tth	Area Ao	Perimeter Ph
	0.	0.	0.021	0.21	0.038	0.844

Nota. Se presenta el diseño de vigas para los castillos del puente tipo colgante. Elaborado por:

El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 176

Diseño Vigas (30x30) de Castillos- Flexural Details



ACI 318-14 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Special Units: Tonf, m, C (Flexural Details)

Element : 76 D=0.3 B=0.3 bf=0.3
 Section ID : V 30X30 ds=0. dct=0.06 dcb=0.06
 Combo ID : DCON12 E=2509980.08 fc=2800. Lt.Wt. Fac.=1.
 Station Loc : 2.8 L=2.8 Fy=42000. fys=42000.

Phi(Bending): 0.9
 Phi(Shear): 0.75
 Phi(Seis Shear): 0.6
 Phi(Torsion): 0.75

FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3

		Required	+veMoment	-veMoment	Minimum
		Rebar	Rebar	Rebar	Rebar
Top	(+2 Axis)	6.936E-05	0.	5.202E-05	6.936E-05
Bottom	(-2 Axis)	3.457E-05	2.593E-05	0.	3.457E-05

Design Moments, Mu3

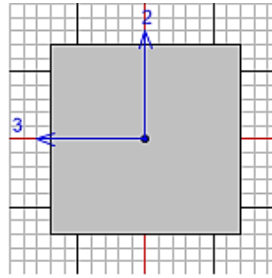
	Design	Design	Factored	Factored	Special	Special
	+veMoment	-veMoment	+veMoment	-veMoment	+veMoment	-veMoment
	0.234	-0.469	0.	-0.469	0.234	-0.469

Nota. Se presenta el diseño de vigas para los castillos del puente tipo colgante. Elaborado por:

El autor a través de SAP2000 (2023)

Figura 177

Diseño Vigas (30x30) de Castillos- Shear Details



ACI 318-14 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Special Units: Tonf, m, C (Shear Details)

Element : 66 D=0.3 B=0.3 bf=0.3
 Section ID : V 30X30 ds=0. dcb=0.06
 Combo ID : DCON2 E=2509980.08 fc=2800. Lt.Wt. Fac.=1.
 Station Loc : 2.8 L=2.8 Fy=42000. fys=42000.

Phi(Bending): 0.9
 Phi(Shear): 0.75
 Phi(Seis Shear): 0.6
 Phi(Torsion): 0.75

SHEAR/TORSION DESIGN FOR V2 and T

Rebar	Rebar	Rebar	Design	Design	Design	Design
Av/s	At/s	Al	Vu	Tu	Mu	Pu
0.	0.	0.	0.726	3.251E-05	-0.354	0.

Design Forces

Factored	Factored
Vu	Mu
0.726	-0.463

Design Basis

Design	Conc.Area	Area	Tensn.Rein	Strength	Strength	LtWt.Reduc
Vu	Ac	Ag	Ast	Fys	Fcs	Factor
0.726	0.072	0.09	6.841E-05	42000.	2800.	1.

Shear Rebar Design

Stress	Conc.Cpcty	Uppr.Limit	RebarArea	Shear	Shear	Shear
v	phi*vc	phi*vmax	Av	Phi*Vc	Phi*Vs	Phi*Vn
10.08	66.553	332.766	0.	4.792	0.	4.792

Torsion Capacity

Torsion	Critical	Conc.Area	Conc.Area	Conc.Area	Perimeter	Perimeter
Tu	Phi*Tth	Acp	Aoh	Ao	Pcp	Ph
3.251E-05	0.204	0.09	0.045	0.038	1.2	0.844

Nota. Se presenta el diseño de vigas para los castillos del puente tipo colgante. Elaborado por:

El autor a través de SAP2000 (2023)

Resultados Macizos de Anclaje

El procedimiento de cálculo se encuentra detallado en el anexo#: Diseño macizo de anclaje

Verificación del factor de seguridad por volcamiento

$$FS_V = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} = 2.2; (OK > 2)$$

Verificación del factor de seguridad por deslizamiento

$$FS_D = \frac{\sum F_{Rl}}{\sum F_d} = 1.61; (OK > 1.5)$$

Resultados capacidad de carga en el suelo

Excentricidad respecto a la resultante:

$$e = \frac{B}{2} - x = 0.35; (OK < \frac{B}{6} = 0.75)$$

Presiones en el terreno:

$$\sigma_{max} = \frac{\sum N}{L * B} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right) = 0.79 \frac{kg}{cm^2}; (OK < qa)$$

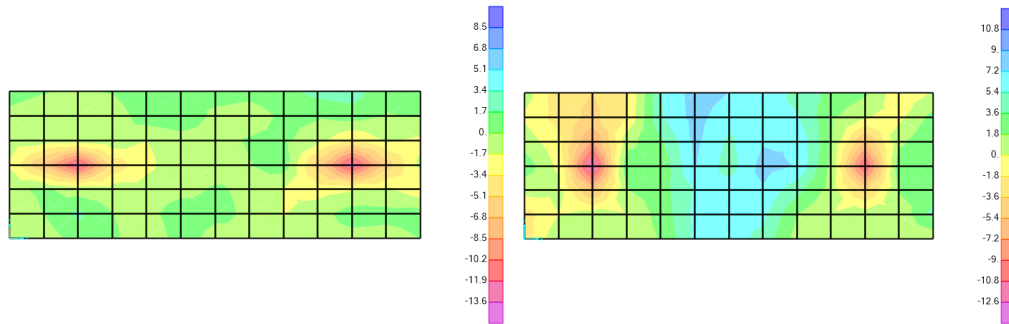
$$\sigma_{min} = \frac{\sum N}{L * B} \left(1 - \frac{6 * e}{B} \right) = 0.28 \frac{kg}{cm^2}; (OK < qa \text{ y } > 0 \frac{kg}{cm^2})$$

Resultados Cimentación Castillos Punte Colgante

El diseño de las cimentaciones de los castillos se encuentra detallados en el anexo#: Diseño de zapata combinada para puente colgante

Figura 178

Esfuerzos Longitudinales y Transversales- Servicio- Cimentación Castillo Punte Colgante



Nota. Se presenta una vista de los esfuerzos longitudinales y transversales en la cimentación de los castillos debido a carga de servicio (Esf. longitudinales máx.=10.794; min=-13.706 Kg/cm² y Esf. transversales máx.=8.508; min=-14.47 Kg/cm²). Elaborado por: El autor a través de SAP2000 (2023)

3.4.3 Elección de Alternativa final del Puente

En base a los criterios para seleccionar la alternativa de puente más eficiente y económica descritos en la sección 2.3 del documento, se ha elaborado el siguiente análisis técnico económico.

Tabla 5

Selección de Alternativa de Puente

Alternativas de Puente	1	2
	Puente Viga de Acero	Puente Colgante
Aspectos Económicos		
Costo del proyecto	70404.93 USD	73533.55 USD
Aspectos Constructivos		
Complejidad de montaje	Media	Difícil
Posibilidad de falso puente	si	si
Complejidad de transportar los elementos	Media	Difícil
Plazo de Entrega		
Tiempo de construcción estimado	3 meses	4 meses

Nota. Se presenta los criterios para selección de la alternativa de puente más factible. Elaborado por: El Autor. A través de Excel (2023)

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

Mediante el análisis y la utilización de los estudios técnicos, se ha determinado los parámetros necesarios para el diseño de las alternativas de puente en la parroquia de Pucayacu. Estos estudios proporcionaron información sobre criterios económicos y de estabilidad a tener en consideración para seleccionar una ubicación adecuada para la estructura. Con base a dichos criterios, se identificó una ubicación favorable para el puente, el cual tendrá una longitud de 25 metros. Cumpliendo los criterios previamente mencionados, por lo que garantiza la viabilidad financiera del proyecto y la seguridad a largo plazo de la estructura.

Se llevó a cabo el diseño estructural de las dos alternativas de puente, utilizando el programa SAP2000, ya que, al hacer uso de esta herramienta de análisis estructural facilitó el proceso de diseño y análisis. El uso de este paquete computacional permitió la descripción completa del comportamiento de esfuerzos y deformaciones en las estructuras, además, la capacidad de revisar y optimizar el diseño de los elementos evitando posibles problemas o deficiencias en el diseño. Adicionalmente, la utilización del software permitió obtener los valores de las tensiones en los cables y péndolas. Dichos valores fueron comparados con cálculos realizados manualmente para comprobar su precisión. Esta comprobación de los resultados obtenidos a mano y por medio del software garantiza la confiabilidad del diseño, y a su vez optimiza el uso de materiales y los recursos a ocuparse.

El presupuesto del paso peatonal y ganado vacuno se determinó por medio del análisis individual de cada alternativa de puente propuesta. Mediante el planteamiento de rubros y cuantificación de materiales, se obtuvieron los presupuestos para el puente tipo viga de acero y el puente tipo colgante. El presupuesto referencial para la alternativa de puente tipo viga de acero se determinó en un costo de 70,404.93 USD, mientras que para la alternativa de puente tipo colgante se

obtuvo un costo de 73,533.55 USD. Estos valores incluyen los materiales, equipos necesarios, la mano de obra, los gastos directos e indirectos y utilidad. Adicionalmente, es importante destacar que estos presupuestos referenciales pueden variar dependiendo de factores como la fluctuación del mercado.

Mediante un análisis técnico-económico que consideró las dos alternativas de puentes, se compararon diversos aspectos importantes como aspectos económicos, constructivos y de plazo de entrega. En base a estos criterios, se ha determinado que la alternativa de puente tipo viga de acero es la opción más eficiente y económica. Debido a que el análisis económico reveló que el puente tipo viga de acero ofrece un costo total más favorable en comparación con la alternativa de puente tipo colgante. Asimismo, en aspectos constructivos y logísticos como son; la complejidad del montaje, la posibilidad de utilizar un falso puente durante la construcción, la complejidad en el transporte de los materiales necesarios y el tiempo de construcción del proyecto, el puente tipo viga de acero presenta ventajas significativas en términos de simplicidad de montaje y transporte, lo que contribuye a reducir los plazos de entrega y minimizar los inconvenientes asociados con la construcción.

Los planos estructurales del puente han sido elaborados para detallar dimensiones y conexiones de todos los elementos de la estructura seleccionada. Dichos planos se han verificado para garantizar concordancia con el documento presentado.

4.2. RECOMENDACIONES

Se recomienda complementar el proyecto del puente mediante la realización de un estudio hidrológico del área. Este estudio tiene como objetivo obtener información hidrológica, como el perfil de socavación, el nivel máximo de aguas y el caudal máximo en la zona del proyecto.

Se aconseja realizar el mantenimiento de la estructura del puente una vez construida. El mantenimiento debe llevarse a cabo de manera regular y sistemática, con el fin de identificar cualquier signo de deterioro, desgaste o daño potencial en la estructura para poder tomar medidas preventivas o

correctivas en la estructura y alargar la vida útil del puente, evitando así costosas reparaciones o la necesidad de un reemplazo.

Evitar realizar modificaciones o cambios que puedan alterar de manera significativa las condiciones de diseño originales del puente. Debido a que una alteración sensible de las condiciones de diseño podría comprometer la integridad de la estructura del puente y poner en riesgo la seguridad de los usuarios. Por lo tanto, antes de considerar cualquier modificación en el diseño original se debe consultar a un profesional.

Si existen las condiciones y la posibilidad de implementar un falso puente, se recomienda su utilización durante épocas de estiaje en la construcción del puente. Debido a que, en dichas épocas se encuentra el nivel de agua mínimo e implementando un falso puente facilitara la construcción de la superestructura del puente.

REFERENCIAS

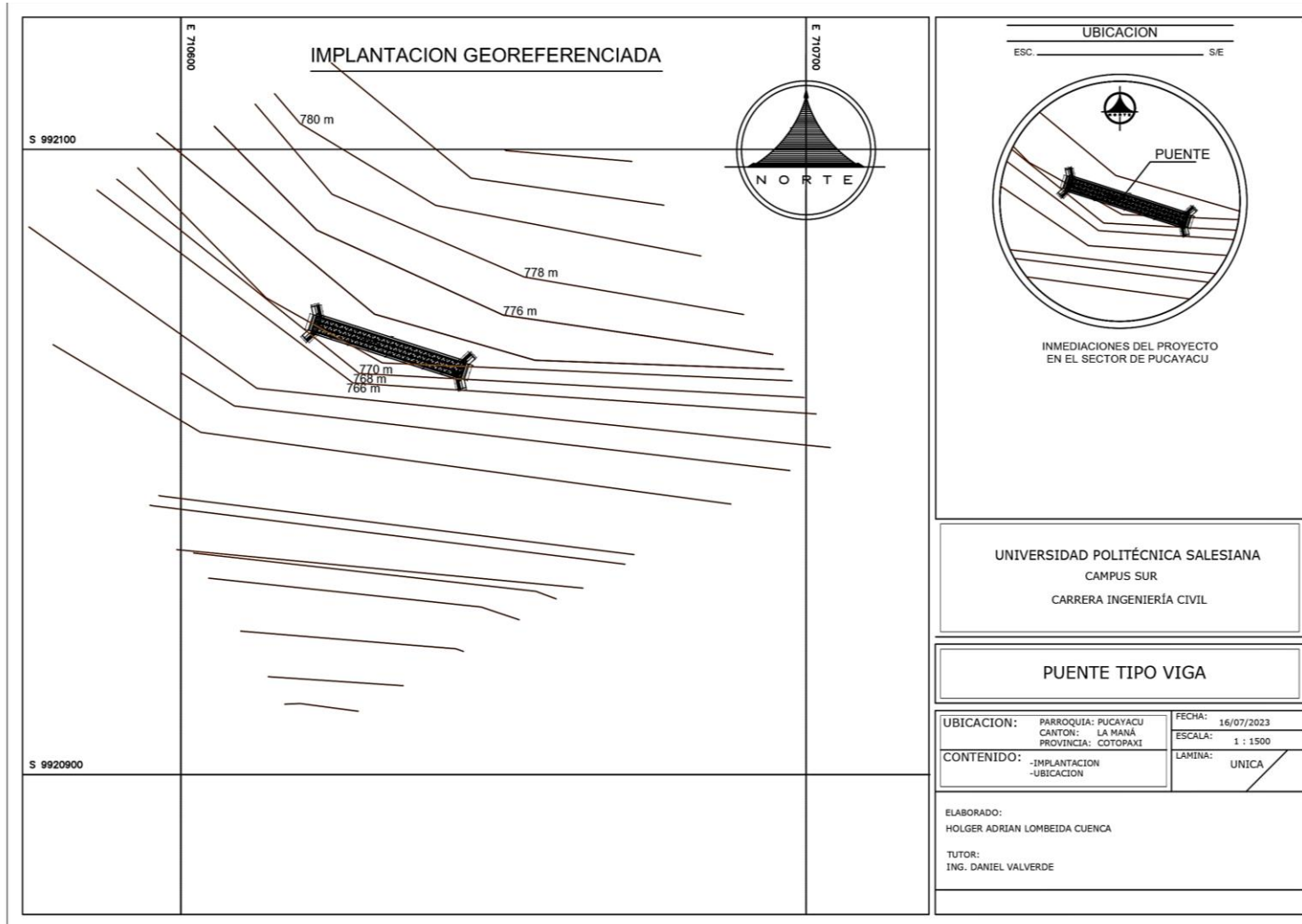
- Arellano Francisco. (2014). *PROYECTO DE SUPERESTRUCTURAS*. SlideShare. <https://es.slideshare.net/LeoOsorio/disen-de-puentes-franciscoarellanoaciperu>
- Bustamante Mayra. (2022). *RECOLECCIÓN DE DATOS. DEFINICIÓN Y ELEMENTOS*. Centro Europeo de Postgrado. <https://ceupe.com.ar/blog/recoleccion-de-datos-definicion-y-elementos/>
- Cantero Natividad. (2010). *PRINCIPALES MÉTODOS DE APRENDIZAJE DE LA LECTOESCRITURA*. https://archivos.csif.es/archivos/andalucia/ensenanza/revistas/csicsif/revista/pdf/Numero_33/NATIVIDAD%20DEL%20PILAR%20CANTERO%20CASTILLO_2.pdf
- Cayamcela Guillermina, & Ñamagua Marlon. (2022). *MANUAL DE MANTENIMIENTO DE PUENTES COLGANTES*. [Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de Cuenca] UCACUE. <https://dspace.ucacue.edu.ec/handle/ucacue/12821>
- Chuquipoma Giancarlos. (2019). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE PEATONAL EN LA AVENIDA JOSÉ GABRIEL CONDORCANQUI SECTOR WINCHANZAO, LA ESPERANZA, 2019*. [Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil, Universidad César Vallejo] DSpace. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/51285>
- Escudero Javier. (2000). *LOS PUENTES*. geocities. <http://www.geocities.ws/jescud2000/lospuentes/pontscantilever.htm>
- Escudero Julio. (Ed.). (2003). *MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES*. Edición digital. DGCF. http://www.carreteros.org/hispana/peru/09_peru.pdf
- Falcón Luis. (2020). *FALSO PUENTE*. LinkedIn. <https://www.linkedin.com/pulse/falso-puente-luis-enrique-falc%C3%B3n-arrieta/?originalSubdomain=es>
- García Alejandra, Parra Alejandro, Restrepo Catherine, Mesa Jorge, & Cardona Laura. (2014). *PASANTÍA INTERNACIONAL MEXICO ANÁLISIS Y DISEÑO DE PUENTES*. <https://repository.unilivre.edu.co/bitstream/handle/10901/17147/ANALISIS%20Y%20DISE%20DE%20PUENTES.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Guillén Diego. (2018). *ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL PUENTE VEHICULAR CONTINUO "INCA MOYA" DE CONCRETO ARMADO Y DE ACERO ESTRUCTURAL SEGÚN LA NORMA AASHTO-LRFD*. [Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad San Ignacio de Loyola] DSpace. <https://repositorio.usil.edu.pe/handle/usil/8890>
- Guishca Alva. (2021). *ESTUDIO DE LOS RECURSOS TURISTICOS EN LA PARROQUIA PUCAYACU DEL CANTÓN LA MANÁ, PARA PROMOVER EL TURISMO*. [Documento probatorio del examen complejo de grado previo a la obtención del título de

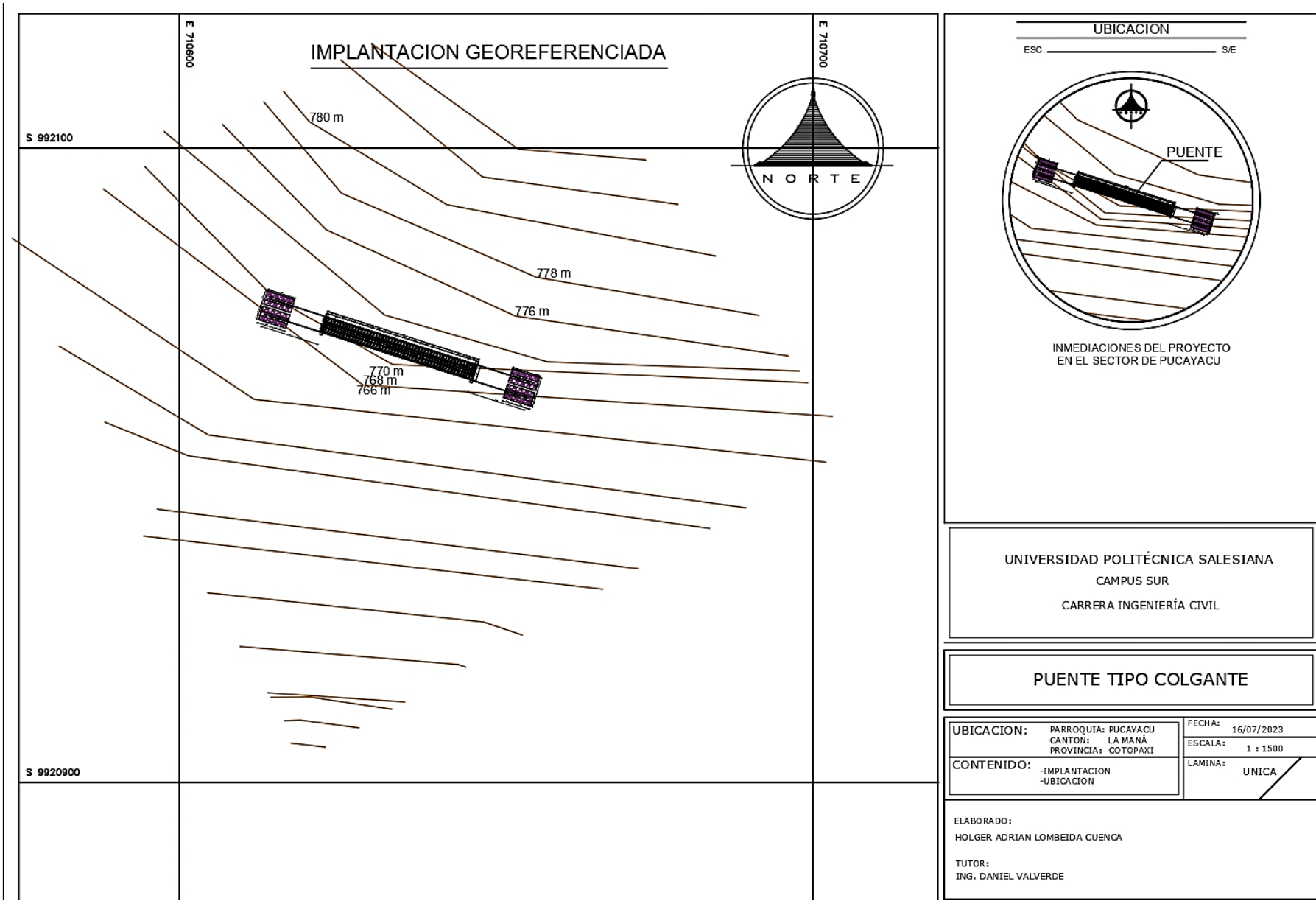
- licenciada/o en hotelería y turismo, Universidad Técnica de Babahoyo] DSpace. <http://dspace.utb.edu.ec/bitstream/handle/49000/10172/E-UTB-FCJSE-HTURIS-000259.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Jaramillo Anderson, Andrade José. (2022). *Determinación de impactos socio ambientales generados por la acción antropogénica en el centro de producción Sacha-Wiwa parroquia de Guasaganda cantón La Maná periodo 2021-2022*. [Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Ambiental, Universidad Técnica de Cotopaxi] DSpace. <http://repositorio.utc.edu.ec/handle/27000/8603>
- Lopera Echavarría, J. D., Ramírez Gómez, C. A., Zuluaga Aristazábal, M. U., & Ortiz Vanegas, J. (2010). *EL MÉTODO ANALÍTICO COMO MÉTODO NATURAL. Nómadas*. Critical Journal of Social and Juridical Sciences, 25(1).
- Lucero Jaqueline. (2017). *La Mitigación de riesgos naturales y su impacto socioeconómico en el Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Pucayacu, Cantón La Maná, Provincia de Cotopaxi*. [Proyecto de investigación presentado como requisito parcial para aprobar el trabajo de titulación, para optar el título de Licenciado en Gobernabilidad y Territorialidad en Organismos Seccionales, Universidad Central del Ecuador] DSpace. <http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/10991/1/T-UCE-0018-GT003.pdf>
- Méndez Harvin, & Torres José. (2017). *DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA DEL PUENTE LA VAINILLA POR EL MÉTODO AASHTO LRFD 2010 CON LAS CARGAS HS20- 44 + 25%* [Trabajo de titulación para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ingeniería] DSpace. <https://core.ac.uk/download/pdf/250145889.pdf>
- Mezones José. (2018). *PREFACTIBILIDAD DE PUENTE PEATONAL DE HORMIGÓN ARMADO EN EL ACCESO NORTE DEL CANTÓN JIPIJAPA*. [Proyecto de titulación previa a la obtención del título de ingeniero, Universidad Estatal del Sur de Manabí] UNESUM. <http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/1216>
- NEC-SE-DS. (2015). *Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente*. https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/MTOP_NEC-SE-DS.pdf
- Peralta Franklin. (2018). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES PEATONALES SOBRE LA AUTOPISTA PIMENTEL-CHICLAYO*. [Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, Universidad Señor de Sipán] USS. <https://hdl.handle.net/20.500.12802/4570>
- Rizo Janett. (2015). *TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN DOCUMENTAL*. <https://repositorio.unan.edu.ni/12168/1/100795.pdf>
- Rodríguez Arturo. (2020). *PUENTES CON AASHTO LRFD 2020*. (9th Edición) Editorial. ARS.
- Tapias Javier, & Pinzón Andrés. (2014). *PRE DISEÑO PARA UN MODELO DE PUENTE PEATONAL EN INTERCEPCIONES VIALES APLICADAS A CALZADAS DE ALTO*

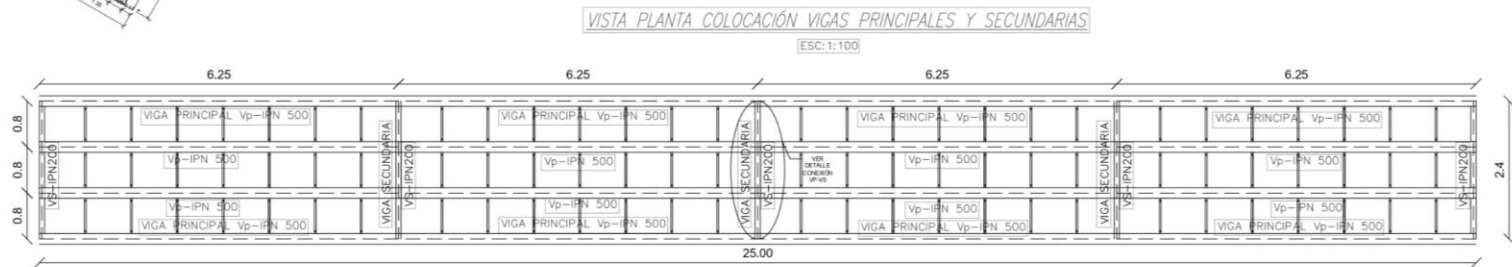
- FLUJO VEHICULAR*. [Tesis de grado presentado como requisito para optar al título de posgrado en gerencia integral de obras, Escuela de Ingenieros Militares] EIM. <https://repository.unimilitar.edu.co/bitstream/handle/10654/13037/TapiasSalamancaJavierAdan2014.pdf?sequence=2&isAllowed=y>
- Vargas Zoila. (2009). *LA INVESTIGACIÓN APLICADA: UNA FORMA DE CONOCER LAS REALIDADES CON EVIDENCIA CIENTÍFICA*. *Revista Educación*.
- Mezones José. (2018). *PREFACTIBILIDAD DE PUENTE PEATONAL DE HORMIGÓN ARMADO EN EL ACCESO NORTE DEL CANTÓN JIPIJAPA*. [Proyecto de titulación previa a la obtención del título de ingeniero, Universidad Estatal del Sur de Manabí] UNESUM. <http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/1216>
- NTE-CEG. (1975). *Cimentaciones Estudios Geotécnicos*. Foundations geotechnical studies design. <https://ingemecanica.com/legisla/objetos/nte/nte-ceg.pdf>
- Peralta Franklin. (2018). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES PEATONALES SOBRE LA AUTOPISTA PIMENTEL-CHICLAYO*. [Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, Universidad Señor de Sipán] USS. <https://hdl.handle.net/20.500.12802/4570>
- Rizo Janett. (2015). *TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN DOCUMENTAL*. <https://repositorio.unan.edu.ni/12168/1/100795.pdf>
- Rodríguez Arturo. (2020). *PUENTES CON AASHTO LRFD 2020*. (9th Edición) Editorial. ARS.
- Tapias Javier, & Pinzón Andrés. (2014). *PRE DISEÑO PARA UN MODELO DE PUENTE PEATONAL EN INTERCEPCIONES VIALES APLICADAS A CALZADAS DE ALTO FLUJO VEHICULAR*. [Tesis de grado presentado como requisito para optar al título de posgrado en gerencia integral de obras, Escuela de Ingenieros Militares] EIM. <https://repository.unimilitar.edu.co/bitstream/handle/10654/13037/TapiasSalamancaJavierAdan2014.pdf?sequence=2&isAllowed=y>
- Vargas Zoila. (2009). *LA INVESTIGACIÓN APLICADA: UNA FORMA DE CONOCER LAS REALIDADES CON EVIDENCIA CIENTÍFICA*. *Revista Educación*.

ANEXOS

ANEXO 1: PLANOS DE DISEÑO







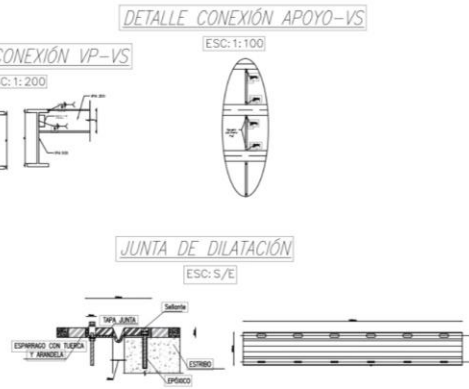
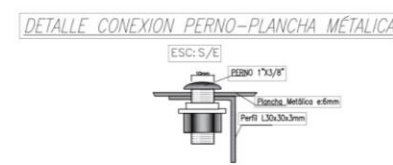
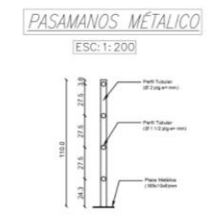
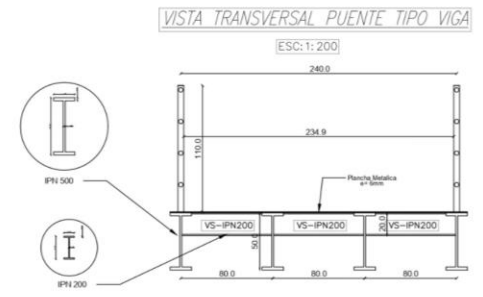
RESUMEN DE MATERIALES TABLERO DEL PUENTE			
Acero Estructural ASTM A-36		Kg	14415.60
Pasamanos Metálico (Tubo Estructural 2" e=1.5mm)	m		50.00
Barandas Tubo Estructural 1.5" e=3mm	m		60.00
Plancha Tool Antideslizante ASTM A-36, e=6mm	m ²		4.80
Junta de Dilatación JNA-50 o Similar	m		4.80

PLANILLA ACERO ESTRUCTURAL					
TIPO	DENOMINACION	UNIDAD	L	Peso Unitario	Total
W	IPN 500	m	100.00	141.00	14100.00
	IPN200	m	12.00	26.30	315.60
				TOTAL	14415.60

PLANILLA PERFILES LAMINADOS					
TIPO	DENOMINACION	UNIDAD	L	Peso Unitario	Total
L	L30X30 e=3mm	m	39.06	1.36	53.12
	Aposos de Planchas Metálicas			TOTAL	53.12

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- NORMA DE DISEÑO ACERO: AISC-360
- JUNTA DE DILATACION JNA 50 O SIMILAR APROBADA
- APOYO DE NEOPRENO 200X200X28mm
- ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36 .- LIMITE DE FLUENCIA $F_y=2520 \text{ Kg/cm}^2$
- PLANCHA ANTIDESLIZANTE METÁLICA ASTM A-36.- $F_y=2520 \text{ Kg/cm}^2 \text{ e}=6\text{mm}$
- NORMAS PARA SOLDADURA : AWS
- SOLDADURA : ELECTRODOS E 7018- $\frac{1}{8}$ "
- SE DARA DOS MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA EN TALLER Y EN CAMPO
- COMPROBAR LA CALIDAD DEL ACERO ESTRUCTURAL, MEDIANTE ENSAYOS Y CERTIFICACIONES DE CALIDAD DEL PROVEEDOR
- HORMIGÓN CICLÓPEO: ($f'c= 180 \text{ kg/cm}^2$)60%+P.B.40%



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Carrera Ingeniería Civil

CONTIENE: PLANIMETRÍA: VISTAS Y DETALLES DEL PUENTE TIPO VIGA

PROYECTO: "Diseño Estructural Puente Peatonal y Vacuno parroquia de Pucayacu, Cantón La Maná, Provincia del Cotopaxi"

ELABORADO POR: HOLGER ADRIAN LAMBEIDA CUEVICA

TUTOR: ING. DANIEL VALVERDE

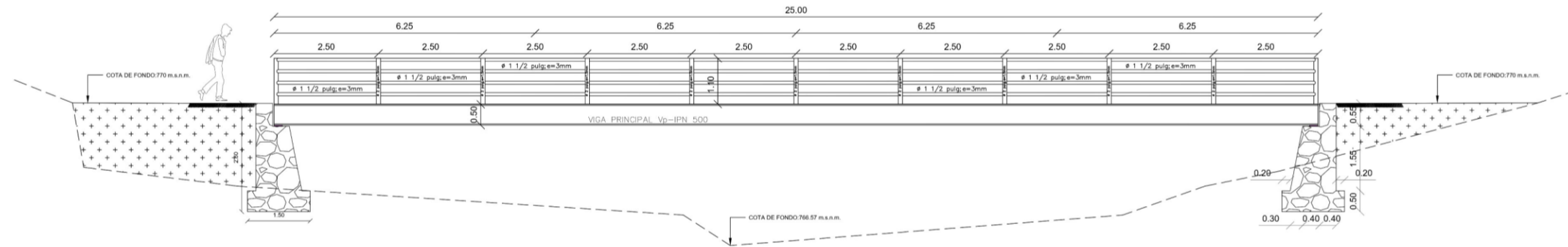
ESCALA: INDICADA

FECHA: JULIO - 2023

LAMINA: 1 DE 4

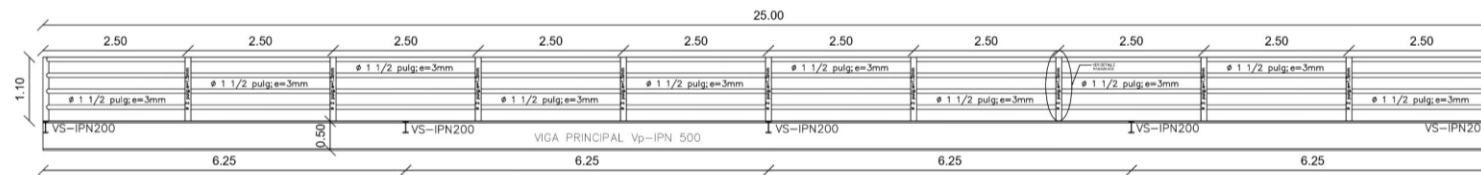
PERFIL LONGITUDINAL PUENTE TIPO VIGA

ESC: 1:100



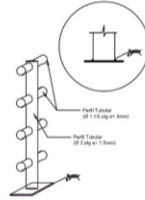
PERFIL LONGITUDINAL PASAMANOS METALICOS

ESC: 1:100



DETALLE PASAMANOS METALICO

ESC: 1:200



RESUMEN DE MATERIALES TABLERO DEL PUENTE		
Acero Estructural ASTM A-36	Kg	14415.60
Pasamanos Metálico (Tubo Estructural 2" e=1.5mm)	ml	50.00
Barandas Tubo Estructural: 1.5" e=3mm	m2	60.00
Plancha Tool Antideslizante ASTM A-36; e=6mm	ml	4.80
Junta de Dilatación JNA-50 o Similar		

PLANILLA PERFILES PASAMANOS					
DENOMINACION	UNIDAD	L	Peso Unitario	Total	
		[m]	[kg/m]	[kg]	
O	Round HSS (2" x 1.5mm)	m	24.2	2.18	52.756
	Round HSS (1.5" x 3mm)	m	200	3.34	668
Tubos Estructurales ASTM A500			TOTAL		720.756

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- NORMA DE DISEÑO ACERO: AISC-360
- JUNTA DE DILATACION JNA 50 O SIMILAR APROBADA
- APOYO DE NEOPRENO 200X200X28mm
- ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-500 .- LIMITE DE FLUENCIA $f_y=3200 \text{ Kg/cm}^2$
- PLANCHA ANTIDESLIZANTE METÁLICA ASTM A-36.- $F_y=2520 \text{ Kg/cm}^2$ e=6mm
- NORMAS PARA SOLDADURA : AWS
- SOLDADURA : ELECTRODOS E 7018- $\frac{1}{8}$ "
- SE DARÁ DOS MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA EN TALLER Y EN CAMPO
- COMPROBAR LA CALIDAD DEL ACERO ESTRUCTURAL, MEDIANTE ENSAYOS Y CERTIFICACIONES DE CALIDAD DEL PROVEEDOR
- HORMIGÓN CICLÓPEO: ($f'_c= 180 \text{ kg/cm}^2$)60%+P.B.40%

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Carrera Ingeniería Civil

CONTIENE:
PLANIMETRIA: VISTAS Y DETALLES DEL PUENTE TIPO VIGA

ESCALA:
INDICADA

PROYECTO:
"Diseño Estructural Puente Peatonal y Vacuno parroquia de Pucayacu, Cantón La Maná, Provincia del Cotopaxi"

FECHA:
JULIO - 2023
LAMINA:

2 DE 4

ELABORADO POR:

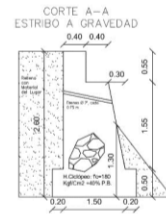
TUTOR:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

ING. DANIEL VALVERDE

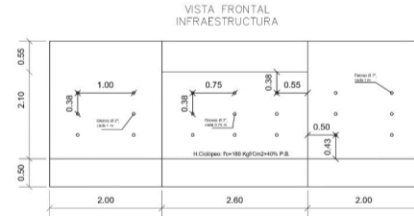
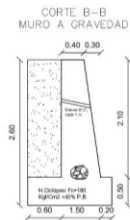
DETALLES ESTRIBOS A GRAVEDAD

ESC: 1:100



DETALLES DE MURO A GRAVEDAD

ESC: 1:100



RESUMEN DE MATERIALES INFRAESTRUCTURA DEL PUENTE		
Excavación en suelo para puente	m ³	60.84
Relleno y compactación con suelo natural	m ³	57.88
Hormigón no estructural para replantillo [f_c 140 kg/cm ²]	m ³	0.79
Hormigón Ciclopeo [f_c 180kg/cm ²] (60% H.S y 40% P.B) para estribos	m ³	12.70
Encofrado y desencofrado de madera	m ²	68.96
Tubería de PVC 2 pulg para drenaje de muro	m ^l	30.00
Placas de neopreno o tipo Stup dureza shore 60, [20x20x28]	U	8.00

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

-NORMA DE DISEÑO ACERO: AISC-360

-TUBERIA DE DRENAJE DE 2 PULGADAS

-EL ANGULO DE INCLINACION DE LOS MUROS EN PLANTA PUEDE SER MODIFICADO DE ACUERDO AL REPLANTEO

-COMPROBAR LA CALIDAD DEL HORMIGÓN, MEDIANTE ENSAYO DE ROTURA DE ESPECIMENES A LOS 28 DÍAS

-HORMIGÓN CICLÓPEO: ($f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$) 60%+P.B.40%

-REPLANTILLO ($f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$) e=4cm

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Carrera Ingeniería Civil

CONTIENE:
PLANIMETRIA: VISTAS Y DETALLES DEL PUENTE TIPO VIGA

ESCALA:
INDICADA

PROYECTO:
"Diseño Estructural Puente Peatonal y Vacuno parroquia de Pucayacu, Cantón La Maná, Provincia del Cotopaxi"

FECHA:
JULIO - 2023
LAMINA:

3 DE 4

ELABORADO POR:

TUTOR:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

ING. DANIEL VALVERDE

ANEXO 2: DISEÑO PERFILES SUPERESTRUCTURA

Diseño Elementos Superestructura Punte tipo Viga

Datos iniciales

$$L := 25 \text{ m} \quad \text{Ancho} := 2.4 \text{ m}$$

$$\gamma A := 7.850 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

$$f_y := 36 \text{ ksi} = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

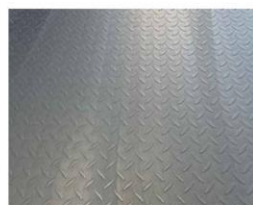
$$E := 29000 \text{ ksi}$$

$$N_{\text{largueros}} := 2$$

$$CV := 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$S := \frac{\text{Ancho}}{N_{\text{largueros}} + 1} = 0.8 \text{ m} \quad \begin{matrix} \text{ancho}_{\text{tributaria}} \\ \text{ancho}_{\text{colaborante}} \end{matrix}$$

Diseño plancha antideslizante estructural



PLANCHA ANTIDESLIZANTE

En el mercado se la conoce con varios nombres: Plancha antiderrapante, plancha lagrimada, plancha antideslizante, plancha diamantada, plancha estriada. Son ideales para reducir el riesgo de caídas por resbalamiento en superficies lisas o de alto tráfico.

Es una plancha plana que se obtiene por laminación en caliente de planchones, tiene resaltes en la superficie de una de sus caras.

Se las utiliza en piso para escaleras, embarcaciones navales, carrocerías, pisos buses, losa de puentes, pisos industriales, camiones y plataformas, forros de contenedores, facilidades petroleras, pisos antideslizantes, superficies de carga, revestimientos, maquinarias, rampas, y para propósitos estructurales generales, etc.

DESCRIPCIÓN

Tool negro antideslizante

1.22 x 2.44 metros

Denominación	peso (kg)
2.0 mm	47,63
2.3 mm	58,7
2.5 mm	59,54
3.00 mm	71,45
4.00 mm	102,04
5.00 mm	127,56
6.00 mm	142,09

Momento por carga permanente (plancha)

$$H := 6 \text{ mm} \quad \text{espesor}_{\text{lamina}}$$

$$B := S = 0.8 \text{ m} \quad \text{separacion}_{\text{entre}_{\text{largueros}}}$$

$$W_{tbl} := \gamma A \cdot H \cdot B = 37.68 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{peso por unidad de longitud}$$

$$W_{tbl} := 1.2 \cdot W_{tbl} = 45.216 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$MCP_{\text{puente}} := \frac{W_{tbl} \cdot B^2}{8} = 361.728 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Cortante por carga permanente (plancha)

$$VCPuente := \frac{Wtbl \cdot B}{2} = 18.086 \text{ kgf}$$

Momento por sobrecarga del tablero

$$CV = 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$Fi := 0.1$ factor de impacto

$$Wv := CV \cdot 1 \text{ m} = 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Wv := 1.6 \cdot Wv = 960 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$MCV := \frac{(Wv \cdot (1 + Fi)) \cdot B^2}{8} = 8448 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Cortante por sobrecarga del tablero (plancha)

$$VCV := \frac{(Wv \cdot (1 + Fi)) \cdot B}{2} = 422.4 \text{ kgf}$$

Momento de servicio

$$Mserv := MCPuente + MCV = 8809.728 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Cortante de servicio

$$Vserv := VCPuente + VCV = 440.486 \text{ kgf}$$

Chequeo de esfuerzos máximos actuantes

ESFUERZO A LA FLEXION

$$Sc := \frac{B \cdot H^2}{6} = 4.8 \text{ cm}^3 \quad \text{modulo de sección de la plancha}$$

$$EsFlexion := \frac{Mserv}{Sc} = 1835.36 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{max} := 0.9 \cdot fy = 2277.945 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \frac{EsFlexion}{\sigma_{max}} = 0.806$$

$$EsFlexion < \sigma_{max} = 1$$

1: OK Esfuerzo: actuante menor que Esfuerzo Admisible
0: NO CUMPLE: Esfuerzo actuante mayor que Esfuerzo Admisible

ESFUERZO AL CORTE

$$\sigma_{max} := 0.4 \cdot fy = 1012.42 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$R := 10 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{flexion} := \frac{Vserv}{R} = 44.049 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if $\sigma_{flexion} < \sigma_{max}$ = "OK cumple"
 || "OK cumple"
 else if $\sigma_{flexion} > \sigma_{max}$
 || "No cumple"

OK: Esfuerzo actuante menor que Esfuerzo Admisible
NO CUMPLE: Esfuerzo actuante mayor que Esfuerzo Admisible

$$oo := 150 \text{ psf} = 732.364 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

NOTA: La consideración de una asignación de carga dinámica no es necesaria con esta carga. 150 psf = 730 kgf/m² carga viva máxima LRFD Guide Design pedestrian bridges pág. 3

Resistencia de lámina de piso

$$M_{pisopasarela} := \frac{\left((1 \text{ m} \cdot CV \cdot 1.6) + \left(H \cdot 1 \text{ m} \cdot 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 \right) \right) \cdot (S)^2}{12} = 54.214 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{resistente} := (H)^2 \cdot \left(\frac{0.9 \cdot fy \cdot 1 \text{ m}}{6} \right) = 136.677 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

if $M_{resistente} > M_{pisopasarela}$ = "OK cumple"
 || "OK cumple"
 else if $M_{resistente} < M_{pisopasarela}$
 || "No cumple"

OK: Momento resistente mayor que Momento del piso de la pasarela
NO CUMPLE: Momento resistente menor que Momento del piso de la pasarela

NOTA: El diseño esta gobernado por la flexion que por el corte
 Se acepta el diseño la plancha antideslizante de acero ASTM A36 ksi de 5mm a servicio y a esfuerzo ultimo 6mm A36

SECCION DISEÑO VIGA LONGITUDINAL

Datos_iniciales

$$L := 25 \text{ m} \quad Fy := 36 \text{ ksi} = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Ancho} := 2.4 \text{ m}$$

$$\phi b := 0.9 \quad E := 29000 \text{ ksi} \quad \text{Napoyos} := 0$$

$$\text{volHA} := 0.085 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \quad \gamma_A := 7.850 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad \gamma_{HA} := 2.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

P.E.Acero

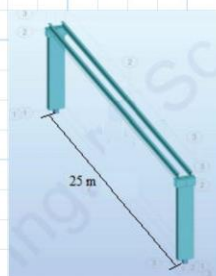
P.E.Hormigon

Peso_pasamanos_ Pernos_otros

$$P_{inst} := 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$W_{tbl} := 37.68 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{peso plancha metálica}$$

$$CM := W_{tbl} + P_{inst} = 87.68 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$



Recomendación AASHTO comenzar con 4 vigas longitudinales

$$CV := 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Area_colaborante

$$S := \frac{\text{Ancho}}{3} = 0.8 \text{ m}$$

(b) .Solicitaciones

Carga_mayorada

$$q := (1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot CV) \cdot S = 0.852 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$Mn := \frac{q \cdot L^2}{8} = 66.576 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$V1 := \frac{q \cdot L}{2} - \frac{Mn}{L} = 7.989 \text{ tonnef} \quad \text{apoyo izquierdo cortante}$$

$$x0 := \frac{V1}{q} = 9.375 \text{ m} \quad \begin{array}{l} V(x) = q \cdot x0 - V1 = 0 \\ M(+) \text{ máximo} \end{array}$$

$$M(x) := V1 \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

$$Lb := \frac{L}{\text{Napoyos} + 1} = 25 \text{ m}$$

$$Mp := M(x0) = 37.449 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

(c) .Gradiente_de_momento_tramo1

$$Mmax := \max(Mn, Mp) = 66.576 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad Mu1 := Mmax = 66.576 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$MA := M\left(\frac{Lb}{4}\right) = 33.288 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$MB := M\left(\frac{Lb}{2}\right) = 33.288 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$MC := M\left(\frac{3 \cdot Lb}{4}\right) = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$Cb := \frac{12.5 \cdot \text{abs}(Mmax)}{2.5 \cdot \text{abs}(Mmax) + 3 \cdot \text{abs}(MA) + 4 \cdot \text{abs}(MB) + 3 \cdot \text{abs}(MC)} = 2.083$$

(d) .Prediseño

$$0.7 \cdot FY \cdot Sx = Mu$$

$$Mn = 0.9 \cdot Mu$$

$$S_{xreq} := \frac{M_n}{0.9 \cdot 0.7 \cdot F_y} = 4175.191 \text{ cm}^3$$

(e) Seccion_propuesta

Perfil	Dimensiones								Terminos de la seccion								Agujeros			Peso p kg/m	
	h mm	b mm	e = r mm	e _s mm	r _i mm	h _i mm	u mm	A cm ²	S _x cm ³	I _x cm ⁴	W _x cm ³	I _y cm ⁴	I _y cm ⁴	W _y cm ³	I _t cm ⁴	I _t cm ⁴	w mm	a mm	e _z mm		
IPN 80	80	42	3.9	5.9	2.3	59	304	7.58	11.4	77.8	19.5	3.20	6.29	3.00	0.91	0.93	87.5	22	4.43	5.95	
IPN 100	100	50	4.5	6.8	2.7	75	370	10.6	19.9	171	34.2	4.01	12.2	4.88	1.72	1.72	268	28	5.05	8.32	
IPN 120	120	58	5.1	7.7	3.1	92	439	14.2	31.8	328	54.7	4.81	21.5	7.41	2.92	2.92	685	32	5.67	11.2	
IPN 140	140	66	5.7	8.6	3.4	109	502	18.3	47.7	573	81.9	5.61	35.2	10.7	4.66	4.66	1540	34	11	6.29	14.4
IPN 160	160	74	6.3	9.5	3.8	125	575	22.8	68.0	935	117	6.40	54.7	14.8	7.08	7.08	3138	40	11	6.91	17.9
IPN 180	180	82	6.9	10.4	4.1	142	640	27.9	93.4	1450	161.0	7.20	81.3	19.8	10.3	10.3	5924	44	13	7.53	21.9
IPN 200	200	90	7.5	11.3	4.5	159	709	33.5	125	2140	214	8.00	117	26.0	14.6	14.6	10520	48	13	8.15	26.3
IPN 220	220	98	8.1	12.2	4.9	175	775	39.6	162	3060	278	8.80	162	33.1	20.1	20.1	17760	52	13	8.77	31.1
IPN 240	240	106	8.7	13.1	5.2	192	844	46.1	206	4250	354	9.59	221	41.7	27.0	27.0	28730	56	17	9.39	36.2
IPN 260	260	113	9.4	14.1	5.6	208	906	53.4	257	5740	442	10.4	288	51.0	36.1	36.1	44070	60	17	10.15	41.9
IPN 280	280	119	10.1	15.2	6.1	225	966	61.1	316	7590	542	11.1	364	61.2	47.8	47.8	64580	62	17	11.04	48.0
IPN 300	300	125	10.8	16.2	6.5	241	1030	69.1	381	9800	653	11.9	451	72.2	61.2	61.2	91850	64	21	11.83	54.2
IPN 320	320	131	11.5	17.3	6.9	257	1090	77.8	457	12510	782	12.7	555	84.7	78.2	78.2	128800	70	21	12.72	61.1
IPN 340	340	137	12.2	18.3	7.3	274	1150	86.8	540	15700	923	13.5	674	98.4	97.5	97.5	176300	74	21	13.51	68.1
IPN 360	360	143	13.0	19.5	7.8	290	1210	97.1	638	19610	1090	14.2	818	114	123	123	240100	76	23	14.50	76.2
IPN 380	380	149	13.7	20.5	8.2	306	1270	107	741	24010	1260	15.0	975	131	150	150	318700	82	23	15.29	84.0
IPN 400	400	155	14.4	21.6	8.6	323	1330	118	857	29210	1460	15.7	1160	149	183	183	419600	86	23	16.16	92.6
IPN 450	450	170	16.2	24.3	9.7	363	1478	147	1200	45850	2040	17.7	1730	203	288	288	791100	94	25	18.35	115
IPN 500	500	185	18.0	27.0	10.8	404	1626	180	1620	68740	2750	19.6	2480	268	372	449	1403000	100	28	20.53	141
IPN 550	550	200	19.0	30	11.9	445	1787	212	2120	99180	3610	21.6	3490	349	4.02	618	2389000	110	28	23.0	167
IPN 600	600	215	21.6	32.4	13	485	1924	254	2730	1E+05	4630	23.4	4670	443	4.30	875	3821000	120	28	24.9	199

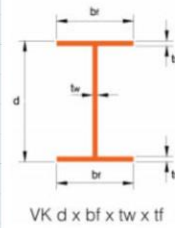
IPN500

$$bf := 185 \text{ mm}$$

$$tf := 27 \text{ mm}$$

$$d := 500 \text{ mm}$$

$$tw := 18 \text{ mm}$$



Propiedades mecánicas (viga armada)

$$h := d - 2 \cdot tf = 44.6 \text{ cm}$$

$$A_g := bf \cdot tf \cdot 2 + h \cdot tw = 180.18 \text{ cm}^2$$

$$x_m := \frac{(tf \cdot bf) (0.5 \cdot tf) + (0.5 \cdot h \cdot tw) (tf + 0.25 \cdot h)}{A_g \cdot 0.5} = 6.919 \text{ cm}$$

$$y_m := bf \cdot 0.5 = 9.25 \text{ cm}$$

$$Z_x := 2 \cdot (bf \cdot tf \cdot (0.5 \cdot h + 0.5 \cdot tf) + 0.5 \cdot h \cdot tw \cdot (0.25 \cdot h)) = 3257.757 \text{ cm}^3$$

$$Z_y := 2 \cdot ((2 \cdot (bf \cdot 0.5 \cdot tf \cdot (0.25 \cdot bf))) + (0.5 \cdot tw \cdot h \cdot (0.25 \cdot tw))) = 498.164 \text{ cm}^3$$

$$I_x := \left(\frac{bf \cdot d^3}{12} \right) - \left(2 \cdot \left(\frac{((bf \cdot 0.5) - (tw \cdot 0.5)) \cdot (h)^3}{12} \right) \right) = 69244.487 \text{ cm}^4$$

$$I_y := \left(2 \cdot \left(\frac{t_f \cdot b_f^3}{12} \right) \right) + \left(\frac{h \cdot t_w^3}{12} \right) = 2870.907 \text{ cm}^4$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 3.992 \text{ cm}$$

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 19.604 \text{ cm}$$

$$S_x := \frac{I_x}{d \cdot 0.5} = 2769.779 \text{ cm}^3$$

$$S_y := \frac{I_y}{b_f \cdot 0.5} = 310.368 \text{ cm}^3$$

Relación ancho espesor (Tabla B4.1b)
Patin

$$\lambda_{patin} := \frac{0.5 \cdot b_f}{t_f} = 3.426$$

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.804$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.785$$

$$FL := 0.7 \cdot F_y = 1771.735 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda_{patin} < \lambda_p = 1$$

$$\lambda_{rpatin} := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{FL}} = 28.889$$

$$\lambda_{patin} < \lambda_{rpatin} = 1$$

1: PATIN COMPACTO
0: PATIN NO COMPACTO

1: PATIN NO ESBELTO
0: PATIN ESBELTO

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{t_w} = 24.778$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.717$$

$$\lambda_{alma} < \lambda_p = 1$$

1 ALMA COMPACTA
0 ALMA NO COMPACTA

(f) Estado límite de fluencia

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 82.455 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b \cdot M_p = 74.21 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

(g) Estado límite de pandeo lateral torsional

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.994 \text{ m} \quad \text{Limite}$$

$$h_o := d - t_f = 47.3 \text{ cm}$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} = 1605762.797 \text{ cm}^6$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 4.951 \text{ cm}$$

$$J := \frac{2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h_o \cdot t_w^3}{3} = 334.708 \text{ cm}^4 \quad \text{momento_polar_inercia}$$

$C_{secciones_tipo_W}$

$c = 1$ Aplica a secciones T(w) doble simetría

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 8.581 \text{ m}$$

$$L_b = 25 \text{ m}$$

$$L_p = 1.994 \text{ m}$$

$$L_r = 8.581 \text{ m} \quad \text{YA que } L_b > L_r \text{ Pandeo lateral torsional elástico}$$

(h) $Moment_nominal(M_n)$

$$M_n := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } L_b \leq L_p \\ \quad \left\| \begin{array}{l} M_p \\ \text{else if } L_b > L_p \wedge L_b \leq L_r \\ \quad \left\| \min \left(C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right), M_p \right) \\ \text{else if } L_b > L_r \\ \quad \left\| \min \left(\left(\frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \right) \cdot S_x, M_p \right) \end{array} \right. \right\} = 32.781 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_n = 32.781 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

(i) $Moment_diseño(\phi M_n)$

$$\phi M_n := \phi_b \cdot M_n = 29.503 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

(k) $Demanda.Capacidad$

$$M_u1 = 66.576 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u1}{\phi M_n} = 2.257$$

No cumple por lo tanto adopto vigas de apoyo lateral

Caso B) Viga longitudinal con vigas de apoyos lateral

Nota: Sección de viga longitudinal sin vigas de apoyo lateral no es suficiente por lo tanto como diseñador adopto 3 vigas de apoyo de lateral.

$$n_{apoyos} := 3$$

$$L_b := \frac{L}{n_{apoyos} + 1} = 6.25 \text{ m}$$

$$x := \frac{L}{2} = 12.5 \text{ m} \quad \text{el } M_{max}$$

$$M_{u1} = 66.576 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{max} := \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - x) = 66.576 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$x := \frac{L_b}{4}$$

$$M_A := \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - x) = 15.604 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$x := \frac{L_b}{2}$$

$$M_B := \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - x) = 29.127 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$x := \frac{3 \cdot L_b}{4}$$

$$M_C := \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - x) = 40.57 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$C_b := \frac{12.5 \cdot \text{abs}(M_{max})}{2.5 \cdot \text{abs}(M_{max}) + 3 \cdot \text{abs}(M_A) + 4 \cdot \text{abs}(M_B) + 3 \cdot \text{abs}(M_C)} = 1.843$$

$$L_b = 6.25 \text{ m}$$

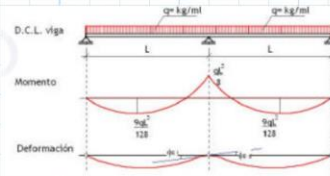
$$L_p = 1.994 \text{ m}$$

$$L_r = 8.581 \text{ m}$$

$$M_p = 82.455 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_n := C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) = 112.235 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_n := \left\| \begin{array}{l} \text{if } L_b \leq L_p \\ \quad \left\| M_p \right. \\ \text{else if } L_b > L_p \wedge L_b \leq L_r \\ \quad \left\| \min \left(C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right), M_p \right) \right. \\ \text{else if } L_b > L_r \\ \quad \left\| \min \left(\left(\frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \right) \cdot S_x, M_p \right) \right. \end{array} \right\| = 82.455 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



$$\phi Mn := \phi b \cdot Mn = 74.21 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\frac{Mu1}{\phi Mn} = 0.897$$

$$\frac{Mu1}{\phi Mn} > 1 = 0$$

1: mayor a 1 sección es Insuficiente
0: cumple sección suficiente

Nota: La sección es suficiente por lo tanto se adopta IPN500

SECCION DISEÑO VIGA TRANSVERSAL

NOTA: 3 perfiles I transversal A36 como apoyo lateral de viga

Datos iniciales

$$L := 2.4 \text{ m} = 7.874 \text{ ft} \quad Fy := 36 \text{ ksi} = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Ancho := 25 \text{ m}$$

$$\phi b := 0.9 \quad E := 29000 \text{ ksi} \quad Napoyos := 0$$

$$volHA := 0.085 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \quad \gamma_A := 7.850 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad P.E.Acero$$

$$\gamma_{HA} := 2.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad P.E.Hormigon$$

$$Pinst := 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Peso_pasamanos_instalaciones_otros}$$

$$Wtbl := 37.68 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{peso plancha}$$

$$CM := Wtbl + Pinst = 87.68 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$CV := 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$S := \frac{Ancho}{4} = 6.25 \text{ m} \quad \text{area_tributaria}$$

(b) .Solicitaciones

Carga mayorada

$$q := (1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot CV) \cdot S = 6.658 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$Mn := \frac{q \cdot L^2}{8} = 4.793 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$V1 := \frac{q \cdot L}{2} - \frac{Mn}{L} = 5.992 \text{ tonnef} \quad \text{apoyo izquierdo cortante}$$

$$x_0 := \frac{V_1}{q} = 0.9 \text{ m} \quad \begin{array}{l} V(x) = q \cdot x_0 - V_1 = 0 \\ M(+) \text{ máximo} \end{array}$$

$$M(x) := V_1 \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

$$M_p := M(x_0) = 2.696 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$L_b := \frac{L}{N_{apoyos} + 1} = 2.4 \text{ m}$$

(c) *.Gradiente_de_momento*

$$M_{max} := \max(M_n, M_p) = 4.793 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u1} := M_{max} = 4.793 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_A := M\left(\frac{L_b}{4}\right) = 2.397 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_B := M\left(\frac{L_b}{2}\right) = 2.397 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_C := M\left(\frac{3 \cdot L_b}{4}\right) = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$C_b := \frac{12.5 \cdot \text{abs}(M_{max})}{2.5 \cdot \text{abs}(M_{max}) + 3 \cdot \text{abs}(M_A) + 4 \cdot \text{abs}(M_B) + 3 \cdot \text{abs}(M_C)} = 2.083$$

(d) *.Prediseño*

$$0.7 \cdot F_y \cdot S_x = M_u$$

$$M_n = 0.9 \cdot M_u$$

$$S_{xreq} := \frac{M_n}{0.9 \cdot 0.7 \cdot F_y} = 300.614 \text{ cm}^3$$

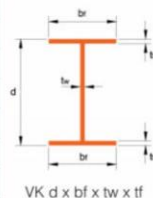
(e) *Seccion_propuesta*

$$b_f := 90 \text{ mm}$$

$$t_f := 11.3 \text{ mm}$$

$$d := 200 \text{ mm}$$

$$t_w := 7.5 \text{ mm}$$



IPN200

Propiedades mecánicas (viga armada)

$$h := d - 2 \cdot t_f = 17.74 \text{ cm}$$

$$A_g := b_f \cdot t_f \cdot 2 + h \cdot t_w = 33.645 \text{ cm}^2$$

$$x_m := \frac{(t_f \cdot b_f) (0.5 t_f) + (0.5 h \cdot t_w) (t_f + 0.25 h)}{A_g \cdot 0.5} = 2.542 \text{ cm}$$

$$ym := bf \cdot 0.5 = 4.5 \text{ cm}$$

$$Zx := 2 \cdot (bf \cdot tf \cdot (0.5 \cdot h + 0.5 \cdot tf)) + 0.5 \cdot h \cdot tw \cdot (0.25 \cdot h) = 250.916 \text{ cm}^3$$

$$Zy := 2 \cdot ((2 \cdot (bf \cdot 0.5 \cdot tf \cdot (0.25 \cdot bf))) + (0.5 \cdot tw \cdot h \cdot (0.25 \cdot tw))) = 48.26 \text{ cm}^3$$

$$Ix := \left(\frac{bf \cdot d^3}{12} \right) - \left(2 \cdot \left(\frac{((bf \cdot 0.5) - (tw \cdot 0.5)) \cdot (h)^3}{12} \right) \right) = 2161.747 \text{ cm}^4$$

$$Iy := \left(2 \cdot \left(\frac{tf \cdot bf^3}{12} \right) \right) + \left(\frac{h \cdot tw^3}{12} \right) = 137.919 \text{ cm}^4$$

$$ry := \sqrt{\frac{Iy}{Ag}} = 2.025 \text{ cm}$$

$$rx := \sqrt{\frac{Ix}{Ag}} = 8.016 \text{ cm}$$

$$Sx := \frac{Ix}{d \cdot 0.5} = 216.175 \text{ cm}^3$$

$$Sy := \frac{Iy}{bf \cdot 0.5} = 30.649 \text{ cm}^3$$

Relación ancho espesor (Tabla B4.1b)

$$\lambda_{patin} := \frac{0.5 \cdot bf}{tf} = 3.982 \quad \text{Patin}$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.785$$

$$\lambda_{patin} < \lambda_p = 1$$

1 PATIN COMPACTO
0 PATIN NO COMPACTO

$$kc := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} = 0.822$$

$$FL := 0.7 \cdot F_y = 1771.735 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda_{rpatin} := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{kc \cdot E}{FL}} = 29.227$$

$$\lambda_{patin} < \lambda_{rpatin} = 1$$

1 PATIN NO ESBELTO
0 PATIN ESBELTO

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{tw} = 23.653$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.717$$

$$\lambda_{alma} < \lambda_p = 1$$

1 ALMA COMPACTA
0 ALMA NO COMPACTA

(f) Estado límite de fluencia

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 6.351 \text{ tonnef} \cdot m \quad \phi_b \cdot M_p = 5.716 \text{ tonnef} \cdot m$$

(g) Estado límite de pandeo lateral torsional

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.011 \text{ m} \quad \text{Limite}$$

$$h_o := d - t_f = 18.87 \text{ cm}$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} = 12277.413 \text{ cm}^6$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 2.453 \text{ cm}$$

$$J := \frac{2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h_o \cdot t_w^3}{3} = 11.311 \text{ cm}^4 \quad \text{momento polar inercia}$$

C_secciones_tipo_W

c := 1 Aplica a secciones T(w) doble simetría

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 438.717 \text{ cm}$$

$$L_b = 2.4 \text{ m}$$

$$L_p = 1.011 \text{ m}$$

$$L_r = 4.387 \text{ m} \quad \text{YA que } L_b > L_r \text{ ,Pandeo lateral torsional elástico}$$

(h) Momento nominal (Mn)

$$M_n := \begin{cases} \text{if } L_b \leq L_p \\ \quad \parallel M_p \\ \text{else if } L_b > L_p \wedge L_b \leq L_r \\ \quad \parallel \min \left(C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right), M_p \right) \\ \text{else if } L_b > L_r \\ \quad \parallel \min \left(\left(\frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \right) \cdot S_x, M_p \right) \end{cases} = 6.351 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_n = 6.351 \text{ tonnef} \cdot m$$

(i) Momento diseño (φMn)

$$\phi M_n := \phi_b \cdot M_n = 5.716 \text{ tonnef} \cdot m$$

(k) Demanda.Capacidad

$$M_{u1} = 4.793 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\frac{M_{u1}}{\phi M_n} = 0.839$$

COMPROBACION PESO ASUMIDO PASAMANOS

$$1.5 \text{ " } AtubL := 4.25 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ " } AtubP := 2.77 \text{ cm}^2$$

$$N_{tubosLong} := 4 \quad L_{puente} := 25 \text{ m}$$

$$N_{tubosVert} := 11 \quad h_{poste} := 1.1 \text{ m}$$

$$L_{tubosLong} := N_{tubosLong} \cdot L_{puente} = 100 \text{ m}$$

$$L_{tubosVert} := N_{tubosVert} \cdot h_{poste} = 12.1 \text{ m}$$

$$A_{tubosLong} := AtubL \cdot L_{tubosLong} \cdot \gamma A = 333.625 \text{ kgf}$$

$$A_{tubosVert} := AtubP \cdot L_{tubosVert} \cdot \gamma A = 26.311 \text{ kgf}$$

$$W_{tLong} := \frac{A_{tubosLong}}{L_{puente}} = 13.345 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{tVert} := \frac{A_{tubosVert}}{L_{puente}} = 1.052 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{scpuente} := W_{tLong} + W_{tVert} = 14.397 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

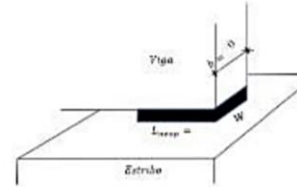
$W_{scpuente} < W$ sobrecarga muerta
por pasamanos Asumida OK

ANEXO 3: DISEÑO NEOPRENO

DISEÑO DE NEOPRENO

Datos

Dureza de Elastomero			
Fluencia de Acero	fy=	2530	kg/cm2
Carga Muerta	PDC=	8,54	Ton
Carga Sobrecarga	PDW=	1,24	Ton
Carga Viva	PLL=	18	Ton
Longitud de las vigas			
L=		25	m
Ancho de la viga			
b=		0,2	m
Acortamiento por postensado			
Δpost =		0	cm
Acortamiento por retracción del concreto			
Δretrac =		0,4	cm
Temperatura de Instalación			
t inst =		27	°C



1- Área en planta del elastómero (Área= Lneop *W)

Cálculo del peso total PT:

PDC=	8540	kg	
PDW=	1240	kg	
PLL=	18000	kg	
PT=	27780	kg	(Estado limite de Servicio)

Siendo: $\sigma_s \leq 87,9 \text{ kg/cm}^2$ (14.7.6.3.2-8)

Luego: $A_{req} = PT/\sigma_s = 316 \text{ cm}^2$

Para el ancho de viga :

Escogemos $b=20 \text{ cm}$ $w=20 \text{ cm}$ puede cambiar

L= Areq/w	15,80	cm	(a lo largo de la longitud de viga)
L neop=	20	cm	Área= Lneop*w = 400 cm2
w=	20	cm	Areq= 316 cm2
			Área>Areq = OK

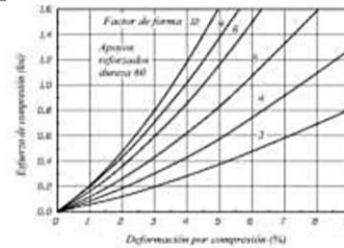


Fig. C14.7.6.3.3-1, AASHTO - Curvas esfuerzo-deformación

2.- Máxima d

La máxima deformación por corte del dispositivo se toma como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura (Art. 14.7.6.3.4).

Por Temperatura:

Considerando la zona de la Maná, de la Tabla 2.4.3.9.2-1 del Manual de

Diseño de Puentes-Perú se tiene el rango de temperatura: $t_{sup} = 35^\circ\text{C}$ y $t_{inf} = 21^\circ\text{C}$

tsup=	35	°C
tinf=	21	°C

También:

tinst=	27	°C
Δt=	6	°C
L=	2500	cm
α=	1,08E-05	/°C

Luego:

Δtemp= L*α*Δt=	0,16	cm
----------------	------	----

Por postensado

Δpost=	0	cm
--------	---	----

Por retracción de fragua

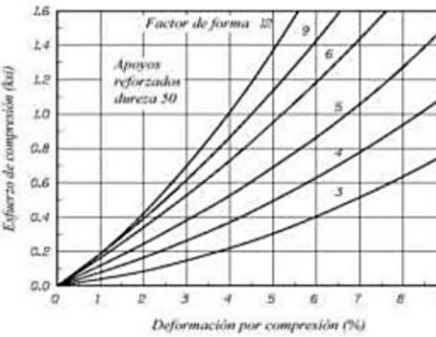
Δretrac=	0,40	cm
γtu=	1,20	

Acortamiento total de viga, estado limite de Servicio:

$$\Delta_s = \gamma_{tu}(\Delta_{temp} + \Delta_{post} + \Delta_{retrac}) = 0,67 \text{ cm}$$

3.- Espesor requerido de elastómero (hrt)

hrt ≥ 2Δs =	1,35	cm
hrt=	1,35	cm



(Tabla 3.4.1-1)

4.- Factor de Forma mínimo en una capa interior de neopreno (Si)

Siendo:

G=	9,14	kg/cm2	(Dureza 60)
σs = PT/A	69,45	kg/cm2	

Con $\sigma_s \leq 1,25 \text{ G*Si}$

Si ≥ σs/ 1.25*G = 6,079

(Tabla 14.7.6.2-1 y Art. 14.7.6.2)

(14.7.6.3.2-7)

5.- Grosor de una capa interior del elastómero (hri)

Como $Si \geq LW/2hri(L+W)$

hri ≤	0,82	cm
-------	------	----

Grosor de capa interior adoptado:

hri=	0,80	cm
hri=	8,00	mm

(14.7.5.1-1)

Con este grosor de capa interior, el factor de forma para una capa interior es:

Si=	6,3	
Si min =	6,08	OK

6.-Grosor de las capas exteriores (hre)

hre ≤ 0.7 hri		
hre ≤	0,56	cm

(Art. 14.7.6.1)

Adoptado	hre =	0,80	cm	8,00	mm
----------	-------	------	----	------	----

CAMBIAR SI SE PIEDA

Con este grosor de capa exterior, el factor de forma para una capa exterior es:

Se=	6,25
-----	------

7.- Número de capas interiores (n)

Siendo:	hrt= nhri + 2hre
	n=(hrt-2hre)/(hri) -0,3
	n= 1

Se verifica además:

(Si²)/n < 20 , para dispositivos rectangulares con n ≥ 3 (C14.7.6.1)

(Si ²)/n =	19,53	OK
------------------------	-------	----

Cuando el grosor de una capa exterior es mayor o igual que la mitad de una capa interior, n puede incrementarse en 0.5 por cada capa exterior.

4	mm	capa interior
8	mm	capa exterior

Aumentar 0.5 por capa exterior

8.-Espesor total de elastómero (hrt)

hrt= nhri + 2hre=	2,4	cm
-------------------	-----	----

9.- Espesor de las placas de refuerzo (hs)

En el estado limite de Servicio:

hs ≥ 3 * hmax * os / Fy

(14.7.5.3.5-1)

Con	hs=	0,07	cm
	hmax=hri=	0,80	cm

En el estado limite de Fatiga:

hs ≥ 2 * hmax * σL / ΔFTH

(14.7.5.3.5-2)

Siendo:	ΔFTH =	1687,00	kg/cm2	Categoria A	(Tabla 6.6.1.2.3-1)
	σL = PLL/A=	45,00	kg/cm2		
	hs=	0,04	cm		
Adoptado	hs=	0,20	cm	> 0.000 cm	OK
	hs=	2,00	mm	≥ 1/16"	OK

10.-Altura total del dispositivo de elastómero reforzado (H)

H=hrt+(n+1)*hs=	2,8	cm
-----------------	-----	----

(Art. 14.7.5.3.5)

11.-Verificaciones

11.1.-Estabilidad del dispositivo

H ≤ L/3 y H ≤ W/3

(Art. 14.7.6.3.6)

H=	2,80	cm	
L/3=	6,67	cm	OK
W/3=	6,67	cm	OK

11.2.- Esfuerzo de compresión por carga total (σs)

Se tiene:

σs ≤ 1.25 G * Si			(14.7.6.3.2-7)
σs =	69,45	kg/cm2	
1.25 G * Si =	71,41	kg/cm2	OK

σs ≤ 87.9 kg/cm2 (14.7.6.3.2-8)
OK

11.3.-Deformaciones por compresión en el dispositivo (Art. 14.7.6.3.3 y Art. 14.7.5.3.6)

σD=(PDC+DW)/A=	24,45	kg/cm2	0,35	KSI
σs =	69,45	kg/cm2	0,99	KSI

Deformaciones por compresión para elastómero dureza 60

utilizando la Fig. C14.7.6.3.3-1 (Curva esfuerzo Deformación), AASHTO

CAPA	CARGA	S	σ (KSI)	ε(%)
INTERIOR	MUERTA	6,25	0,35	1,9
	TOTAL	6,25	0,99	4,4
EXTERIOR	MUERTA	6,25	0,35	1,9
	TOTAL	6,25	0,99	4,4

REVISAR CURVA ESF-DEF

Deflexión por compresión inicial del dispositivo (14.7.5.3.6-1 y 14.7.5.3.6-2)

δ= n * hri * zint + 2hre * zext =	0,11	cm
-----------------------------------	------	----

Deflexión por compresión inicial debido a la carga muerta (14.7.5.3.6-2)

δDC= n * hri * zDint + 2hre * zDext =	0,05	cm
---------------------------------------	------	----

Deflexión por compresión debido a la carga viva

δLL= δ - δDC=	0,06	cm
---------------	------	----

Deflexión por creep

(14.7.5.3.6-3)

Cd=	0,35	para Dureza 60
$\delta_{creep} =$	Cd* $\delta_{DC} =$	0,016 cm

(Tabla 14.7.6.2-1)

Deflexión debido al creep y la carga viva

$\delta_{creep+LL} =$	0,076	cm	< 1/8"=0.32cm	OK
-----------------------	-------	----	---------------	----

(C14.7.5.3.6)

Deflexión por compresión inicial de una capa interior de elastómero

(14.7.6.3.3)

$$\delta_i = \epsilon_{int} \cdot h_i < 0.09 h_i$$

$$\epsilon_{int} = 0,04$$

$$\delta_{int} < 0,09 \quad \text{OK}$$

(Art.14.8.3)

12.-Anclaje del dispositivo

Fuerza cortante generada en el apoyo debido al desplazamiento:

Max valor Dureza 60 (Tabla 14.7.6.2-1)

G=	14,06	kg/cm2
$\Delta u = \gamma_{tu} \cdot \Delta s$	0,67	cm

$H_u = G \cdot A \cdot (\Delta u / h_{rt})$	1,58	Ton
---	------	-----

Con $\mu = 0.2$ (C14.8.3.1) y la carga permanente mínima en servicio PDC=65T, la fuerza de fricción que se desarrolla es:

$\mu =$	0,2
$F_f = \mu PDC =$	1,708 Ton

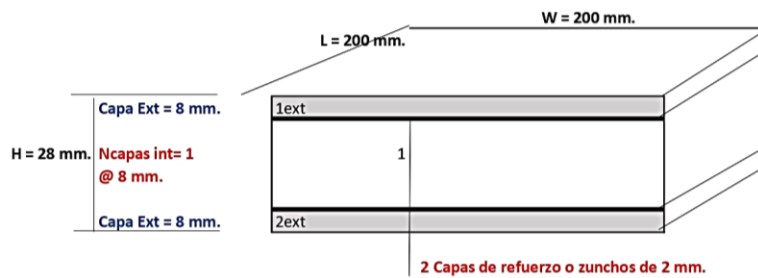
(C14.8.3.1).

$$H_u < F_f \quad \text{No se requieren anclajes}$$

(C14.8.3.1)

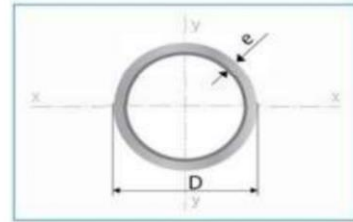
13.- Rotación del dispositivo

El diseño por rotación está implícito en la geometría y requerimientos límites de esfuerzo que corresponden al Método A. No se requieren por lo tanto cálculos de rotación adicionales.



ANEXO 4: DISEÑO DEL PASAMANOS METÁLICO

Diseño a compresión de los verticales tipo Round HSS.		
Dimensiones	Perfil	Round HSS 2plg x 1.5mm
Diametro [plg]	2	plg
D	60,3	mm
e	1,5	mm



Material	Acero ASTM A500		
Ec	29000	2038935	kgf/cm2
Fyc	46	3234,17	kgf/cm2
Fuc	58	4077,87	kgf/cm2

Propiedades mecanicas		
Ag	2,77	cm2
Ixx	11,98	cm4
Iyy	11,98	cm4
rx	2,08	cm
ry	2,08	cm

Longitud elemento		
L	110	cm
kx	1	
ky	1	
ex	52,89	
ey	52,89	
ediseño	52,89	

D	e	A	P	I	W	i	
plg	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm
1/2	21,20	1,50	0,93	0,73	0,45	0,43	0,70
		2,00	1,21	0,95	0,56	0,53	0,68
3/4	26,70	1,50	1,19	0,93	0,85	0,71	0,89
		2,00	1,55	1,22	1,19	0,89	0,88
1	33,50	1,50	1,51	1,18	1,03	1,15	1,13
		2,00	1,98	1,55	2,46	1,47	1,12
		3,00	2,87	2,26	3,37	2,01	1,08
1 1/4	42,20	1,50	1,92	1,51	3,98	1,88	1,44
		2,00	2,53	1,98	5,11	2,42	1,42
		3,00	3,69	2,90	7,14	3,38	1,39
1 1/2	48,30	1,50	2,20	1,72	5,97	2,48	1,65
		2,00	2,90	2,27	7,71	3,21	1,63
		3,00	4,25	3,34	10,85	4,51	1,60
		4,00	5,54	4,35	13,58	5,65	1,57
2	60,30	1,50	2,77	2,18	11,98	3,97	2,08
		2,00	3,66	2,88	15,58	5,17	2,06
		3,00	5,40	4,24	22,22	7,37	2,03
		4,00	7,07	5,55	28,17	9,34	2,00

RELACION ANCHO ESPESOR Caso 9		9 Round HSS	D/t	$0,11 \frac{E}{F_y}$	
$\lambda = D/t$	38,20				
$\lambda r = 0,11 * E / F_y$	69,35	OK			
RESISTENCIA DE DISEÑO					
Tabla 1.1	Seccion E3	Pandeo de euler sin partes esbeltas			
Lc/r	52,89				
Limite = $4,71 \sqrt{E/F_y}$	118,26				
F_y / F_e	0,45	Ec 3.2			
$F_e = (\pi^2 E) / (Lc/r)^2$	7192,75	kgf/cm2			
$F_{cr} = (0,658^{F_y/F_e}) F_y$	2679,35	kgf/cm2			
Φ	0,90				
$P_n = F_{cr} A_g$	7,42	tonf			
ΦP_n	6,68	tonf			
L espacio entre postes	2,50	m			
P diseño	1,11	tonnef			
P perfiles	0,02	tonnef			
Pu	1,81	tonnef			
$P_u / \Phi P_n$	0,27	OK			

The critical stress, F_{cr} , is determined as follows:

(a) When $\frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad (E3-2)$$

(b) When $\frac{L_c}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (E3-3)$$

F_e = elastic buckling stress determined according to Equation E3-4, as specified in Appendix 7, Section 7.2.3(b), or through an elastic buckling analysis, as applicable, ksi (MPa)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r} \right)^2} \quad (E3-4)$$

F_y = specified minimum yield stress of the type of steel being used, ksi (MPa)

r = radius of gyration, in. (mm)

$$P_{LL} = 91 K_B + \left(75 \frac{K_B}{m} \cdot L \right) \quad (2.33)$$

P_{LL} = Carga de diseño para postes en (Kg)

L = Espacio entre postes (m)

Determine por capacidad de la sección Round HSS Acero ASTM ASTM 500 A572

$$L := 2.5 \text{ m}$$

$W = 0.73 \text{ N/mm o } 75 \text{ Kg/m}$ Establece la norma AASHTO LRFD

$$wu := 75 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Mu := \frac{wu \cdot L^2}{8} = 58.594 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

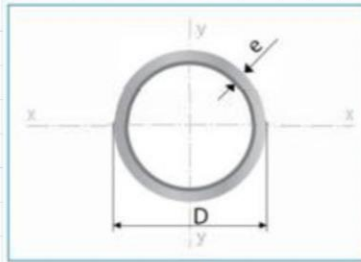
Datos y consideraciones iniciales

$$D := 48.1 \text{ mm} = 1 \frac{1}{2} \text{ plg}$$

$$e := 2 \text{ mm}$$

$$Fy := 46 \text{ ksi} = 3234.12 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 29000 \text{ ksi} = 2038901.781 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$



Propiedades_mecanicas b seccion_tipo_F7

$$Ag := 2.27 \text{ cm}^2$$

$$Ixx := 3.71 \text{ cm}^4$$

$$Iyy := Ixx = 3.71 \text{ cm}^4$$

$$ry := \sqrt{\frac{Ixx}{Ag}} = 1.278 \text{ cm}$$

$$rx := \sqrt{\frac{Iyy}{Ag}} = 1.278 \text{ cm}$$

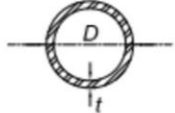
$$S := 1.95 \text{ cm}^3$$

$$Zx := 2.61 \text{ cm}^3$$

1) Fluencia (plastificación) yielding

$$Mn1 := Fy \cdot Zx = 84.411 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

2) Pandeo local

20	Round HSS	D/t	$0.07 \frac{E}{Fy}$	$0.31 \frac{E}{Fy}$	
----	-----------	-------	---------------------	---------------------	---

$$\lambda_f := \frac{D}{e} = 24.05$$

$$\lambda_{pf} := 0.07 \cdot \frac{E}{Fy} = 44.13$$

$$\lambda_{rf} := 0.31 \cdot \frac{E}{Fy} = 195.435$$

$$revision := \begin{cases} \text{if } \lambda f > \lambda r f & \text{= "Compacto"} \\ \quad \parallel & \text{"esbelto"} \\ \quad \text{else if } \lambda f > \lambda p f \wedge \lambda f \leq \lambda r f & \\ \quad \quad \parallel & \text{"No compacto"} \\ \quad \quad \text{else if } \lambda f < \lambda p f & \\ \quad \quad \quad \parallel & \text{"Compacto"} \end{cases}$$

$$\lambda f < \frac{0.45 \cdot E}{F_y} = 1 \quad \text{OK} \quad \text{Para secciones compactas el estado limite de pandeo no aplica}$$

$$F_{cr} := \frac{0.33 \cdot E}{\left(\frac{D}{e}\right)} = 279766.149 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

- (a) For compact sections, the limit state of flange local buckling does not apply.
 (b) For noncompact sections

$$M_n = \left[\frac{0.021E}{\left(\frac{D}{t}\right)} + F_y \right] S \quad \text{(F8-2)}$$

- (c) For sections with slender walls

$$M_n = F_{cr} S \quad \text{(F8-3)}$$

where

D = outside diameter of round HSS, in. (mm)

$$F_{cr} = \frac{0.33E}{\left(\frac{D}{t}\right)} \quad \text{(F8-4)}$$

t = design wall thickness of HSS member, in. (mm)

$$M_n := \begin{cases} \text{if } \lambda f > \lambda r f & = 84.411 \text{ kgf} \cdot m \\ \quad \parallel & F_{cr} \cdot S \\ \quad \text{else if } \lambda f > \lambda p f \wedge \lambda f \leq \lambda r f & \\ \quad \quad \parallel & \left(\frac{0.021 \cdot E}{\left(\frac{D}{e}\right)} + F_y \right) \cdot S \\ \quad \quad \text{else if } \lambda f < \lambda p f & \\ \quad \quad \quad \parallel & F_y \cdot Z_x \end{cases}$$

Momento Nominal

$$Mn = 84.411 \text{ kgf} \cdot m$$

Momento diseño

$$\phi Mn := 0.9 \cdot Mn = 75.969 \text{ kgf} \cdot m$$

$$\frac{Mu}{\phi Mn} = 0.77$$

if $\frac{Mu}{\phi Mn} < 1$	= "OK "
"OK "	
else if $\frac{Mu}{\phi Mn} > 1$	
"No cumple la seccion"	

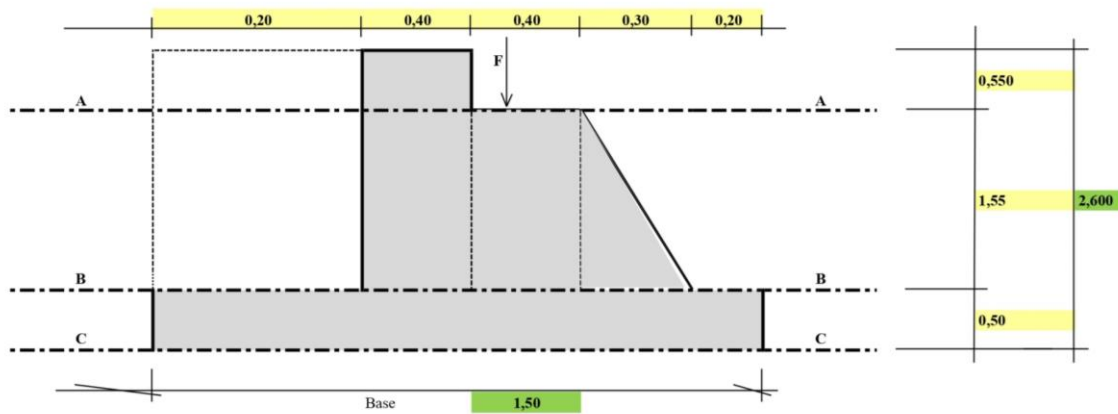
ANEXO 5: DISEÑO ESTRIBO A GRAVEDAD DE PUENTE TIPO VIGA

Diseño de Estribo del Puente

PROYECTO: Diseño estructural de un puente para el paso peatonal y ganado vacuno, cantón la Maná, parroquia Pucayacu, Provincia del Cotopaxi.

DATOS DE DISEÑO

Reacción del Puente (PP):	8,54 Tn
Reacción por S/C:	18,00 Tn
Ancho del Puente:	2,40 m
Longitud del Puente:	25,00 m
Angulo de fricción (θ):	36,9
Capacidad admisible del suelo (qa)	36,6 Tn/m ²
γ _c del concreto:	180 kg/cm ²
Peso específico del concreto (w _c):	2,4 Tn/m ³
Peso específico del relleno (w _r):	1,0 Tn/m ³
tipo de Suelo:	Arena Limo-Arcillosa
s/c (Sobrecarga):	600 kg/m ²
Coefficiente de fuerza de fricción (f):	0,75
Nº vías:	1
Nº estribos:	2



* Altura Equivalente de S/C (h'):

$$h' = (s/c)/w_r = 0,580 \text{ m}$$

CHEQUEO DE LA SECCION A-A:

1.- Empuje de Tierras

$K_a = \tan^2(45^\circ - q/2) =$	0,250
$E = 0,5 * (w_r * h * (h + 2h')) * K_a =$	0,121 Tn
$E_v = E * \sin(q/2) =$	0,038 Tn
$E_h = E * \cos(q/2) =$	0,115 Tn

PUNTO DE APLICACION E_h :

$$d_h = h/3 * ((h + 3h') / (h + 2h')) = 0,246 \text{ m}$$

2.- Fuerzas Verticales Estabilizadoras

	P_i (Tn)	X_i (m)	M_i (Tn*m)
P_1	0,528	0,200	0,106
E_v	0,038	0,400	0,015
TOTAL	0,566		0,121

$X_v = \Sigma M_i / \Sigma P_i =$	0,214 m
$z = (E_h * d_h) / \Sigma P_i =$	0,050 m
$e = (d_h/2) - (X_v - z) =$	0,036 m

$$B/6 = 0,250 \text{ m}$$

$e_{max} < B/6 = \text{OK}$

Consideraciones de B (Ancho de MURO para analisis)	
1,00 m	(Longitud de analisis.)
$F_v =$	ΣP_i

3.- Chequeos:

Chequeo compresión concreto y suelo :

$\rho 1 = (Fv/(A*B)*(1+(6*e/B))) =$	2,189 Tn/m2
$\rho 2 = (Fv/(A*B)*(1-(6*e/B))) =$	0,644 Tn/m2

Esfuerzo admisible a compresión en el concreto :

$$f_c = 0.4 * f_{c_c} = 720 \text{ Tn/m}^2$$

por lo tanto:

$\rho 1$	<	f_c	OK
----------	---	-------	----

Chequeo al volteo :

$FSV = \Sigma M_i / (E_b * d_b) =$	4,276	>	2	OK
------------------------------------	-------	---	---	----

Chequeo al deslizamiento :

$FSD = \Sigma p_i * f / E_b =$	3,687	>	2	OK
--------------------------------	-------	---	---	----

Esfuerzo admisible del suelo :

$$q_a = 36,6 \text{ Tn/m}^2$$

$\rho 1$	<	q_a	OK
$\rho 2$	<	q_a	OK

CHEQUEO DE LA SECCION B-B:

Caso A) Estribo sin puente y con relleno sobrecargado.

1.- Empuje de Tierras

$h =$	2,100 m
$K_a =$	0,250 m
$E = 0.5 * (w_r * h * (h + 2h')) * K_a =$	0,884 m
$E_v = E * \text{sen}(q/2) =$	0,280 m
$E_h = E * \text{cos}(q/2) =$	0,839 m

Punto de Aplicación de E_b :

$$d_b = h/3 * ((h+3h')/(h+2h')) = 0,824 \text{ m}$$

2.- Fuerzas Verticales Estabilizadoras

	P_i (Tn)	X_i (m)	M_i (Tn*m)
P_1	2,016	0,900	1,814
P_2	1,488	0,500	0,744
P_3	0,558	0,200	0,112
E_v	0,280	1,100	0,308
TOTAL	4,342		2,978

$X_v = \Sigma M_i / \Sigma P_i =$	0,686 m
$z = (E_h * d_b) / \Sigma p_i =$	0,159 m
$e = (d_v/2) - (X_v - z) =$	0,023 m

$$B/6 = 0,250 \text{ m} \quad e_{\max} < B/6 = \text{OK}$$

Consideraciones de B (Ancho de MURO para analisis)	
1,00 m	(Longitud de analisis.)
$F_v =$	ΣP_i

3.- Chequeos :

Chequeo compresión concreto y suelo :

$\rho 1 = (Fv/(A*B)*(1+(6*e/B))) =$	4,452 Tn/m2
$\rho 2 = (Fv/(A*B)*(1-(6*e/B))) =$	3,442 Tn/m2

Esfuerzo admisible del suelo :

$$q_a = 36,600 \text{ Tn/m}^2$$

Esfuerzo admisible a compresión en el concreto :

$$f_c = 0.4 * f_{c_c} = 720 \text{ Tn/m}^2$$

por lo tanto:

$\rho 1$	<	f_c	OK
$\rho 1$	<	q_a	OK
$\rho 2$	<	q_a	OK

Chequeo al volteo :

$FSV = \Sigma M_i / (E_b * d_b) =$	4,305	>	2	OK
------------------------------------	-------	---	---	----

Chequeo al deslizamiento :

$FSD = \Sigma P_i \cdot f / E_n =$	3,882	>	2	OK
------------------------------------	-------	---	---	----

Caso B) Estribo con puente y con relleno sobrecargado.

1.- Reaccion del puente por ml (R_1):

$$R_1 = 3,558 \text{ Tn/m}$$

2.- Rodadura (R_2) Fuerza Horizontal:

$$R_2 = 5\% \cdot s/c \text{ equivalente} = 0,242 \text{ Tn/m}$$

3.- Reaccion por s/c (R_3)

$$R_3 = 7,500 \text{ Tn/m}$$

4.- Fuerzas Verticales:

	P_i (Tn)	X_i (m)	M_i (Tn*m)
R_1	3,558	0,500	1,779
R_3	7,500	0,500	3,750
ΣP_i	4,342	0,686	2,978
TOTAL	15,400		8,507

$$X_v = \Sigma M_i / \Sigma P_i = 0,552 \text{ m}$$

5.- Fuerzas Horizontales:

	P_i (Tn)	X_i (m)	M_i (Tn*m)
E_n	0,839	0,82	0,692
R_2	0,242	3,88	0,938
TOTAL	1,081		1,629

$$Y_v = \Sigma M_i / \Sigma P_i = 1,508 \text{ m}$$

6.- Punto de aplicación de la resultante:

$$z = \Sigma M_i / \Sigma P_i = 0,106 \text{ m}$$

$$e = (d_v/2) - (X_v - z) = 0,103 \text{ m}$$

$$\rightarrow B/6 = 0,250 \text{ m} \quad e_{max} < B/6 = \text{OK}$$

Consideraciones de B (Ancho de MURO para analisis)	
1,00 m	(Longitud de analisis.)
$F_v =$	ΣP_i

7.- Chequeos :

Chequeo compresion concreto y suelo :

$\rho 1 = (F_v / (A \cdot B)) \cdot (1 + (6 \cdot e / B)) =$	21,896 Tn/m ²
$\rho 2 = (F_v / (A \cdot B)) \cdot (1 - (6 \cdot e / B)) =$	6,104 Tn/m ²

Esfuerzo admisible del suelo :

$$q_a = 36,600 \text{ Tn/m}^2$$

$\rho 1$	<	q_a	OK
$\rho 2$	<	q_a	OK

Esfuerzo admisible a compresión en el concreto :

$$f_c = 0,45 \cdot f'_c = 810 \text{ Tn/m}^2$$

por lo tanto:

$\rho 1$	<	f_c	OK
----------	---	-------	----

Chequeo al volteo :

$FSV = \Sigma M_{ix} / \Sigma M_{iy} =$	5,221	>	2	OK
---	-------	---	---	----

Chequeo al deslizamiento :

$FSD = \Sigma P_{ix} \cdot f / \Sigma P_{iy} =$	10,689	>	2	OK
---	--------	---	---	----

Caso C) Estribo con puente, relleno sobrecargado y Sismo por Monobe Okabe.

1.- Reaccion del puente por ml (R_1):

$$R_1 = 3,558 \text{ Tn/m}$$

2.- Rodadura (R_2) Fuerza Horizontal:

$$R_2 = 5\% \cdot s/c \text{ equivalente} = 0,242 \text{ Tn/m}$$

3.- Reaccion por s/c (R_3)

$$R_3 = 7,500 \text{ Tn/m}$$

4.- Fuerzas Verticales:

	P_i (Tn)	X_i (m)	M_i (Tn*m)
R_1	3,558	0,500	1,779
R_3	7,500	0,500	3,750
ΣP_i	4,342	0,686	2,978
TOTAL	15,400		8,507

$$X_v = \Sigma M_i / \Sigma P_i = 0,552 \text{ m}$$

5.- Fuerzas Horizontales:

	P _i (Tn)	X _i (m)	M _i (Tn*m)
E _h	0,839	0,824	0,692
R ₂	0,242	3,880	0,938
TOTAL	1,081		1,629

$$Y_v = \Sigma M_i / \Sigma P_i = 1,508 \text{ m}$$

6.- Punto de aplicación de la resultante:

$$z = \Sigma M_i / \Sigma P_i = 0,106 \text{ m}$$

$$e = (d_v/2) - (X_v - z) = 0,103 \text{ m}$$

$$B/6 = 0,250 \text{ m} \quad e_{max} < B/3 = \text{OK}$$

Consideraciones de B (Ancho de MURO para analisis)	
1,00 m	(Longitud de analisis.)
E _v =	ΣP _i

7.- Chequeos :

Chequeo compresion concreto y suelo :

$\rho_1 = (F_v / (A * B)) * (1 + (6 * e / B)) =$	21,896 Tn/m ²
$\rho_2 = (F_v / (A * B)) * (1 - (6 * e / B)) =$	6,104 Tn/m ²

Esfuerzo admisible del suelo :

$$q_a = 36,600 \text{ Tn/m}^2$$

ρ_1	<	q _a	OK
ρ_2	<	q _a	OK

Esfuerzo admisible a compresión en el concreto :

$$f_c = 0,45 * f'_c = 810 \text{ Tn/m}^2$$

por lo tanto:

ρ_1	<	f _c	OK
----------	---	----------------	----

Empuje activo dinamico: (Monobe Okabe)

K _{ad} =	0,397
E _{ad} = 1/2 * K _{ad} * w _r * H ² =	0,906 Tn
kh = 0,6 * F _a * Z =	0,225
F _i = kh * w _m =	0,977 Tn
Z _{ad} = 2/3 * H =	1,400 Tn
M _{ad} = E _{ad} * Z _{ad} =	1,268 Tn

: coeficientes se obtuvieron de un analisis hecho aparte

Chequeo al volteo :

FSV = ΣM _v / Σm _{iy} + Mad =	2,936	>	2	OK
--	-------	---	---	----

Chequeo al deslizamiento :

FSD = ΣP _{ix} * f / (Σp _{iy} + F _i + E _{ad}) =	3,897	>	2	OK
---	-------	---	---	----

CHEQUEO DE LA SECCION C-C:

Caso A) Estribo sin puente y con relleno sobrecargado.

1.- Empuje de Tierras:

h=	2,600 m
K _a =	0,250 m
E = 0,5 * (w _r * h * (h + 2h')) * K _a =	1,263 m
E _v = E * sen(q/2)=	0,400 m
E _h = E * cos(q/2)=	1,198 m

Punto de Aplicación de E_h:

$$d_h = h/3 * ((h + 3h') / (h + 2h')) = 1,00 \text{ m}$$

2.- Fuerzas Verticales Estabilizadoras:

	P _i (Tn)	X _i (m)	M _i (Tn*m)
P ₁	2,016	1,100	2,218
P ₂	1,488	0,700	1,042
P ₃	0,558	0,400	0,223
P ₄	1,800	0,750	1,350
P ₅	0,435	1,400	0,609
E _v	0,400	1,500	0,600
TOTAL	6,696		6,041

B/6 =	0,250 m
X _v = ΣM _i / ΣP _i =	0,902 m

$z = (E_h * d_h) / \sum P_i =$	0,179 m	\longrightarrow	$B/6 =$	0,500 m	$e_{max} < B/6 =$	OK
$e = (d_v/2) - (X_v - z) =$	0,027 m	<	$B/6$	OK	Nota: con esta revisión se asegura $e_{min} > 0$	

EXPLICACIÓN

ya que $B/6 = ex$ con un esfmin = 0

$esf = (F/area) * (1 - 6e/B) = 0$

$1 - 6e/B = 0 \quad 6e/B = 1 \quad B = 6e \quad e = B/6$

Consideraciones de B (Ancho de MURO para analisis)	
1,00 m	(Longitud de analisis.)
$F_v =$	$\sum P_i$

3.- Chequeos :

Chequeo compresion concreto y suelo :

$\rho_1 = (F_v / (A * B)) * (1 + (6 * e / B)) =$	4,945 Tn/m ²
$\rho_2 = (F_v / (A * B)) * (1 - (6 * e / B)) =$	3,984 Tn/m ²

Esfuerzo admisible del suelo :

$q_a = 36,600 \text{ Tn/m}^2$

ρ_1	<	q_a	OK
ρ_2	<	q_a	OK

Esfuerzo admisible a compresión en el concreto :

$f_c = 0,45 * f'_c = 810 \text{ Tn/m}^2$

Nota: El ACI-18 estipula que dicho esfuerzo Sadm será igual al 45% del f'_c .

por lo tanto:

ρ_1	<	f_c	OK
----------	---	-------	-----------

Chequeo al volteo :

$FSV = \sum M_i / (E_h * d_h) =$	5,041	>	2	OK
----------------------------------	-------	---	---	-----------

Chequeo al deslizamiento :

$FSD = \sum P_i * f / E_h =$	4,192	>	2	OK
------------------------------	-------	---	---	-----------

Caso B) Estribo con puente y con relleno sobrecargado.

1.- Reaccion del puente por ml (R_1):

$R_1 = 3,558 \text{ Tn/m}$

2.- Rodadura (R_2) Fuerza Horizontal:

$R_2 = 5\% * s/c \text{ equivalente} = 0,242 \text{ Tn/m}$

3.- Reaccion por s/c (R_3)

$R_3 = 7,500 \text{ Tn/m}$

4.- Fuerzas Verticales:

	P_i (Tn)	X_i (m)	M_i (Tn*m)
R_1	3,558	0,700	2,491
R_3	7,500	0,700	5,250
$\sum P_i$	6,696	0,902	6,041
TOTAL	17,755		13,781

$X_v = \sum M_i / \sum P_i = 0,776 \text{ m}$

5.- Fuerzas Horizontales:

	P_i (Tn)	X_i (m)	M_i (Tn*m)
E_h	1,198	1,000	1,198
R_2	0,242	4,380	1,058
TOTAL	1,440		2,257

$Y_v = \sum M_i / \sum P_i = 1,568 \text{ m}$

6.- Punto de aplicación de la resultante:

$z = \sum M_i / \sum P_i =$	0,127 m	\longrightarrow	$B/6 =$	0,250 m	$e_{max} < B/6 =$	OK
$e = (d_v/2) - (X_v - z) =$	0,101 m	<	$B/6$	OK	Nota: con esta revisión se asegura $e_{min} > 0$	

Consideraciones de B (Ancho de MURO para analisis)	
1,00 m	(Longitud de analisis.)
$F_v =$	$\sum P_i$

7.- Chequeos :

Chequeo compresión concreto y suelo :

$\rho_1 = (F_v / (A * B)) * (1 + (6 * e / B)) =$	16,614 Tn/m ²
$\rho_2 = (F_v / (A * B)) * (1 - (6 * e / B)) =$	7,0591 Tn/m ²

Esfuerzo admisible a compresión en el concreto :

$$f_c = 0.45 * f'_c = 810 \text{ Tn/m}^2$$

por lo tanto:

ρ_1	<	f_c	OK
----------	---	-------	----

Esfuerzo admisible del suelo :

$$q_a = 36,600 \text{ Tn/m}^2$$

ρ_1	<	q_a	OK
ρ_2	<	q_a	OK

Chequeo al volteo :

$FSV = \Sigma M_{ix} / \Sigma M_{iy} =$	6,107	>	2	OK
---	-------	---	---	----

Chequeo al deslizamiento :

$FSD = \Sigma P_{ix} * f / \Sigma P_{iy} =$	9,249	>	2	OK
---	-------	---	---	----

Caso C) Estribo con puente, relleno sobrecargado y Sismo por Monobe Okabe.

1.- Reaccion del puente por ml (R_1):

$$R_1 = 3,558 \text{ Tn/m}$$

2.- Rodadura (R_2) Fuerza Horizontal:

$$R_2 = 5\% * s/c \text{ equivalente} = 0,242 \text{ Tn/m}$$

3.- Reaccion por s/c (R_3)

$$R_3 = 7,500 \text{ Tn/m}$$

4.- Fuerzas Verticales:

	P_i (Tn)	X_i (m)	M_i (Tn*m)
R_1	3,558	0,700	2,491
R_3	7,500	0,700	5,250
ΣP_i	6,696	0,902	6,041
TOTAL	17,755		13,781

$$X_v = \Sigma M_i / \Sigma P_i = 0,776 \text{ m}$$

5.- Fuerzas Horizontales:

	P_i (Tn)	X_i (m)	M_i (Tn*m)
E_h	1,198	1,000	1,198
R_2	0,242	4,380	1,058
TOTAL	1,440		2,257

$$Y_v = \Sigma M_i / \Sigma P_i = 1,568 \text{ m}$$

6.- Punto de aplicación de la resultante:

$z = \Sigma M_i / \Sigma P_i =$	0,127 m	\rightarrow	$B/6 = 0,250 \text{ m}$	$e_{max} < B/6 =$	OK
$e = (d_v/2) - (X_v - z) =$	0,101 m	<	$B/6$	OK	Nota: con esta revisión se asegura $e_{min} > 0$

Consideraciones de B (Ancho de MURO para analisis)	
1,00 m	(Longitud de analisis.)
$F_v =$	ΣP_i

7.- Chequeos :

Chequeo compresión concreto y suelo :

$\rho_1 = (F_v / (A * B)) * (1 + (6 * e / B)) =$	16,61 Tn/m ²
$\rho_2 = (F_v / (A * B)) * (1 - (6 * e / B)) =$	7,1 Tn/m ²

Esfuerzo admisible a compresión en el concreto :

$$f_c = 0.45 * f'_c = 810 \text{ Tn/m}^2$$

por lo tanto:

ρ_1	<	f_c	OK
----------	---	-------	----

Esfuerzo admisible del suelo :

$$q_a = 36,6 \text{ Tn/m}^2$$

ρ_1	<	q_a	OK
ρ_2	<	q_a	OK

Empuje activo dinamico: (Monobe Okabe)

$K_{ad} =$	0,397	: coeficientes se obtuvieron de un análisis hecho aparte
$E_{ad} = 1/2 * K_{ad} * w_r * H^2 =$	1,389 Tn	
$kh = 0.6 * F_a * Z =$	0,225	

$F_i = k_b \cdot w_m =$	1,507 Tn
$Z_{ad} = 2/3 \cdot H =$	1,733 m
$M_{ad} = E_{ad} \cdot Z_{ad} =$	2,41 Tn*m

Chequeo al volteo :

$FSV = \Sigma M_{ix} / (\Sigma m_{iy} + M_{ad}) =$	2,95	>	2	OK
--	------	---	---	-----------

Chequeo al deslizamiento :

$FSD = \Sigma P_{ix} \cdot f / (\Sigma p_{iy} + E_{ad} + F_i) =$	3,07	>	2	OK
--	------	---	---	-----------

ANEXO 6: DISEÑO MURO A GRAVEDAD

DISEÑO DE MURO DE GRAVEDAD

DATOS DEL SUELO DE RELLENO:

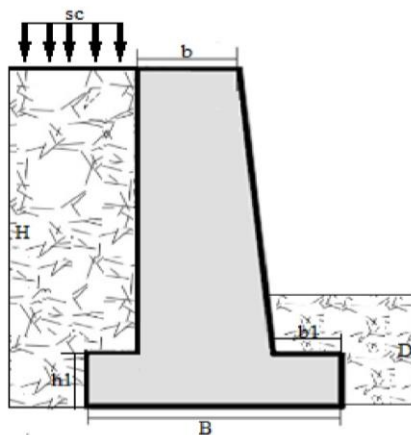
Peso específico	:	$\gamma_1 =$	1,035 tn/m ³
Ángulo de fricción	:	$\phi'_1 =$	36,900°
Cohesión	:	$c'_1 =$	0,170 kg/cm ²

DATOS DEL SUELO DE LA BASE:

Peso específico	:	$\gamma_1 =$	1,040 tn/m ³
Cohesión	:	$c'_2 =$	0,170 kg/cm ²
Capacidad de carga	:	$\sigma_u =$	3,660 kg/cm ²
Ángulo de fricción	:	$\phi'_2 =$	36,900°

DATOS DEL MURO:

Peso específico del muro	:	$\gamma_{muro} =$	2,400 tn/m ³
Sobrecarga	:	S/c =	600 kg/m ²
Altura total	:	H =	2,600 m
Profundidad de desplante	:	D =	1,300 m



DIMENSIONAMIENTO:

Elementos		
Corona superior	$b_{min} = 0,3$	$b = 0,400$ m
Ancho de la base	$B = (1,3 - 1,82)$	$B = 1,500$ m
Espesor de la zapata	$h1 = (0,312 - 0,442)$	$h1 = 0,500$ m
Longitud del dedo	$b1 = (0,312 - 0,442)$	$b1 = 0,200$ m
Longitud del talón	-	$b2 = 0,600$ m
Base del triángulo	-	$t1 = 0,300$ m

Ancho total del muro	:	B =	1,500 m
Ancho de corona	:	b =	0,400 m
Longitud del dedo	:	b1 =	0,200 m
Peralte de la zapata	:	h1 =	0,500 m

FUERZAS DE EMPUJE LATERAL EN EL MURO:

- **Empuje activo: teoría de Coulomb**

$Ka = \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'_1}{2}\right)^2 =$	0,250
$H' =$	2,600 m
$E_a = 0.50 * Ka * \gamma_1 * H'^2 =$	0,873 tn/m

- **Empuje pasivo: teoría de Rankine**

$Kp = \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'_1}{2}\right)^2 =$	4,005258341
$E_p = \frac{1}{2} * Kp * \gamma_2 * D^2 + c'_2 * \sqrt{Kp} * D =$	12,37 tn/m

- **Fuerzas debido a la sobrecarga y empuje activo**

Fuerza horizontal por la sobrecarga:

$P_{SC} = Ka * H * Sc =$	0,39 tn/m
--------------------------	-----------

Componente vertical:

$P_V = Pa * \sin\left(\frac{\phi'_1}{2}\right) =$	0,28 tn/m
---	-----------

Componente horizontal:

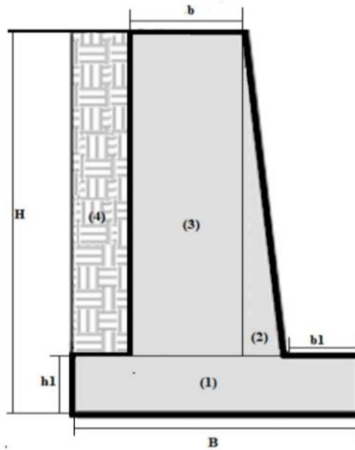
$$P_h = Pa * \cos\left(\frac{\phi'_1}{2}\right) = 0,83 \text{ tn/m}$$

VERIFICACIÓN POR VOLTEO:

- **Momento resistente del muro**

Figura	Área	Peso (tn/m ³)	Peso (tn)	X (m)	Momento (tn-m)
p1	0,75 m ²	2,40	1,80	0,75	1,35
p2	0,32 m ²	2,40	0,76	0,40	0,30
p3	0,84 m ²	2,40	2,02	0,70	1,41
p4	1,26 m ²	1,04	1,30	1,20	1,56
Pv	-	-	0,28	1,50	0,41

Peso total	$\sum V =$	6,153 tn
Momento Resistente	$\sum M_R =$	5,043 tn-m



Momento de volteamiento

$$\Sigma M_o = P_h * \left(\frac{H'}{3}\right) + P_{SC} * \left(\frac{H}{2}\right)$$

$$\Sigma M_o = 1,22 \text{ tn-m}$$

Verificación del factor de seguridad por volteamiento

$FS_V = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} =$	4,12	OK
--	------	-----------

VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO:

Ángulo de fricción y cohesión entre el suelo y la cimentación:

$\delta' =$	24,60°	$c'_a =$	0,11 kg/cm ²
-------------	--------	----------	-------------------------

Fuerza horizontal resistente

$\Sigma F_{R'} = \Sigma V * \tan(\delta') + B * c'_a + P_p =$	4,517 tn/m
---	------------

Fuerza horizontal de empuje:

$\Sigma F_d = P_h + P_{SC} =$	1,218 tn/m
-------------------------------	------------

Verificación del factor de seguridad por deslizamiento

$FS_V = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d} =$	3,71	OK
---	------	-----------

VERIFICACIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA:

Posición de la resultante:

$x = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} =$	0,62 m
--	--------

Excentricidad respecto a la resultante:

$e = \frac{B}{2} - x =$	0,13 m	OK
-------------------------	--------	-----------

Presiones en el terreno:

$\sigma_{max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right) =$	0,62 kg/cm ²	OK
$\sigma_{min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 * e}{B} \right) =$	0,20 kg/cm ²	OK

ANEXO 7: DISEÑO PUENTE COLGANTE

Diseño Puente Colgante

Datos_iniciales

$$L := 25 \text{ m} \quad \text{Ancho} := 2.4 \text{ m}$$

$$\gamma A := 7.850 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

$$f_y := 36 \text{ ksi} = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 29000 \text{ ksi}$$

$$N_{\text{LarguerosInt}} := 2$$

$$N_{\text{Total_Largueros}} := N_{\text{LarguerosInt}} + 2 = 4$$

$$CV := 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$S := \frac{\text{Ancho}}{N_{\text{LarguerosInt}} + 1} = 0.8 \text{ m} \quad \text{ancho tributario}$$

Diseño plancha antideslizante

DESCRIPCIÓN	
 PLANCHAS DE TOOL NEGRO	
Tool negro antideslizante	
	
PLANCHA ANTIDESLIZANTE En el mercado se la conoce con varios nombres: Plancha antiderrapante, plancha lagrimada, plancha antideslizante, plancha diamantada, plancha estriadas. Son ideales para reducir el riesgo de caídas por resbalamiento en superficies lisas o de alto tráfico.	
Es una plancha plana que se obtiene por laminación en caliente de planchones, tiene resaltes en la superficie de una de sus caras.	
Se las utiliza en piso para escaleras, embarcaciones navales, carrocerías, pisos buses, losa de puentes, pisos industriales, camiones y plataformas, forros de contenedores, facilidades petroleras, pisos antideslizantes, superficies de carga, revestimientos, maquinarias, rampas, y para propósitos estructurales generales, etc.	
1.22 x 2.44 metros	
Denominación	peso (kg)
2.0 mm	47,63
2.3 mm	58,7
2.5 mm	59,54
3.00 mm	71,45
4.00 mm	102,04
5.00 mm	127,56
6.00 mm	142,89

Momento por carga permanente (plancha)

$$H := 6 \text{ mm} \quad \text{espesor_lamina}$$

$$B := S = 0.8 \text{ m} \quad \text{separacion_entre_largueros}$$

$$W_{tbl} := \gamma A \cdot H \cdot B = 37.68 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{peso por unidad de longitud}$$

$$W_{tbl} := 1.2 \cdot W_{tbl} = 45.216 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$MCP_{\text{puente}} := \frac{W_{tbl} \cdot B^2}{8} = 361.728 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Cortante por carga permanente (plancha)

$$VCPuente := \frac{Wtbl \cdot B}{2} = 18.086 \text{ kgf}$$

Momento por sobrecarga del tablero

$$CV = 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$Fi := 0.1$ factor de impacto

$$Wv := CV \cdot 1 \text{ m} = 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Wv := 1.6 \cdot Wv = 960 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$MCV := \frac{(Wv \cdot (1 + Fi)) \cdot B^2}{8} = 8448 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Cortante por sobrecarga del tablero (plancha)

$$VCV := \frac{(Wv \cdot (1 + Fi)) \cdot B}{2} = 422.4 \text{ kgf}$$

Momento de servicio

$$Mserv := MCPuente + MCV = 8809.728 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Cortante de servicio

$$Vserv := VCPuente + VCV = 440.486 \text{ kgf}$$

Chequeo de esfuerzos máximos actuantes

ESFUERZO A LA FLEXION

$$Sc := \frac{B \cdot H^2}{6} = 4.8 \text{ cm}^3 \quad \text{modulo de sección de la plancha}$$

$$EsFlexion := \frac{Mserv}{Sc} = 1835.36 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{max} := 0.9 \cdot fy = 2277.945 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \frac{EsFlexion}{\sigma_{max}} = 0.806$$

$$EsFlexion < \sigma_{max} = 1$$

1: OK Esfuerzo: actuante menor que Esfuerzo Admisible

0: NO CUMPLE: Esfuerzo actuante mayor que Esfuerzo Admisible

ESFUERZO AL CORTE

$$\sigma_{max} := 0.4 \cdot fy = 1012.42 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$R := 10 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{flexion} := \frac{Vserv}{R} = 44.049 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if $\sigma_{flexion} < \sigma_{max}$ = "OK cumple"
 || "OK cumple"
 else if $\sigma_{flexion} > \sigma_{max}$
 || "No cumple "

OK: Esfuerzo actuante menor que Esfuerzo Admisible
NO CUMPLE: Esfuerzo actuante mayor que Esfuerzo Admisible

Nota: La consideración de una asignación de carga dinámica no es necesaria con esta carga.
 150 psf 730 kgf/m2 carga viva máxima LRFD Guide Design pedestrian bridges pag 3

Resistencia de lámina de piso

$$M_{pisopasarela} := \frac{\left((1 \text{ m} \cdot CV \cdot 1.6) + \left(H \cdot 1 \text{ m} \cdot 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 \right) \right) \cdot (S)^2}{12} = 54.214 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{resistente} := (H)^2 \cdot \left(\frac{0.9 \cdot fy \cdot 1 \text{ m}}{6} \right) = 136.677 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

if $M_{resistente} > M_{pisopasarela}$ = "OK cumple"
 || "OK cumple"
 else if $M_{resistente} < M_{pisopasarela}$
 || "No cumple "

OK: Momento resistente mayor que Momento del piso de la pasarela
NO CUMPLE: Momento resistente menor que Momento del piso de la pasarela

NOTA: El diseño esta gobernado por la flexión que por el corte
 Se acepta el diseño la plancha antideslizante de acero ASTM A36 ksi de 5mm a servicio y a esfuerzo ultimo 6mm A36

Diseño Larguero

$$W_{plancha} := \gamma A \cdot H \cdot B = 37.68 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{Larguero} := 6 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{Estimado}$$

$$S_{Pendolas} := 2 \text{ m} \quad @2\text{m una péndola}$$

$$W_{PernosyOtros} := 5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{Estimado}$$

$$SC_{carga} := CV \cdot B = 480 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Wu := 1.2 \cdot (W_{plancha} + W_{Larguero} + W_{PernosyOtros}) + 1.6 \cdot SC_{carga} = 826.416 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Momento

$$M_C := \frac{Wu \cdot S_{Pendolas}^2}{8} = 413.208 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cortante

$$V_C := \frac{Wu \cdot S_{Pendolas}}{2} = 826.416 \text{ kgf}$$

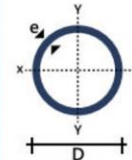
Diseño por Última Resistencia

$$f_y := 36 \text{ ksi} = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{adm} := 0.9 \cdot f_y = 2277.945 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Mod_{Seccion} := \frac{M_C}{\sigma_{adm}} = 18.14 \text{ cm}^3$$

D	e	A	P	I	W	i	
pulg.	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm
2 1/2	63,50	1,50	2,92	2,29	14,05	4,42	2,19
		1,80	3,49	2,74	16,62	5,23	2,18
		2,00	3,86	3,03	18,29	5,76	2,18
		3,00	5,70	4,48	26,15	8,24	2,14
		4,00	7,48	5,87	33,24	10,47	2,11
3	76,20	1,50	3,52	2,76	24,56	6,45	2,64
		1,80	4,21	3,30	29,13	7,65	2,63
		2,00	4,66	3,66	32,11	8,43	2,62
		3,00	6,90	5,42	46,29	12,15	2,59
		4,00	9,07	7,12	59,30	15,56	2,56
4	101,60	5,00	11,18	8,78	71,22	18,69	2,52
		2,00	6,26	4,91	77,63	15,28	3,52
		3,00	9,29	7,29	113,04	22,25	3,49
		4,00	12,26	9,63	146,28	28,80	3,45
		5,00	15,17	11,91	177,47	34,93	3,42
5	127,00	6,00	18,02	14,15	206,68	40,68	3,39
		2,00	7,85	6,17	153,44	24,16	4,42
		3,00	11,69	9,17	224,75	35,39	4,39
		4,00	15,46	12,13	292,61	46,08	4,35
		5,00	19,16	15,04	357,14	56,24	4,32
		6,00	22,81	17,90	418,44	65,90	4,28



Se adopta Tubo circular de:
5" y e=2mm

$$P_{Larguero} := 6.17 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Diseño Viga Transversal

$$W_{Plancha} := \gamma A \cdot H \cdot Ancho = 113.04 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{Larguero} := P_{Larguero} \cdot S_{Pendolas} \cdot N_{Total_Largueros} \cdot \frac{1}{m} = 49.36 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{PernosyOtros} := 5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{Estimado}$$

$$SC_{carga} := CV \cdot S_{Pendolas} = 1200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_u := 1.2 \cdot (W_{Plancha} + W_{Larguero} + W_{PernosyOtros}) + 1.6 \cdot SC_{carga} = 2120.88 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Momento

$$M_{C_Vtransversal} := \frac{Wu \cdot Ancho^2}{8} = 1527.034 \text{ kgf} \cdot m$$

Cortante

$$V_{C_Vtransversal} := \frac{Wu \cdot Ancho}{2} = 2545.056 \text{ kgf}$$

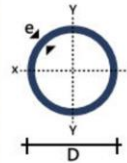
Diseño por Última Resistencia

$$fy := 36 \text{ ksi} = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{adm} := 0.9 \cdot fy = 2277.945 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Mod_{Seccion} := \frac{M_{C_Vtransversal}}{\sigma_{adm}} = 67.036 \text{ cm}^3$$

D	e	A	P	I	W	i	
pulg.	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm
5	127,00	2,00	7,85	6,17	153,44	24,16	4,42
		3,00	11,69	9,17	224,75	35,39	4,39
		4,00	15,46	12,13	292,61	46,08	4,35
		5,00	19,16	15,04	357,14	56,24	4,32
		6,00	22,81	17,90	418,44	65,90	4,28
6	152,40	3,00	14,08	11,05	393,01	51,58	5,28
		4,00	18,65	14,64	513,73	67,42	5,25
		5,00	23,15	18,18	629,54	82,62	5,21
		6,00	27,60	21,66	740,57	97,19	5,18
6 5/8	168,30	3,00	15,58	12,23	532,28	63,25	5,85
		4,00	20,65	16,21	697,09	82,84	5,81
		5,00	25,65	20,14	855,85	101,70	5,78
		6,00	30,59	24,02	1008,69	119,87	5,74



Se adopta Tubo circular de:
6" y e=4mm

$$P_{Transversal} := 14.64 \frac{\text{kgf}}{m}$$

$$A_{Transversal} := 18.65 \text{ cm}^2$$

Revisión Esfuerzo Cortante

$$\tau := \frac{V_{C_Vtransversal}}{A_{Transversal}} = 136.464 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{adm} := 0.4 \cdot fy = 1012.42 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

```

if  $\tau < \tau_{adm}$ 
    "OK"
else if  $\tau > \tau_{adm}$ 
    "Mal Cmbiar Sección"
    
```

Diseño de Elementos de Suspensión

Diseño de Cables

Flecha (f)

$$f_{max} := \frac{L}{6} = 4.167 \text{ m} \quad f_{min} := \frac{L}{20} = 1.25 \text{ m} \quad f_{prom} := \frac{f_{max} + f_{min}}{2} = 2.71 \text{ m}$$

$$flecha := 3 \text{ m}$$

```
if flecha > fprom = "OK valor flecha adoptada "  
|| "OK valor flecha adoptada "  
else if flecha > fmax  
|| "Mal valor flecha adoptada "
```

Contra flecha (cf.)

$cf_{max} := 1\% \cdot L = 0.25 \text{ m}$: Recomendación por elongación de los cable y
 $cf_{min} := 0.5\% \cdot L = 0.125 \text{ m}$ los materiales del tablero contra flecha entre
0.5%-1%

$$cf_{calc} := \frac{2}{3} \cdot \frac{L}{100} = 0.17 \text{ m}$$

$$cf := 0.2 \text{ m}$$

```
if cf > cfcalc = "OK contraflecha adoptada "  
|| "OK contraflecha adoptada "  
else if cf < cfmax  
|| "Mal contraflecha adoptada "
```

Cargas

Carga Muerta (Dead)

$$A_{Analizada} := Ancho \cdot S_{Pendolas} = 4.8 \text{ m}^2$$

$$P_{Plancha} := \gamma A \cdot H \cdot A_{Analizada} = 226.08 \text{ kgf}$$

$$P_{Largueros} := P_{Larguero} \cdot S_{Pendolas} \cdot N_{Total_Largueros} = 49.36 \text{ kgf}$$

$$P_{Transversales} := P_{Transversal} \cdot Ancho = 35.136 \text{ kgf}$$

$$P_{Pasamanos} := W_{PernosyOtros} \cdot S_{Pendolas} \cdot 2 = 20 \text{ kgf}$$

$$P_{Pendolas} := 5.05 \text{ kgf}$$

$$P_{Cable} := 6 \text{ kgf}$$

$$P_{PernosyOtros} := (W_{PernosyOtros} \cdot N_{Total_Largueros} \cdot 1 \text{ m}) + (W_{PernosyOtros} \cdot Ancho \cdot 2) = 44 \text{ kgf}$$

$$P_{Dead} := \frac{(P_{Plancha} + P_{Largueros} + P_{Transversales} + P_{Pasamanos} + P_{Pendolas} + P_{Cable} + P_{PernosyOtros})}{S_{Pendolas}} = 192.813 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$P_{puente} := P_{Dead} \cdot L = 4820.325 \text{ kgf}$$

Carga Viva (Live)

$$CV = 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad Cv := CV \cdot Ancho = 1440 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga Viento

$$V := 9.3 \frac{\text{km}}{\text{hr}} = 5.779 \text{ mph}$$

$$Pz := (2.56 \cdot 10^{-6}) \cdot 41.6987847 \text{ ksf} = 0.00011 \text{ ksf}$$

$$Pvi := Pz \cdot Ancho = 1.251 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga Sismo : Recomendación se puede tomar el 25% de la carga de servicio para sismo

$$Psis := 0.25 \cdot P_{Dead} = 48.203 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$P_{MAX} := P_{Dead} + Cv + Pvi + Psis = 1682.267 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Momentos y Tensiones en el Cable

$$To := \frac{P_{MAX} \cdot L^2}{8 \cdot flecha} = 43809.039 \text{ kgf} \quad \text{Horizontal}$$

$$ToRama := \frac{To}{2} = 21904.52 \text{ kgf} \quad \text{Tensión inicial por rama}$$

$$T := To \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{4 \cdot flecha}{L} \right)^2} = 48594.475 \text{ kgf} \quad \text{Tensión máxima servicio}$$

$$T_{Cable} := \frac{T}{2} = 24297.237 \text{ kgf} \quad \text{Tensión máxima servicio por Cable}$$

FS := 5 : Recomendación Factor de Seguridad entre 2-5

$$T_{MAX_ROT} := T \cdot FS \cdot \frac{flecha}{m} \cdot 0.1 = 72.892 \text{ tonnef} \quad \text{en un estribo}$$

$$T_{MAX_ROT_Rama} := \frac{T_{MAX_ROT}}{2} = 36.446 \text{ tonnef} \quad \text{por Rama IZQ \& DER}$$

$$N_{Cable_Banda} := 1 \quad \text{por Banda}$$

Tensión máxima rotura por Cable

$$T_{MAX_ROT_Rama} = 36.446 \text{ tonnef} \quad \text{con 1 cable por rama}$$

Diámetro		Peso aprox. en kgs. por metro	Resistencia a la ruptura en toneladas Arado Extra Mejorado
mm	pulg.		
3,2	1/8	0,04	0,77
4,8	3/16	0,10	1,60
6,4	1/4	0,17	3,08
8	5/16	0,27	4,78
9,5	3/8	0,39	6,85
11,5	7/16	0,52	9,25
13	1/2	0,68	12,1
14,5	9/16	0,88	15,2
16	5/8	1,07	18,7
19	3/4	1,55	26,7
22	7/8	2,11	36,1
26	1	2,75	46,9
29	1 1/8	3,48	59,0
32	1 1/4	4,30	72,5
35	1 3/8	5,21	87,1
38	1 1/2	6,19	103,0
42	1 5/8	7,26	120,0
45	1 3/4	8,44	139,0
48	1 7/8	9,67	158,0
52	2	11,00	180,0
54	2 1/8	12,40	200,0
57	2 1/4	13,90	224,0
60	2 3/8	15,50	249,0
64	2 1/2	17,30	274,0



Se adopta Cable 6x19 Tipo BOA de: 1 "

$$P_{cable} := 2.75 \frac{kgf}{m}$$

$$1960 \text{ MPa} = 284.274 \text{ ksi}$$

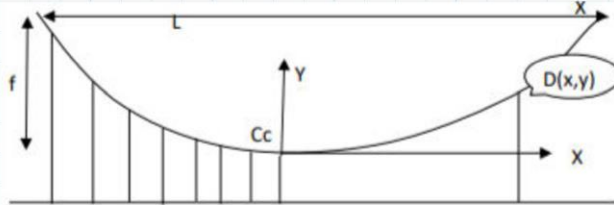
Tensores o Templadores

$$Carga_{Trabajo} := T_{MAX_ROT} \cdot 0.1 = 7.289171 \text{ tonnef} \quad \text{En una rama}$$

$$Carga_{TrabajoRequerido} := \frac{Carga_{Trabajo} \cdot \frac{1}{tonnef}}{0.0005} = 1 \text{ lbf} = 14578.342 \text{ lbf}$$

$$Cap_{Carga} := 15200 \text{ lbf} \quad \text{se adopta tensor de: } 1 \text{ 1/4" x 24"}$$

Diseño de Péndolas



El cable sostiene una carga distribuida uniforme a lo largo de la horizontal de los cables de los puentes pueden considerarse cargados de esta forma ya que el peso de los cables es pequeño comparado con el peso del tablero

$$Y = \frac{4 \cdot f \cdot X^2}{L^2}$$

$$Y_c = \frac{4 \cdot f_c \cdot X^2}{L^2}$$

$$H = Y + Y_c + 1.3m$$

f= flecha adoptada
L= luz del puente
X= distanc. acumulada
Y= long. Parcial de la péndola
Lp= longitud de péndola
fc= contraflecha
Lp= longitud de péndola de ojo a ojo

#	X Distancia del centro luz al castillo [m]	Y [m]	Yc [m]	H=Y+Yc+1.3m Distancia del centro cable a la tuerca del tornillo luz [m]	Lp Longitud Péndola	N tornillo	N cable
1	1	0.019	0.00128	1.320	1.100	0.20	1.5192
2	3	0.173	0.01152	1.484	1.264	0.19	1.6728
3	5	0.480	0.032	1.812	1.592	0.17	1.9800
4	7	0.941	0.06272	2.304	2.084	0.14	2.4408
5	9	1.555	0.10368	2.959	2.739	0.10	3.0552
6	11	2.323	0.15488	3.778	3.558	0.05	3.8232
C	12.5	3.000	0.2	4.500		0.00	CASTILLO
	13	3.245	0.21632	4.761	4.541	-0.02	4.7448
	15	4.320	0.288	5.908	5.688	-0.09	5.8200
	17	5.549	0.36992	7.219	6.999	-0.17	7.0488
	19	6.931	0.46208	8.693	8.473	-0.26	8.4312
	21	8.467	0.56448	10.332	10.112	-0.36	9.9672
	23	10.157	0.67712	12.134	11.914	-0.48	11.6568
	25	12.000	0.8	14.100	13.880	-0.60	13.5000
h Castillo	4.50	[m]					

Diámetro Péndolas

$$A_{Tributaria} := \frac{\text{Ancho}}{2} \rightarrow S_{Péndolas} = 2.4 \text{ m}^2$$

$$P_{Plancha} := \gamma A \cdot H \cdot A_{Tributaria} = 113.04 \text{ kgf}$$

$$P_{Largueros} := P_{Larguero} \cdot N_{Total_Largueros} \cdot 1 \text{ m} = 24.68 \text{ kgf}$$

$$P_{Transversales} := P_{Transversal} \cdot \frac{\text{Ancho}}{2} = 17.568 \text{ kgf}$$

$$P_{PernosyOtros} := 3 \text{ kgf}$$

$$P_{Dead} := (P_{Plancha} + P_{Largueros} + P_{Transversales} + P_{Pasamanos} + P_{Pendolas} + P_{Cable} + P_{PernosyOtros}) = 189.338 \text{ kgf}$$

$$SC := CV \cdot A_{Tributaria} = 1440 \text{ kgf}$$

$$CU := 1.2 \cdot P_{Dead} + 1.6 \cdot SC = 2531.206 \text{ kgf}$$

$$T_{PENDOLA_SERVICIO} := P_{Dead} + SC = 1629.338 \text{ kgf}$$

FS := 3 : Recomendación Factor de Seguridad entre 2-6

$$T_{Pendola} := CU \cdot 3 = 7.6 \text{ tonnef}$$

Resistencia del Acero

$$Rot_{min} := 34 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2} = 3400 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{Pendola} := \frac{T_{Pendola}}{Rot_{min}} = 2.233 \text{ cm}^2$$

$$r := \sqrt{\frac{A_{Pendola}}{\pi}} = 0.843 \text{ cm} \quad \frac{5}{8} \text{ in} = 15.875 \text{ mm}$$

$$\phi_{Pendola} := r \cdot 2 = 16.86 \text{ mm} \quad \text{Se adopta péndola de 18mm}$$

$$N_{Pendolas} := \frac{L}{2} - 1 \text{ m} = 11.5 \text{ m} \quad N_{Pendolas} := 12 \text{ Por Rama}$$

Longitud cable

$$L_{cable} := L \cdot \left(1 + \frac{8}{3} \cdot \left(\frac{\text{flecha}}{L} \right)^2 \right) = 25.96 \text{ m}$$

Angulo del cable:

$$\alpha := \text{atan} \left(\frac{4 \cdot \text{flecha}}{L} \right) = 25.64101^\circ \quad 26^\circ$$

Diseño de Refuerzo Anclaje, Pin , Placas

Refuerzo Anclaje-Parrilla

$$Tu := T_{MAX_ROT_Rama} = 36445.856 \text{ kgf}$$

$$Fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{Long} := 60 \text{ cm} \quad \text{Dimensión Longitudinal}$$

$$A_{REQ} := \frac{Tu}{0.9 \cdot Fy} = 9.642 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{parrilla} := 12 \text{ mm}$$

$$A_{\text{aceroLong}} := \frac{\pi}{4} \phi_{\text{parrilla}}^2 = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{varrillas}} := 6 \quad \text{Mínimo 6 varillas}$$

$$Sep_{\text{calc}} := \frac{A_{\text{Long}}}{N_{\text{varrillas}}} = 10 \text{ cm} \quad \text{Separación}$$

$$Acero_{\text{ColocadoLong}} := N_{\text{varrillas}} \cdot A_{\text{aceroLong}} = 6.786 \text{ cm}^2 \quad \text{Sentido Longitudinal}$$

$$A_{\text{Trans}} := 40 \text{ cm} \quad \text{Dimensión Transversal}$$

$$\phi_{\text{parrillatrans}} := 12 \text{ mm}$$

$$A_{\text{aceroTrans}} := \frac{\pi}{4} \phi_{\text{parrillatrans}}^2 = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{varrillas}} := 5$$

$$Sep_{\text{calc}} := \frac{A_{\text{Trans}}}{N_{\text{varrillas}}} = 8 \text{ cm} \quad \text{Separación}$$

$$Acero_{\text{ColocadoTrans}} := N_{\text{varrillas}} \cdot A_{\text{aceroTrans}} = 5.655 \text{ cm}^2 \quad \text{Sentido Transversal}$$

$$Acero_{\text{Total Colocado}} := Acero_{\text{ColocadoLong}} + Acero_{\text{ColocadoTrans}} = 12.441 \text{ cm}^2$$

```
if AceroTotal_Colocado > AREQ      = "OK Acero Colocado "  
  || "OK Acero Colocado "  
else if AceroTotal_Colocado < AREQ  
  || "Revisar Acero Colocado "
```

Refuerzo de Anclaje - Soporte de pasador o Pin

$$Tu = 36445.856 \text{ kgf}$$

$$Fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$N_{\text{Soportes}} := 4$$

$$h_{\text{Soporte}} := 450 \text{ cm}$$

$$P_{\text{Total Soporte}} := A_{\text{Long}} = 60 \text{ cm} \quad \text{Dimensión Longitudinal}$$

$$A_{\text{REQ}} := \frac{Tu}{0.9 \cdot Fy} = 9.642 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{Soporte}} := 20 \text{ mm}$$

$$A_{\text{aceroSoporte}} := \frac{\pi}{4} \phi_{\text{Soporte}}^2 = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{varrillas}} := 4 \quad \text{Mínimo 6 varillas}$$

$$Sep_{calc} := \frac{A_{Long}}{N_{varillas}} = 15 \text{ cm} \quad \text{Separación}$$

$$Acero_{ColocadoSoporte} := N_{varillas} \cdot A_{aceroSoporte} = 12.566 \text{ cm}^2$$

```

if AceroColocadoSoporte > AREQ      = "OK Acero Colocado "
  || "OK Acero Colocado "
else if AceroColocadoSoporte < AREQ
  || "Revisar Acero Colocado "

```

Pasador o Pin

$$As_{Pin} := \frac{Tu}{0.85 \cdot fy} = 16.941 \text{ cm}^2$$

$$D_{pasador} := \sqrt{\frac{4 \cdot As_{Pin}}{\pi}} = 46.443 \text{ mm}$$

$$D_{Pasador_Adopt} := 50 \text{ mm}$$

Diseño de Castillos

$$T_{MAX_ROT} = 72891.712 \text{ kgf}$$

$$T_{Dis} := T_{MAX_ROT} \cdot 1 \text{ m} = 72891.712 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Dist_{puente_terreno} := 2 \text{ m}$$

$$H_{Torre} := 4.5 \text{ m}$$

$$\phi_{parrilla} := 12 \text{ mm}$$

$$H_{Columnas} := Dist_{puente_terreno} + H_{Torre} = 6.5 \text{ m}$$

$$Ancho_{Viga} := 3.2 \text{ m}$$

Diseño Columna

$$\gamma_{HA} := 2.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad b_{col} := 40 \text{ cm} \quad f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$h_{col} := 40 \text{ cm}$$

$$P_{Columnas} := b_{col} \cdot h_{col} \cdot H_{Columnas} \cdot \gamma_{HA} \cdot 2 = 4992 \text{ kgf}$$

$$PD_{permanente} := T_{MAX_ROT} + P_{Columnas} = 77883.712 \text{ kgf}$$

$$P_{total} := PD_{permanente} + (b_{col} \cdot h_{col} \cdot H_{Columnas} \cdot \gamma_{HA}) = 80379.712 \text{ kgf}$$

$$PT_{PorColumna} := \frac{P_{total}}{2} = 40189.856 \text{ kgf}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \phi L := 16 \text{ mm}$$

Basado en resistencia axial

$$H := H_{Columnas} \quad E := 13500 \cdot \sqrt{f'_c \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 2258982.072 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad R := 8 \quad \Delta_M := 0.02$$

$$L := SC = 1440 \text{ kgf}$$

$$Pu1 := 1.2 P_{total} + 1.6 (L) = 98.76 \text{ tonnef}$$

$$Ag1 := \frac{Pu1}{96 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 1028.746 \text{ cm}^2$$

$$Ag := \frac{1.25 \cdot Pu1}{\left(0.436 \cdot f'_c + 28.39 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)} = 820.426 \text{ cm}^2$$

$$b1 := \sqrt[2]{Ag1} = 32.074 \text{ cm}$$

$$b1 := \max(b1, 30 \text{ cm}) = 32.074 \text{ cm}$$

Basado en rigidez lateral

$$P1 := P_{total} = 80.38 \text{ tonnef}$$

$$h1 := \sqrt[4]{\frac{P1 \cdot H^2 \cdot R}{12 \cdot E \cdot \Delta_M}} = 47.313 \text{ cm}$$

$$h1 := \max(h1, 30 \text{ cm}) = 47.313 \text{ cm}$$

Columna 40x40

DIMENSIONES REC 30X45cm
Se adopta columna de: 40X40cm

DATOS INICIALES

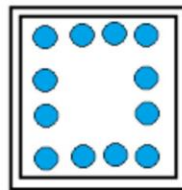
$$bc := 40 \text{ cm}$$

$$hc := 40 \text{ cm}$$

$$Ag := bc \cdot hc = 1600 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{min} := 0.01 \cdot Ag = 16 \text{ cm}^2$$

$$\phi L := 16 \text{ mm} \quad \phi L_e := 20 \text{ mm}$$



$$Avar := \frac{\pi \cdot \phi L^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$varillas := \frac{\rho_{min}}{Avar} = 7.958$$

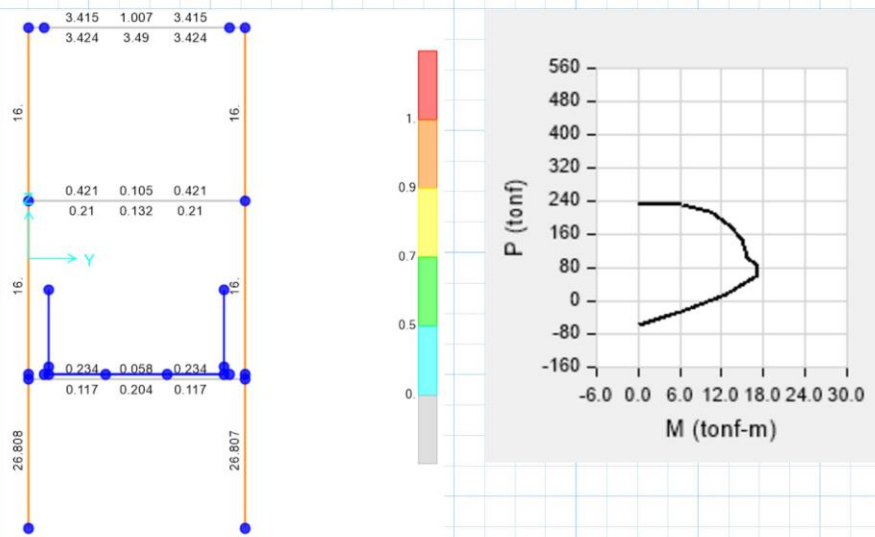
$$f'c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

nv := 8 numero de varillas

$$Ascol := \left(\left(\frac{\pi}{4} \cdot (\phi L)^2 \right) \cdot nv \right) + \left(\left(\frac{\pi}{4} \cdot (\phi Le)^2 \right) \cdot 4 \right) = 28.651 \text{ cm}^2$$

Diagrama de Iteración



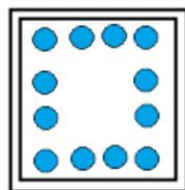
Resistencias de diseño

$$Pu := 105.775 \text{ tonnef}$$

$$Mux := 1042.4 \text{ kgf} \cdot \text{m} = 1.042 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad 2-2$$

$$Muy := 3.28 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad 3-3$$

Armado Transversal



$$rec := 2.5 \text{ cm}$$

$$\phi L = 16 \text{ mm}$$

$$\phi est := 12 \text{ mm}$$

$$N_var_Largo := 4$$

$$N_var_corto := 4$$

$$SL := \frac{hc - 2 \cdot rec - 2 \cdot \phi est - N_var_Largo \cdot \phi L}{N_var_Largo - 1} = 8.733 \text{ cm}$$

$$separacionL := 2 \cdot SL + \phi L = 19.067 \text{ cm}$$

$$Sc := \frac{bc - 2 \text{ rec} - 2 \cdot \phi est - N_var_corto \cdot \phi L}{N_var_corto - 1} = 8.733 \text{ cm}$$

$$separacion := 2 \cdot Sc + \phi L = 19.067 \text{ cm} \quad separacionextremo$$

$$separacion < 10 \text{ mm} = 0$$

Separación de Estribos

$$Lc := 2.25 \text{ m}$$

$$lu := Lc = 2.25 \text{ m}$$

$$lo := \max\left(bc, hc, \frac{lu}{6}, 45 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm} \quad \text{Zona de confinamiento en columnas}$$

Separación estribos zona de confinamiento

$$xiL := 2 \cdot SL + 2 \cdot \phi L = 20.667 \text{ cm} \quad xi_lado_largo$$

$$xic := 2 \cdot Sc + 2 \cdot \phi L = 20.667 \text{ cm} \quad xi_lado_corto$$

$$hx := \max(xiL, xic) = 20.667 \text{ cm}$$

$$So := 10 \text{ cm} + \left(\frac{35 \text{ cm} - hx}{3}\right) = 14.778 \text{ cm}$$

$$10 \text{ cm} < So < 15 \text{ cm} = 1 \quad \begin{array}{l} 1: \text{OK} \\ 0: \text{No cumple} \end{array}$$

$$S1 := \min\left(\frac{bc}{4}, \frac{hc}{4}, 6 \cdot \phi L, So\right) = 9.6 \text{ cm}$$

$$S1colocado := 9 \text{ cm}$$

1 estribo fi de 12 a cada 9cm

1Efi12cm@9cm

Separación estribos zona fuera de la zona de confinamiento

$$S2 := \min(6 \phi L, 15 \text{ cm}) = 9.6 \text{ cm}$$

1 estribo fi de 12 a cada 9cm

1Efi12cm@9cm

$$Pu = 105.775 \text{ tonnef}$$

$$Pumax := 0.3 \cdot Ag \cdot f'c = 134.4 \text{ tonnef}$$

Revisión del refuerzo transversal sentido largo

Tabla 18.7.5.4 — Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables
$A_{sh}/(s b_c)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (a) y (b) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0.3 A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (a), (b) y (c) $0.2 k_f k_w \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (d) y (e) $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d) $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0.3 A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (d), (e) y (f) $0.35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

$$N_{ramas_L} := 2$$

$$A_{est} := \left(\frac{\pi}{4} (\phi_{est})^2 \right) = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} := A_{est} \cdot N_{ramas_L} = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sh2}}{S1colocado \cdot bc} = 0.0063 \quad bc_depende_del_sentido_en_ analisis$$

$$P_u < P_{umax} = 1$$

$$f'_c < 70 \text{ MPa} = 1$$

$$A_{ch} := (bc - 2 \text{ rec}) \cdot (hc - 2 \text{ rec}) = 1225 \text{ cm}^2 \quad \text{area_perimetro_externo_del_estribo}$$

$$\rho_{vmin1} := 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.006$$

$$\rho_{vmin2} := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.006$$

$$\frac{A_{sh2}}{S1colocado \cdot bc} > (\max(\rho_{vmin1}, \rho_{vmin2})) = 1 \quad \begin{array}{l} 1: \text{cumplido} \\ 0: \text{No cumplido} \end{array}$$

Revisión del refuerzo transversal sentido corto

$$N_{ramas_C} := 2 \quad \text{soportan_en_el_sentido_corto}$$

$$A_{est} := \left(\frac{\pi}{4} (\phi_{est})^2 \right) = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} := A_{est} \cdot N_{ramas_C} = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sh1}}{S1colocado \cdot hc} = 0.0063 \quad hc_depende_del_sentido_en_ analisis$$

$$P_u < P_{umax} = 1$$

$$f'_c < 70 \text{ MPa} = 1$$

$$A_{ch} := (bc - 2 \text{ rec}) \cdot (hc - 2 \text{ rec}) = 1225 \text{ cm}^2 \quad \text{area_perimetro_externo_del_estribo}$$

$$\rho_{vmin1} := 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.006$$

$$\rho_{vmin2} := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.006$$

$$\frac{A_{sh1}}{S1 \text{ colocado} \cdot hc} > (\max(\rho_{vmin1}, \rho_{vmin2})) = 1 \quad \begin{array}{l} 1: \text{cumpló} \\ 0: \text{No cumpló} \end{array}$$



COL : 4 fi de 20mm + 8 16 fi mm
1E fi 12 @9cm

Vigas

$$M_{max} := 2963.46 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{del programa}$$

$$f'_c > 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$$

1: utilice formula
0: $\beta_1 = 0.85$

$$\beta_1 := 0.85 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - \frac{(f'_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}) \cdot 0.05}{70} = 0.9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\rho_b := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{6120 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y + 6120 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) = 0.029 \quad \text{Cuantia_balanceada}$$

NEC (Diseño extraductil - ACI)

$$\rho_{max} := 0.5 \cdot \rho_b = 0.014$$

Diseño ductil ACI

$$\rho_{max} := 0.75 \cdot \rho_b = 0.016$$

Accion_de_resistencia

$$R_n := \rho_{max} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\rho_{max} \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c} \right) = 52.43 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Ancho_de_viga

$$b := 30 \text{ cm}$$

$$\Phi := 0.90$$

$$\text{rec} := 4 \text{ cm}$$

$$\phi_{est} := 10 \text{ mm}$$

$$\phi_L := 14 \text{ mm}$$

$$d_{min} := \sqrt{\frac{M_{max}}{\Phi \cdot b \cdot R_n}} = 14.469 \text{ cm} \quad d_{min}$$

$$h_{nec} := d_{min} + rec + \phi_{est} + \frac{\phi L}{2} = 20.169 \text{ cm}$$

Redondeo a un inmediato superior múltiplo de 5 $h := 30 \text{ cm}$

$$\frac{h}{b} = 1$$

$$h > h_{nec} = 1$$

1: OK

0: Cambiar Prediseño

$$\frac{h}{b} > 1.5 = 0$$

Se puede obviar es una recomendación

$$\frac{h}{b} < 2 = 1$$

1: OK

0: Cambiar Prediseño

Se adopta viga de: 30x30 cm

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$b := 30 \text{ cm}$$

$$h := 40 \text{ cm}$$

$$db := 14 \text{ mm}$$

$$db_{int} := 14 \text{ mm}$$

$$M_{max} := 2963.46 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$f'_c > 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$$

1: utilice formula

0: $\beta_1 = 0.85$

Cuantia balanceada

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\beta_1 := 1.05 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{f'_c}{1400} = 0.9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_b := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{6120 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y + 6120 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) = 0.029$$

NEC (Diseño extraductil - ACI)

$$\rho_{max} := 0.5 \cdot \rho_b = 0.014$$

$$R_n := \rho_{max} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\rho_{max} \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c} \right) = 52.43 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\Phi := 0.90$$

$$d_{min} := \sqrt{\frac{M_{max}}{\Phi \cdot b \cdot R_n}} = 14.469 \text{ cm}$$

$$A_s := \rho_{max} \cdot b \cdot d_{min} = 6.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{L} := \frac{\pi}{4} (db_{int})^2 = 1.539 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de 1 varilla longitudinal}$$

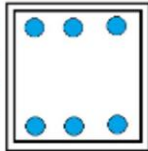
$$A_{smin} := \frac{14}{4200} b \cdot d = 3.58 \text{ cm}^2 \quad \text{aceromin}$$

$$ASA := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mmax}{0.85 \cdot \Phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 2.231 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_esquinas} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{db}{2} \right)^2 = 3.079 \text{ cm}^2 \quad db = 14 \text{ mm}$$

$$ASA_{real} := A_{s_esquinas} + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{db_{int}}{2} \right)^2 = 6.158 \text{ cm}^2 \quad \begin{matrix} ASA = 2.231 \text{ cm}^2 \\ ASA_{real} \geq ASA = 1 \end{matrix}$$

$A_{s_colocado}$



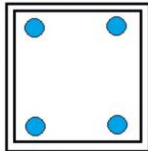
Se adopta viga superior e inferior 30x40: 2 fi 14mm + 1 fi 10mm y 2 fi 14mm + 1 fi 10mm

Separación requerida por detallamiento ACI

$$S := \min \left(\frac{d}{4}, 6 \cdot (\min(db, 10 \text{ mm})), 15 \text{ cm} \right) = 6 \text{ cm} \quad \text{Separación requerida de estribo por detallamiento}$$

Separación requerida de estribo final

$$S := 6 \text{ cm}$$



Se adopta viga 30X30 intermedia de: 2 fi 14mm y 2 fi 14mm

Separación requerida por detallamiento ACI

$$S := \min \left(\frac{d}{4}, 6 \cdot (\min(db)), 15 \text{ cm} \right) = 8.4 \text{ cm} \quad \text{Separación requerida de estribo por detallamiento}$$

Separación requerida de estribo final

$$S := 6 \text{ cm}$$

Por revisión de refuerzo transversal

Revisión del refuerzo transversal

$$N_{ramas_C} := 2$$

$$A_{est} := \left(\frac{\pi}{4} (\phi_{est})^2 \right) = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} := A_{est} \cdot N_{ramas_C} = 1.571 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sh1}}{S \cdot h} = 0.0065$$

$$A_{ch} := (b - 2r) \cdot (h - 2r) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{vmin1} := 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.0074$$

$$\rho_{vmin2} := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.006$$

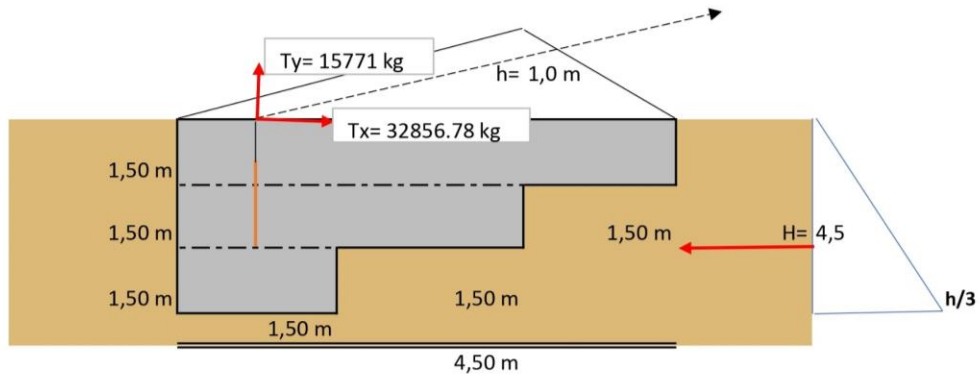
$$\frac{A_{sh1}}{S \cdot h} > (\max(\rho_{vmin1}, \rho_{vmin2}))$$

se adopta el estribo de 10mm con separación de 6cm

ANEXO 8: DISEÑO DEL MACIZO DE ANCLAJE

DETERMINACION DE CARGAS

Dimensionamiento en metros



Angulo de Salida de Torre al Puente

angulo(Φ)= 25,641 °

Angulo de Salida de Torre al Anclaje

angulo(Φ)= 25,641

Distancia X pin A	3,750	[m]
Distancia Y pin A	0,500	[m]
qadm suelo	3,660	kgf/cm2

Predimensionamiento del Anclaje

Dimensionamiento					
fig	H	b	Ancho B	Volumen	W
	[m]	[m]	[m]	[m3]	[tonnef]
1	1,500	4,500	2,200	14,850	32,670
2	1,500	3,000	2,200	9,900	21,780
3	1,500	1,500	2,200	4,950	10,890
4	1,000	4,500	0,700	1,575	3,465
H=	5,500	4,500		29,700	68,805

fig	Brazo X	Brazo Y	Bx*W	By*W	XCG	XCG
	[m]	[m]	[Tonnef*m]	[Tonnef*m]	[m]	[m]
1	2,250	0,750	73,508	24,503		
2	3,000	-0,750	65,340	-16,335		
3	3,750	-2,250	40,838	-24,503	2,687	-0,145
4	1,500	1,833	5,198	6,353		
		Σ	184,883	-9,983		

Tensiones del cable sobre el PIN

Angulo cable	25,641	°
--------------	--------	---

Tu=	72891,712	kgf	2 ramas		
	36445,856	kgf	1 rama/anclaje		
			Brazo	M Tx	M Ty
			[m]	[Kgf*m]	[Kgf*m]
Tx=	32856,781	kgf	0,500	16428,391	59142,191
Ty=	15771,251	kgf	3,750		

FUERZAS DE EMPUJE LATERAL EN EL MACIZO DE ANCLAJE:

Altura Anclaje

h =	4,500	m
Ø fricción =	36,900	°
Y suelo =	1,040	T/m3

Ancho del Anclaje

B =	2,2	m
-----	-----	---

Empuje activo: teoría de Coulomb

$Ka = \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'_1}{2}\right)^2 =$	0,2497
--	--------

Pa= Ka * Y * H=	1168,470	kgf/m2
Ea= 0.50 * Ka * Y * H ² =	2629,058	kgf/m
Ea= 0.50 * Ka * Y * H ² * B	5783,928	kgf
Brazo =	1,500	m
M=	8675,892	Kgf*m

VERIFICACIÓN POR VOLTEO:

Momento Resistente	$\sum M_R =$	184882,500	Kgf*m
Momento de volcamiento	$\sum M_o =$	84246,473	Kgf*m

Verificación del factor de seguridad por volcamiento

$FS_V = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} =$	2,195	OK
--------------------------------------	-------	----

VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO:

Normal

N= W-Ty=	53033,75	kgf
----------	----------	-----

Posición de la resultante:

$x = \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum N} =$	1,898	m
--	-------	---

Verificación del factor de seguridad por deslizamiento

$FS_D = \frac{\sum F_{Rt}}{\sum F_d} =$	1,614	OK
---	-------	----

VERIFICACIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA EN EL SUELO:

Excentricidad respecto a la resultante:

B/6=	0,750	m
$e = \frac{B}{2} - x =$	0,352	OK

Presiones en el terreno:

$\sigma_{max} = \frac{\Sigma N}{L * B} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right) =$	0,79 kg/cm ²	OK
$\sigma_{min} = \frac{\Sigma N}{L * B} \left(1 - \frac{6 * e}{B} \right) =$	0,28 kg/cm ²	OK

ANEXO 9: DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA

Zapata combinada:

	Columna izquierda:	Columna derecha:
Carga muerta:	$DLi := 5.863 \text{ tonnef}$	$DLd := 5.863 \text{ tonnef}$
Carga viva:	$LLi := 16.589 \text{ tonnef}$	$LLd := 16.589 \text{ tonnef}$
Momento X:	$Mxi := 0.0541 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$	$Mxd := 0.0541 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
Momento Y:	$Myi := 11.419 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$	$Myd := 11.419 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
Base columna:	$bci := 40 \text{ cm}$	$bcd := 40 \text{ cm}$
Altura de columna:	$hci := 40 \text{ cm}$	$hcd := 40 \text{ cm}$
Distancia eje a eje:	$D := 2.8 \text{ m}$	
Desplante:	$hf := 2 \text{ m}$	Hormigón: $fc := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Capacidad suelo:	$qa := 36.6 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Fluencia: $fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Desarrollo:

Factor de mayoración:

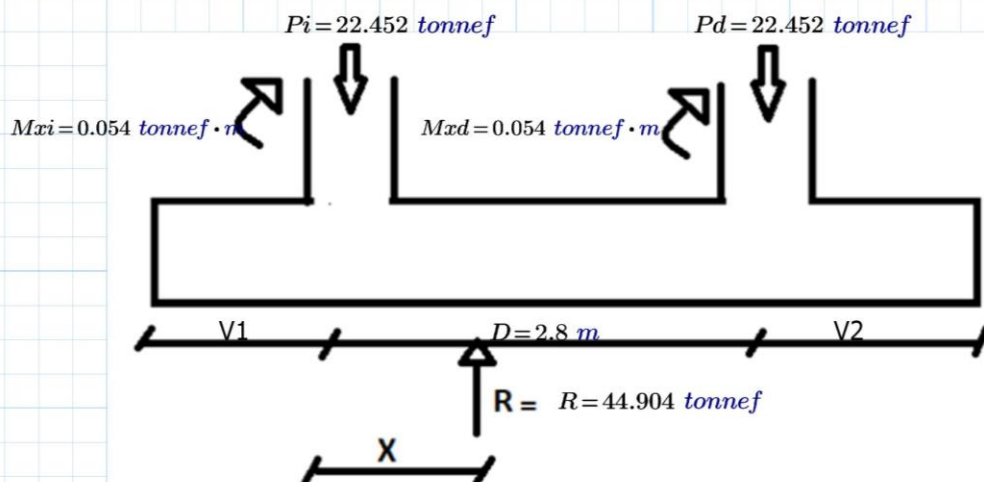
$$FM1 := \frac{1.2 \cdot DLi + 1.6 \cdot LLi}{DLi + LLi} = 1.496 \quad FM2 := \frac{1.2 \cdot DLd + 1.6 \cdot LLd}{DLd + LLd} = 1.496$$

$$FM := \max(FM1, FM2) = 1.496$$

se calcula con la carga de columna mas grande es decir el mas desfavorable

$$\text{Carga axial:} \quad Pi := DLi + LLi = 22.452 \text{ tonnef} \quad Pd := DLd + LLd = 22.452 \text{ tonnef}$$

$$\text{resultante} \quad R := Pi + Pd = 44.904 \text{ tonnef}$$



$$\Sigma MA := 0$$

$$x := \frac{Pd \cdot D + Mxi + Mxd}{R} = 1.402 \text{ m}$$

V1 y V2 son iguales si las columnas son de la misma dimensión caso contrario si deben ser distintas para evitar las excentricidades.

se asume una dimensión para V1 tomando en cuenta que se debe sumar media columna

$$\text{voladoizq} := 0.5 \text{ m}$$

$$V1 := \text{voladoizq} + \frac{bci}{2} = 0.7 \text{ m}$$

Largo de cimentación: $L := (x + V1) \cdot 2 = 4.205 \text{ m}$

$V2 := V1 = 0.7 \text{ m}$ Los volados son iguales debido a que las columnas son iguales

Base de cimentación: $B := \frac{R}{qa \cdot L} = 0.29 \text{ m}$

Área de cimentación: $A := B \cdot L = 1.227 \text{ m}^2$

SUELO:

$$q := \frac{R}{A} = 36.6 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Rev1} := \begin{cases} \text{if } q < qa \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No cumple verificación del suelo"} \end{cases}$$

$$\text{Rev1} = \text{"No cumple verificación del suelo"}$$

Rediseño:

SUBIMOS LA BASE DE LA CIMENTACION

$$B = 0.29 \text{ m}$$

$$B := 1.5 \text{ m}$$

$$q := \frac{R}{B \cdot L} = 7.119 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Rev2} := \begin{cases} \text{if } q < qa \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No cumple verificación del suelo"} \end{cases}$$

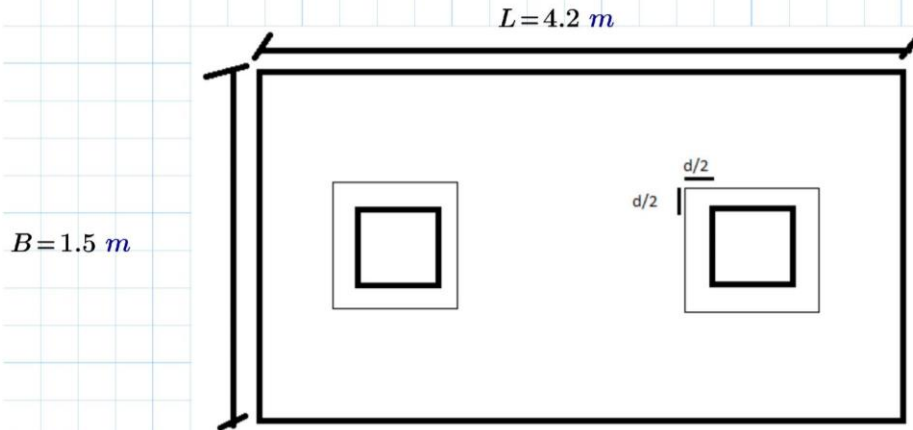
$$\text{Rev2} = \text{"Cumple"}$$

$$qu1 := q \cdot FM = 10.647 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

PARA CHEQUES y VERIFICACIONES

$$qu2 := qu1 \cdot B = 15.971 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

PARA ENCONTRAR M y V



$$vc := 1.06 \cdot \sqrt{fc \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 177.372 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$rec := 0.075 \text{ m}$$

$$d = 0.075 \text{ m}$$

$$H := d + rec = 0.15 \text{ m}$$

$$H := 0.2 \text{ m}$$

$$d := H - rec = 0.125 \text{ m}$$

Verificación:

$$Vu := Pd \cdot FM - ((bcd + d) \cdot (hcd + d)) \quad qu1 = 30.643 \text{ tonnef}$$

$$vu := \frac{Vu}{0.75 \cdot (2 \cdot (bcd + d) + 2 \cdot (hcd + d)) \cdot d} = 155.648 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$Rev3 := \begin{cases} \text{if } vu < vc \\ \quad \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“No cumple aumentar la d”} \end{cases}$$

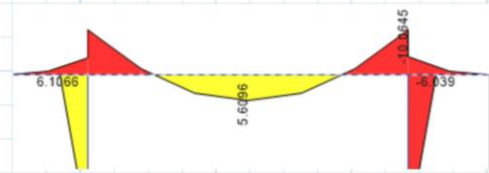
$$Rev3 = \text{“Cumple”}$$

SE GRAFICA EL DIAGRAMA DE MOMENTO Y SE TOMA EL MAYOR

Revision_Flexion

$M_{max} := 10.0645$

$$d1 := 7 \cdot \sqrt{\frac{M_{max}}{B \cdot \frac{1}{m}}} = 14.827$$



$H := d1 \cdot cm + rec = 0.223 \text{ m}$

$H := 0.40 \text{ m}$

$d := H - rec = 0.325 \text{ m}$ Por flexión cambio d

Refuerzo principal:

Momento := 5.6096 tonnef · m

$B = 1.5 \text{ m}$

$d = 0.325 \text{ m}$

$\Phi := 0.9$

$$A_{smin} := \frac{14}{fy \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot B \cdot d = 16.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{scol} := \frac{0.85 \cdot fc \cdot B \cdot d}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Momento}{0.85 \cdot \Phi \cdot fc \cdot B \cdot d^2}} \right) = 4.605 \text{ cm}^2$$

$As := \max(A_{scol}, A_{smin}) = 16.25 \text{ cm}^2$

$sep := 15 \text{ cm}$

$\#varillas := \frac{B - 2 \cdot (rec)}{sep \cdot m} \cdot m = 9$

$\#var := \#varillas + 1 = 10$

$\#var := 10$

$db := 16 \text{ mm}$ en_cm

$Ascalculado := \frac{As}{\#var} = 1.625 \text{ cm}^2$

$\phi := \frac{\pi \cdot (db)^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$

$Ascolocado := \#var \cdot \phi = 20.106 \text{ cm}^2$

if $Ascolocado > As$ = "OK"
 "OK"
 else if $Ascolocado < As$
 "Aumentar acero"

Apoyo_Izquierdo

Momento := 10.0645 tonnef · m

$B = 1.5 \text{ m}$

$d = 0.325 \text{ m}$

$\Phi := 0.9$

$$A_{smin} := \frac{14}{fy \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot B \cdot d = 16.25 \text{ cm}^2$$

$$Ascol := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot B \cdot d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \text{Momento}}{0.85 \cdot \Phi \cdot f_c \cdot B \cdot d^2}} \right) = 8.318 \text{ cm}^2$$

$$As := \max(Ascol, Asmin) = 16.25 \text{ cm}^2$$

$$sep := 15 \text{ cm}$$

$$\#varillas := \frac{B - 2 \cdot (rec)}{sep \cdot m} \cdot m = 9$$

$$\#var := \#varillas + 1 = 10$$

$$\#var := 10$$

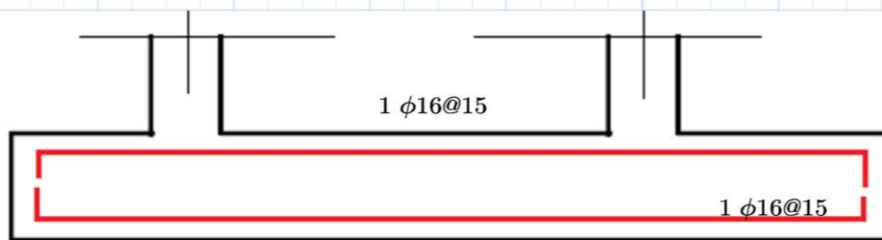
$$db := 16 \text{ mm}$$

$$Ascalculado := \frac{As}{\#var} = 1.625 \text{ cm}^2$$

$$\phi := \frac{\pi \cdot (db)^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$Ascolocado := \#var \cdot \phi = 20.106 \text{ cm}^2$$

if $Ascolocado > As$ = "OK"
 "OK"
 else if $Ascolocado < As$
 "Aumentar acero"

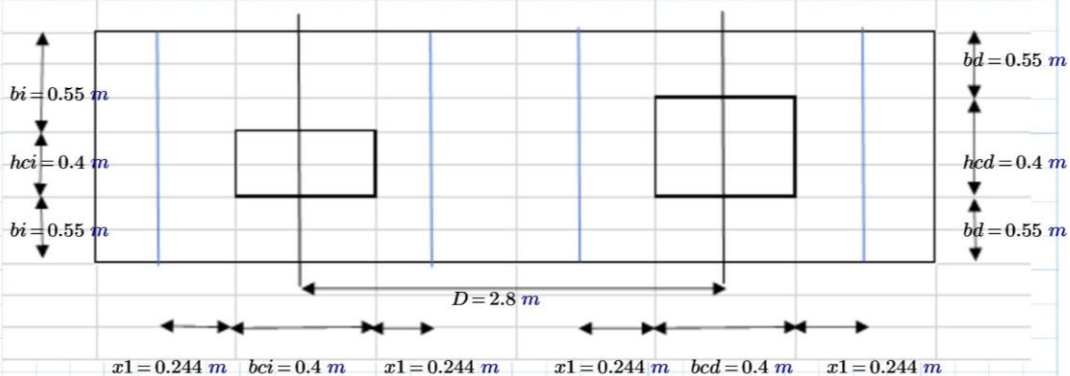


Armado transversal:

$$bi := \frac{B - hci}{2} = 0.55 \text{ m}$$

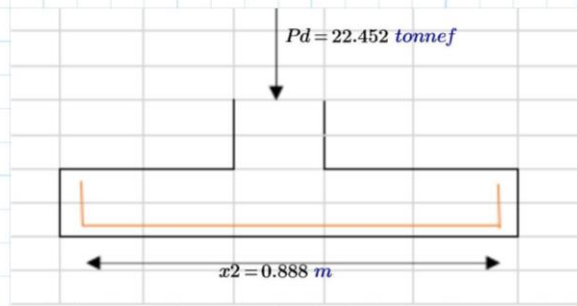
$$bd := \frac{B - hcd}{2} = 0.55 \text{ m}$$

$$x1 := 0.75 \cdot d = 0.244 \text{ m}$$



Columna derecha

$$x2 := 2 \cdot x1 + bcd = 0.888 \text{ m}$$



$$qud := \frac{FM \cdot Pd}{x2 \cdot B} = 25.223 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$Md := \frac{qud \cdot (bd^2)}{2} \cdot 1 \text{ m} = 3.815 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad Mud := Md \cdot \frac{x2}{1 \text{ m}} = 3.386 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$As := 0.85 \cdot \frac{fc}{fy} \cdot bcd \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mud}{0.85 \cdot 0.9 \cdot fc \cdot bcd \cdot d^2}} \right) = 2.81 \text{ cm}^2$$

$$Asmin := \frac{14}{fy \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot x2 \cdot d = 9.615 \text{ cm}^2$$

$$As := \max(Asmin, As) = 9.615 \text{ cm}^2 \quad s := 15 \text{ cm}$$

$$\#v := \frac{x2}{s} + 1 = 6.917 \quad \#v := 7$$

$$A\phi := \frac{As}{\#v} = 1.374 \text{ cm}^2 \quad \phi := 14 \text{ mm}$$

$$Asd := \#v \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right) = 10.776 \text{ cm}^2$$

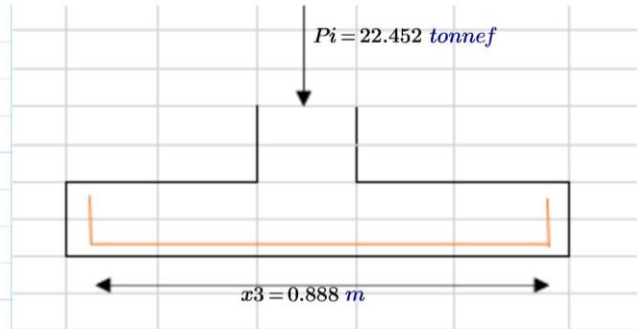
if $Asd > As$ = "OK"
 || "OK"
 else if $Asd < As$
 || "Aumentar acero"



$$x2 = 0.888 \text{ m}$$

Columna izquierda

$$x3 := 2 \cdot x1 + bci = 0.888 \text{ m}$$



$$q_{ui} := \frac{FM \cdot P_i}{x_3 \cdot B} = 25.223 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$M_i := \frac{q_{ui} \cdot (b_i^2)}{2} \cdot 1 \text{ m} = 3.815 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{ui} := M_i \cdot \frac{x_3}{1 \text{ m}} = 3.386 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_s := 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot b_{ci} \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ui}}{0.85 \cdot 0.9 \cdot f_c \cdot b_{ci} \cdot d^2}} \right) = 2.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} := \frac{14}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot x_3 \cdot d = 9.615 \text{ cm}^2$$

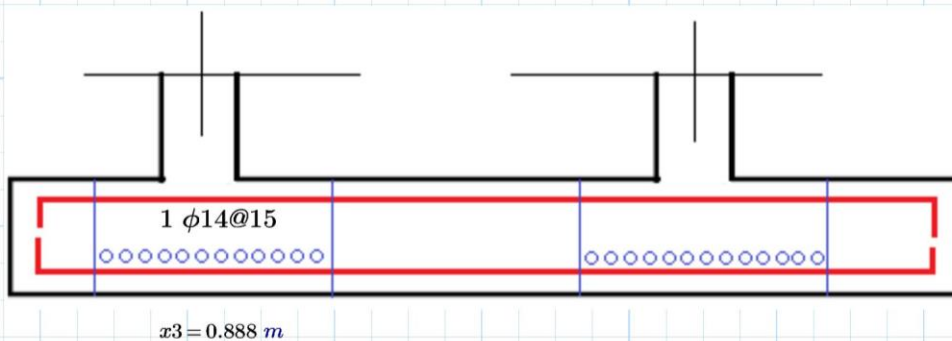
$$A_s := \max(A_{smin}, A_s) = 9.615 \text{ cm}^2 \quad s := 15 \text{ cm}$$

$$\#v := \frac{x_3}{s} + 1 = 6.917 \quad \#v := 7$$

$$A\phi := \frac{A_s}{\#v} = 1.374 \text{ cm}^2 \quad \phi := 14 \text{ mm}$$

$$A_{sd} := \#v \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right) = 10.776 \text{ cm}^2$$

if $A_{sd} > A_s$ = "OK"
 || "OK"
 else if $A_{sd} < A_s$
 || "Aumentar acero"



Acero de Temperatura

$$Asti := \frac{2}{1000} \rightarrow B \cdot H = 12 \text{ cm}^2$$

$$H = 0.4 \text{ m}$$

$$B = 1.5 \text{ m}$$

$$20 \text{ mm} = 0.787 \text{ in}$$

Longitud de Desarrollo

$$Ld := 4.202 \text{ m}$$

$$Sep := 30 \text{ cm}$$

$$\#v := \frac{Ld}{Sep} + 1 = 15.007$$

$$\#v := 16$$

$$A\phi := \frac{Asti}{\#v} = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$\phi := 10 \text{ mm}$$

$$Asd := \#v \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right) = 12.566 \text{ cm}^2$$

As Temperatura

1 $\phi 10 @ 30 \text{ cm}$

```
if Asd > Asti      = "OK"
  || "OK"
else if Asd < Asti
  || "Aumentar acero"
```

ANEXO 10: ANÁLISIS SÍSMICO PARA MUROS, ESTRIBOS. TEORÍA DE MONONOBE OKABE

Análisis sísmico para muros, estribos. Teoría de Mononobe Okabe

Datos (NEC 15, cap. Peligro Sísmico, part 3-pág. 1.

Factor de amplificación <1 suelos blandos
>1 suelos rígidos

$Fa := 1.25$

$Z := 0.3$

$\phi := 36.9^\circ$

Inclinación del muro

$\beta := 0^\circ$

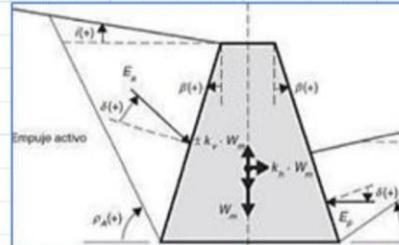
Inclinación del relleno

$i := 0^\circ$

$\delta := 0.5 \cdot \phi = 18.45^\circ$

$kh := 0.6 \cdot Fa \cdot Z = 0.225$

$kv := 0.5 \cdot kh = 0.113$



$$\theta1 := \text{atan}\left(\frac{kh}{1+kv}\right) = 11.434^\circ$$

$$Kad1 := \frac{(1+kv) \cdot (\cos(\phi - \beta - \theta1))^2}{\cos(\theta1) \cdot (\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta1) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta1)}{\cos(\delta + \beta + \theta1) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2} = 0.397$$

$$\theta2 := \text{atan}\left(\frac{kh}{1-kv}\right) = 14.226^\circ$$

$$Kad2 := \frac{(1-kv) \cdot (\cos(\phi - \beta - \theta2))^2}{\cos(\theta2) \cdot (\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta2) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta2)}{\cos(\delta + \beta + \theta2) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2} = 0.356$$

$$Kpd1 := \frac{(1+kv) \cdot (\cos(\phi + \beta - \theta1))^2}{\cos(\theta1) \cdot (\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\delta - \beta + \theta1) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i - \theta1)}{\cos(\delta - \beta + \theta1) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2} = 8.175$$

$$Kpd2 := \frac{(1-kv) \cdot (\cos(\phi + \beta - \theta2))^2}{\cos(\theta2) \cdot (\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\delta - \beta + \theta2) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i - \theta2)}{\cos(\delta - \beta + \theta2) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2} = 6.209$$

ANEXO 11: ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Para el puente colgante:

FORMULARIO					
HOJA 1 de 24					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Colgante, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Limpieza, desbosque y desbroce de la capa vegetal			FECHA :		15/07/2023
DETALLE: Espesor =5cm			UNIDAD:		m2
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,05
SUBTOTAL M					0,05
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	2	4,05	8,1	0,133	1,08
SUBTOTAL N					1,077
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL O					0,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,13
INDIRECTOS %					0,06
UTILIDAD %					0,11
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1,30
VALOR OFERTADO					1,30

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 2 de 24					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Colgante, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Replanteo y nivelación con equipo topográfico			FECHA :		15/07/2023
DETALLE:			UNIDAD:		m2
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,04
Estación Total (equipo topografico)	1	5	5	0,05	0,25
SUBTOTAL M					0,29
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor	0,1	4,55	0,455	0,05	0,02
Topografo	1	4,55	4,55	0,05	0,23
Cadenero	3	4,1	12,3	0,05	0,62
SUBTOTAL N					0,87
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Clavos 75x3.8mm(3x9)	kg	0,01	3,2	0,03	
Estacas para replanteo h=0.30m	UNIDAD	1	0,4	0,4	
SUBTOTAL O				0,43	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			1,59
		INDIRECTOS %			0,08
		UTILIDAD %			0,16
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			1,83
		VALOR OFERTADO			1,83

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 3 de 24

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Colgante, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Excavación en suelo a máquina para macizos de anclaje

FECHA :

15/07/2023

DETALLE:

UNIDAD:

m³

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,07
Retroexcavadora 90HP	1	30	30	0,08	2,40
SUBTOTAL M					2,47

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	
				D=C*R	
Operador de retroexcavadora	1	4,33	4,33	0,08	0,35
Ayudante de maquinaria	1	4,16	4,16	0,08	0,33
Peón	2	4,05	8,1	0,08	0,65
SUBTOTAL N					1,33

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL O				0,00

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		3,79
		INDIRECTOS %		0,19
		UTILIDAD %		0,38
		COSTO TOTAL DEL RUBRO		4,36
		VALOR OFERTADO		4,36

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 4 de 24					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Colgante, Pacayacu, La Maná		
RUBRO: Hormigón ciclopeo [f'c 180kgf/cm2] (60% ILS y 40% P.B) para anclaje			FECHA :		15/07/2023
DETALLE: No incluye encofrado, Ni aditivos, (Fabricado en obra)					UNIDAD: m3
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					1,93
Concretera 1 saco	1	5	5	1,335	6,68
SUBTOTAL M					8,61
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor	1	4,55	4,55	1,335	6,07
Albañil	2	4,1	8,2	1,335	10,95
Peón	4	4,05	16,2	1,335	21,63
SUBTOTAL N					38,65
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Agua	M3	0,084	1	0,08	
Arena	M3	0,6825	18,5	12,63	
Ripio	M3	0,9975	18,5	18,45	
Cemento Portlad	SACO	7,0	8,1	56,70	
Piedra Molon	M3	0,4	13,83	5,53	
SUBTOTAL O					93,40
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					140,65
INDIRECTOS %					7,03
UTILIDAD %					14,07
COSTO TOTAL DEL RUBRO					161,75
VALOR OFERTADO					161,75

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

FORMULARIO					
HOJA 5 de 24					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:		HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA			
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:		Puente Colgante, Pucayacu, La Maná			
RUBRO: Corte figurado y colocación de acero fy = 4200 kgf/cm2			FECHA :		15/07/2023
DETALLE: Incluye descarga del material en la obra				UNIDAD:	KG
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,01
Dobladora de Hierro manual	1	1	1	0,028	0,03
Esmeril electrico	1	1,2	1,2	0,028	0,03
SUBTOTAL M					0,08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro mayor	0,5	4,550	2,275	0,028	0,06
Peón	1,0	4,050	4,050	0,028	0,11
Albañil	1	4,100	4,100	0,028	0,11
SUBTOTAL N					0,29
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2	KG	1,040	1,50	1,56	
Alambre galvanizado N18	KG	0,050	2,200	0,11	
SUBTOTAL O					1,67
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,04
INDIRECTOS %					0,10
UTILIDAD %					0,20
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2,34
VALOR OFERTADO					2,34

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 6 de 24					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Colgante, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Pin o fiador de acero Ø = 50 mm			FECHA : 15/07/2023		
DETALLE: Incluye descarga del material en la obra			UNIDAD: U		
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,01
Esmeril electrico	1	1,2	1,2	0,025	0,03
SUBTOTAL M					0,04
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro mayor	0,1	4,550	0,455	0,025	0,01
Peón	1,0	4,050	4,050	0,025	0,10
Albañil	1	4,100	4,100	0,025	0,10
SUBTOTAL N					0,22
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Pin o Fiador de Acero	UNIDAD	1,040	43,89	45,65	
SUBTOTAL O				45,65	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			45,90
		INDIRECTOS %			2,30
		UTILIDAD %			4,59
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			52,79
		VALOR OFERTADO			52,79

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 7 de 24

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Colgante, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Templador para cable tipo HG-228 Quijada-Quijada 1-1/4"x24"

FECHA :

15/07/2023

DETALLE: Incluye descarga del material en la obra

UNIDAD:

U

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,06
SUBTOTAL M					0,06

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	D=C*R	
Ingeniero Civil	1,0	4,560	4,560	0,055	0,25
Peón	3,0	4,050	12,150	0,055	0,67
Albañil	1	4,100	4,100	0,055	0,23
SUBTOTAL N					1,14

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Templador HG-228 Quijada-Quijada 1-1/4"x24"	UNIDAD	1,000	521,02	521,02
SUBTOTAL O				521,02

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	522,22
	INDIRECTOS %	26,11
	UTILIDAD %	52,22
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	600,56
	VALOR OFERTADO	600,56

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 8 de 24

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Colgante, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Grillete de acero galvanizado para cable Ø 1"

FECHA :

15/07/2023

DETALLE: Incluye descarga del material en la obra

UNIDAD:

U

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					1,27
SUBTOTAL M					1,27

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO
	A	B	C=A*B	D=C*R
Maestro mayor de Obra	1,0	4,550	4,550	9,10
Peón	2,0	4,050	8,100	16,20
SUBTOTAL N				25,30

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Grillete de acero reforzado 1pulg	UNIDAD	1,040	3,51	3,65
SUBTOTAL O				3,65

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	30,22
	INDIRECTOS %	1,51
	UTILIDAD %	3,02
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	34,75
	VALOR OFERTADO	34,75

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 9 de 24					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Colgante, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Guardacables de Ø 1"			FECHA :		15/07/2023
DETALLE: Incluye descarga del material en la obra				UNIDAD:	U
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					1,14
SUBTOTAL M					1,14
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro mayor	1	4,550	4,550	1,800	8,19
Peón	2	4,050	8,100	1,800	14,58
SUBTOTAL N					22,77
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Guardacables de acero para cable 1pulg	UNIDAD	1,000	2,75	2,75	
SUBTOTAL O				2,75	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					26,66
INDIRECTOS %					1,33
UTILIDAD %					2,67
COSTO TOTAL DEL RUBRO					30,66
VALOR OFERTADO					30,66

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 10 de 24

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Colgante, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Excavación en suelo para puente a máquina

FECHA :

15/07/2023

DETALLE:

UNIDAD:

m³

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,07
Retroexcavadora 90 HP	1	30	30	0,08	2,40
SUBTOTAL M					2,47

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	D=C*R	
Operador de retroexcavadora	1	4,33	4,33	0,08	0,35
Ayudante de maquinaria	1	4,16	4,16	0,08	0,33
Peón	2	4,05	8,1	0,08	0,65
SUBTOTAL N					1,33

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL O				0,00

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	3,79
	INDIRECTOS %	0,19
	UTILIDAD %	0,38
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	4,36
	VALOR OFERTADO	4,36

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 11 de 24

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Colgante, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Relleno y compactacion con suelo natural

FECHA :

15/07/2023

DETALLE:

UNIDAD:

m³

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,21
Compactador (vibroapisonador a gasolina)	1	2,125	2,125	0,5	1,06
SUBTOTAL M					1,28

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO
	A	B	C=A*B	D=C*R
Maestro Mayor	0,1	4,55	0,455	0,23
Peón	2	4,05	8,1	4,05
SUBTOTAL N				4,28

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Agua	M3	0,03	1	0,03
Suelo Natural	M3	1,05	2,1	2,21
SUBTOTAL O				2,24

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	7,79
	INDIRECTOS %	0,39
	UTILIDAD %	0,78
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	8,96
	VALOR OFERTADO	8,96

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

FORMULARIO					
HOJA 12 de 24					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Colgante, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Hormigón no estructural de cemento Portland Clase "D" para replantillo [f'c 180 kgf/cm2] (fabricado en obra)			FECHA :	15/07/2023	
DETALLE: No incluye encofrado, Ni aditivos , fabricado en obra				UNIDAD:	m3
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					1,93
Concretera 1 saco	1	5	5	1,335	6,68
SUBTOTAL M					8,61
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor	1	4,55	4,55	1,335	6,07
Albañil	2	4,1	8,2	1,335	10,95
Peón	4	4,05	16,2	1,335	21,63
SUBTOTAL N					38,65
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Agua	M3	0,226	1	0,23	
Arena	M3	0,6825	18,5	12,63	
Ripio	M3	0,9975	18,5	18,45	
Cemento Portland	SACO	7	8,1	54,19	
SUBTOTAL O					85,50
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				132,75	
INDIRECTOS %				6,64	
UTILIDAD %				13,28	
COSTO TOTAL DEL RUBRO				152,66	
VALOR OFERTADO				152,66	

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 13 de 24					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Colgante, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Hormigón estructural de cemento Portland Clase "B" para castillos [f'c 280 kg/cm2]			FECHA :	15/07/2023	
DETALLE: No incluye encofrado, Ni aditivos, Fabricado en obra			UNIDAD:	m3	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					2,20
Vibrador	1	4,3	4,3	1,335	5,74
Concretera 1 saco	1	5	5	1,335	6,68
SUBTOTAL M					14,62
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor	1	4,55	4,55	1,335	6,07
Albañil	2	4,1	8,2	1,335	10,95
Peón	5	4,05	20,25	1,335	27,03
SUBTOTAL N					44,06
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Agua	M3	0,19	1	0,19	
Arena	M3	0,7035	18,5	13,01	
Ripio	M3	0,7035	18,5	13,01	
Cemento Portland	SACO	8,4	8,1	68,04	
SUBTOTAL O					94,26
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					152,93
INDIRECTOS %					7,65
UTILIDAD %					15,29
COSTO TOTAL DEL RUBRO					175,87
VALOR OFERTADO					175,87

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 14 de 24

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Colgante, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Encofrado y desencofrado de madera

FECHA :

15/07/2023

DETALLE:

UNIDAD:

m²

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,29
SUBTOTAL M					0,29

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO
	A	B	C=A*B	D=C*R
Maestro Mayor	0,10	4,550	0,455	0,30
Peón	2,0	4,050	8,100	5,40
SUBTOTAL N				5,71

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Clavos	KG	0,500	0,800	0,40
Puntales de eucalipto (3x0.3m)	UNIDAD	1,000	1,380	1,38
Tablero madera semidura (1.2x0.6 m)	UNIDAD	2,000	4,930	9,86
ALFAJA (5X7 CM)*1.2m	UNIDAD	2,000	1,500	3,00
Alambre galvanizado n18	KG	0,400	2,200	0,88
SUBTOTAL O				15,52

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	21,51
	INDIRECTOS %	1,08
	UTILIDAD %	2,15
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	24,74
	VALOR OFERTADO	24,74

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 15 de 24

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Colgante, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Corte figurado y colocación de acero fy = 4200 kgf/cm2

FECHA :

15/07/2023

DETALLE: Incluye descarga del material en la obra

UNIDAD:

KG

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,01
Dobladora de Hierro manual	1	1	1	0,028	0,03
Esmeril electrico	1	1,2	1,2	0,028	0,03
SUBTOTAL M					0,08

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	D=C*R	
Maestro mayor	0,5	4,550	2,275	0,028	0,06
Peón	1,0	4,050	4,050	0,028	0,11
Albañil	1	4,100	4,100	0,028	0,11
SUBTOTAL N					0,29

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2	KG	1,040	1,50	1,56
Alambre galvanizado N18	KG	0,050	2,200	0,11
SUBTOTAL O				1,67

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	2,04
	INDIRECTOS %	0,10
	UTILIDAD %	0,20
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	2,34
	VALOR OFERTADO	2,34

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 16 de 24

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Colgante, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Enlucido (Mortero (1:3), e=1.5 cm)

FECHA :

15/07/2023

DETALLE: No incluye encofrado, Ni aditivos , fabricado en obra

UNIDAD:

m2

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,31
SUBTOTAL M					0,31

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO
	A	B	C=A*B	D=C*R
Maestro mayor	0,1	4,55	0,455	0,33
Albañil	1	4,1	4,1	2,98
Peón	1	4,05	4,05	2,94
SUBTOTAL N				6,26

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Agua	M3	0,00486	1	0,00
Arena	M3	0,03024	18,5	0,56
Cemento Portland	SACO	1	8,1	8,10
SUBTOTAL O				8,66

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	15,23
	INDIRECTOS %	0,76
	UTILIDAD %	1,52
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	17,52
	VALOR OFERTADO	17,52

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

FORMULARIO					
HOJA 17 de 24					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:		HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA			
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:		Puente Colgante, Pucayacu, La Maná			
RUBRO: Galapagos [incluye 4 Barras Ø 16mm+Grapa]			FECHA :		15/07/2023
DETALLE: Incluye descarga del material en la obra			UNIDAD:		U
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,95
Equipo de Oxiacetileno	1	5	5	1,500	7,50
Grúa de 13 ton. 67HP	0,1	50	5	1,500	7,50
Soldadora electrica 300A	1	2,5	2,5	1,500	3,75
Tractor camion de 440HP	0,1	50	5	1,500	7,50
Esmeril electrico	1	1,2	1,2	1,500	1,80
SUBTOTAL M					29,00
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro mayor	1,0	4,550	4,550	1,50	6,83
Peón	1,0	4,050	4,050	1,50	6,08
Albañil	1,0	4,100	4,100	1,50	6,15
SUBTOTAL N					19,06
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Galapagos rodillo acero para cable 1"	UNIDAD	1,000	10,0	10,00	
Grapa	KG	0,316	1,00	0,32	
Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2	KG	4,640	1,50	6,96	
SUBTOTAL O				17,28	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				65,33
	INDIRECTOS %				3,27
	UTILIDAD %				6,53
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				75,13
	VALOR OFERTADO				75,13

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 18 de 24

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Colgante, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Suministro, fabricación y montaje de Acero estructural
ASTM A-500

FECHA : 15/07/2023

DETALLE: Incluye descarga del material en la obra

UNIDAD: KG

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,06
Equipo de Oxiacetileno	1	5	5	0,055	0,28
Grua de 13 ton. 67HP	0,1	50	5	0,055	0,28
Soldadora electrica 300A	1	2,5	2,5	0,055	0,14
Tractor camion de 440HP	0,1	50	5	0,055	0,28
Esmeril electrico	1	1,2	1,2	0,055	0,07
SUBTOTAL M					1,09

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	D=C*R	
Maestro mayor	0,1	4,550	0,455	0,055	0,03
Operador de Grua	0,1	4,290	0,429	0,055	0,02
Chofer-Otros camiones	0,1	5,950	0,595	0,055	0,03
Maestro soldador especializado	1,0	4,550	4,550	0,055	0,25
Ayudante de maquinaria	0,1	4,160	0,416	0,055	0,02
Peon	3,0	4,050	12,150	0,055	0,67
Albañil	1	4,100	4,100	0,055	0,23
SUBTOTAL N					1,25

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Acero estructural ASTM A-500	kg	1,040	2,30	2,39
Electrodos E7018 d=1/8"	kg	0,020	5,00	0,10
Oxigeno	m3	0,008	4,20	0,03
Acetileno	kg	0,003	11,00	0,03
SUBTOTAL O				2,56

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		4,90
		INDIRECTOS %		0,245
		UTILIDAD %		0,490
		COSTO TOTAL DEL RUBRO		5,632
		VALOR OFERTADO		5,63

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 19 de 24

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Colgante, Pacayacu, La Maná

RUBRO: Pasamanos metálico (barandas tubo estructural 1" e=2mm y Malla de cerramiento) h=1.1m

FECHA :

15/07/2023

DETALLE: Incluye descarga del material en la obra

UNIDAD:

ml

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					1,59
Soldadora electrica 300 A	1	2,5	2,5	1,50	3,75
Amoladora electrica	1	1,2	1,2	1,50	1,80
SUBTOTAL M					7,14

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO
	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro mayor	1,0	4,55	1,50	6,83
Maestro soldador especializado	1,0	4,55	1,50	6,83
Peón	3,0	4,05	1,50	18,23
SUBTOTAL N				31,88

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Perfil tubular tipo HSS redondo 2" 3mm	ml	1,100	3,02	3,32
Perfil tubular tipo HSS redondo 1" 2mm	ml	2,000	3,02	6,04
Union HG 1" e=2mm	U	1,000	2,00	2,00
Electrodos E7018 d=1/8"	kg	0,020	5,00	0,10
Malla de cerramiento 50/12/100	ml	1,000	3,89	3,89
Otros (Lijas-guaypes,etc.)	glb	0,100	0,50	0,05
SUBTOTAL O				15,40

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	54,42
	INDIRECTOS %	2,72
	UTILIDAD %	5,44
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	62,58
	VALOR OFERTADO	62,58

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

FORMULARIO					
HOJA 20 de 24					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Colgante, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Plancha Tool Antideslizante Corrugado e=6mm (soldada)(ASTM A-36)			FECHA :		15/07/2023
DETALLE: incluye descarga del material en la obra				UNIDAD: m2	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,06
Equipo de Oxiacetileno	1	5	5	0,055	0,28
Grúa de 13 ton. 67HP	0,1	50	5	0,055	0,28
Soldadora eléctrica 300A	1	2,5	2,5	0,055	0,14
Tractor camión de 440HP	0,1	50	5	0,055	0,28
Esmeril eléctrico	1	1,2	1,2	0,055	0,07
SUBTOTAL M					1,09
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro mayor	0,1	4,550	0,455	0,055	0,03
Operador de Grúa	0,1	4,290	0,429	0,055	0,02
Chofer: Otros camiones	0,1	5,950	0,595	0,055	0,03
Maestro soldador especializado	1,0	4,550	4,550	0,055	0,25
Ayudante de maquinaria	0,1	4,160	0,416	0,055	0,02
Peón	3,0	4,050	12,150	0,055	0,67
Albañil	1	4,100	4,100	0,055	0,23
SUBTOTAL N					1,25
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Tool negro antideslizante (1.22X2.44)m e=6mm	m2	0,335	165,00	55,28	
Electrodos E7018 d=1/8"	kg	2,858	5,00	14,29	
Oxígeno	m3	1,143	4,20	4,80	
Acetileno	kg	0,429	11,00	4,72	
SUBTOTAL O					79,08
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					81,42
INDIRECTOS %					4,07
UTILIDAD %					8,14
COSTO TOTAL DEL RUBRO					93,63
VALOR OFERTADO					93,63

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

FORMULARIO					
HOJA 21 de 24					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Colgante, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Suministro, montaje de cable Tipo BOA 6X19 Ø 1", 46.9 Ton, grado 180-200 kgf/mm2			FECHA : 15/07/2023		
DETALLE: Incluye descarga del material en la obra			UNIDAD: KG		
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,83
Grúa de 13 ton. 67HP	0,1	50	5	0,750	3,75
Tractor camion de 440HP	0,1	50	5	0,750	3,75
Esmeril electrico	1	1,2	1,2	0,750	0,90
SUBTOTAL M					9,23
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Ingeniero Civil	1,0	4,560	4,560	0,750	3,42
Operador de Grúa	1,0	4,290	4,290	0,750	3,22
Chofer:Otros camiones	0,1	5,950	0,595	0,750	0,45
Ayudante de maquinaria	0,1	4,160	0,416	0,750	0,31
Peón	3,0	4,050	12,150	0,750	9,11
SUBTOTAL N					16,51
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Cable Tipo BOA 6X19 Ø 1"	kg	1,040	1,45	1,51	
SUBTOTAL O					1,51
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					27,25
INDIRECTOS %					1,36
UTILIDAD %					2,72
COSTO TOTAL DEL RUBRO					31,33
VALOR OFERTADO					31,33

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

FORMULARIO					
HOJA 22 de 24					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Colgante, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Fabricación de candados con platina y horquilla			FECHA :		15/07/2023
DETALLE: Incluye descarga del material en la obra				UNIDAD: U	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,35
SUBTOTAL M					0,35
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro mayor	0,1	4,550	0,455	0,550	0,25
Peón	2,0	4,050	8,100	0,550	4,46
Albañil	1	4,100	4,100	0,550	2,26
SUBTOTAL N					6,96
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Platina 2" 1/4	UNIDAD	1,000	4,00	4,00	
Horquilla 5x15cm	UNIDAD	1,000	2,00	2,00	
Candado para pendola con perno	UNIDAD	1,000	5,00	5,00	
SUBTOTAL O					11,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			18,31
		INDIRECTOS %			0,92
		UTILIDAD %			1,83
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			21,05
		VALOR OFERTADO			21,05

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

FORMULARIO					
HOJA 23 de 24					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:		HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA			
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:		Puente Colgante, Pucayacu, La Maná			
RUBRO: Suministro, fabricación y montaje de pendola, Ø 18mm incluye tornillo, arandela y tuerca			FECHA :		15/07/2023
DETALLE: Incluye descarga del material en la obra				UNIDAD:	KG
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					1,14
Equipo de Oxiacetileno	1	5	5	1,000	5,00
Grúa de 13 ton. 67HP	0,1	50	5	1,000	5,00
Soldadora electrica 300A	1	2,5	2,5	1,000	2,50
Tractor camion de 440HP	0,1	50	5	1,000	5,00
Esmeril electrico	1	1,2	1,2	1,000	1,20
SUBTOTAL M					19,84
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Ingeniero civil	1,0	4,560	4,560	1,000	4,56
Operador de Grúa	0,1	4,290	0,429	1,000	0,43
Chofer:Otros camiones	0,1	5,950	0,595	1,000	0,60
Maestro soldador especializado	1,0	4,550	4,550	1,000	4,55
Ayudante de maquinaria	0,1	4,160	0,416	1,000	0,42
Peón	3,0	4,050	12,150	1,000	12,15
SUBTOTAL N					22,70
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Acero estructural ASTM A-572	kg	1,040	1,83	1,90	
Electrodos E7018 d=1/8"	kg	0,020	5,00	0,10	
Oxigeno	m3	0,008	4,20	0,03	
Acetileno	kg	0,003	11,00	0,03	
Tornillo	kg	0,550	1,83	1,01	
Arandela 2pulg	UNIDAD	1,000	0,500	0,50	
Tuerca	UNIDAD	1,000	0,500	0,50	
SUBTOTAL O					4,08
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					46,61
INDIRECTOS %					2,33
UTILIDAD %					4,66
COSTO TOTAL DEL RUBRO					53,60
VALOR OFERTADO					53,60

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

FORMULARIO					
HOJA 24 de 24					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:		HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA			
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:		Puente Colgante, Pucayacu, La Maná			
RUBRO: Pintura anticorrosiva para acero estructural		FECHA :		15/07/2023	
DETALLE:		UNIDAD:		gl	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,05
Equipo de pintura (Compresor 2HP-Sopl)	1	5	5	0,055	0,28
SUBTOTAL M					0,32
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro mayor	0,1	4,550	0,455	0,055	0,03
Peón	3,0	4,050	12,150	0,055	0,67
Albañil	1	4,100	4,100	0,055	0,23
SUBTOTAL N					0,92
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Pintura esmalte normal	GL	0,020	18,00	0,36	
Anticorrosivo cromato zinc	GL	0,020	16,00	0,32	
Thinner comercial diluyente	GL	0,030	8,90	0,27	
SUBTOTAL O					0,95
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				2,19	
INDIRECTOS %				0,11	
UTILIDAD %				0,22	
COSTO TOTAL DEL RUBRO				2,51	
VALOR OFERTADO				2,51	

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

Para el puente tipo viga:

HOJA 1 de 15					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Limpieza, desbosque y desbroce de la capa vegetal			FECHA :		15/07/2023
DETALLE: Espesor=5cm			UNIDAD:		m2
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,05
SUBTOTAL M					0,05
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	2	4,05	8,1	0,133	1,08
SUBTOTAL N					1,08
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL O					0,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,13
INDIRECTOS %					0,06
UTILIDAD %					0,11
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1,30
VALOR OFERTADO					1,30

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 2 de 15					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Replanteo y nivelación con equipo topográfico			FECHA :		15/07/2023
DETALLE:					UNIDAD: m2
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,04
Estación Total (equipo topográfico)	1	5	5	0,05	0,25
SUBTOTAL M					0,29
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor	0,1	4,55	0,455	0,05	0,02
Topografo	1	4,55	4,55	0,05	0,23
Cadenero	3	4,1	12,3	0,05	0,62
SUBTOTAL N					0,87
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Clavos 75x3.8mm(3x9)	kg	0,01	3,2	0,03	
Estacas para replanteo h=0.30m	UNIDAD	1	0,4	0,40	
SUBTOTAL O					0,43
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,59
INDIRECTOS %					0,08
UTILIDAD %					0,16
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1,83
VALOR OFERTADO					1,83

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 3 de 15					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Excavación en suelo para puente a máquina			FECHA :		15/07/2023
DETALLE:				UNIDAD:	m3
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,07
Retroexcavadora 90HP	1	30	30	0,08	2,4
SUBTOTAL M					2,47
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Operador de retroexcavadora	1	4,33	4,33	0,08	0,35
Ayudante de maquinaria	1	4,16	4,16	0,08	0,33
Peón	2	4,05	8,1	0,08	0,65
SUBTOTAL N					1,33
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL O					0,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				3,79
	INDIRECTOS %				0,19
	UTILIDAD %				0,38
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				4,36
	VALOR OFERTADO				4,36

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 4 de 15

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Relleno y compactacion con suelo natural

FECHA :

15/07/2023

DETALLE:

UNIDAD:

m³

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,21
Compactador (vibroapisonador a gasolina)	1	2,125	2,125	0,5	1,06
SUBTOTAL M					1,28

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO
	A	B	C=A*B	D=C*R
Maestro Mayor	0,1	4,55	0,455	0,23
Peón	2	4,05	8,1	4,05
SUBTOTAL N				4,28

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Agua	M3	0,03	1	0,03
Suelo Natural	M3	1,05	2,1	2,21
SUBTOTAL O				2,24

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	7,79
	INDIRECTOS %	0,39
	UTILIDAD %	0,78
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	8,96
	VALOR OFERTADO	8,96

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 5 de 15

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Hormigón no estructural de cemento Portland Clase "D"
para replantillo [f'c 140 kgf/cm2]

FECHA :

15/07/2023

DETALLE: No incluye encofrado, Ni aditivos , fabricado en obra

UNIDAD:

m3

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					1,12
Concretera 1 saco	1	5	5	1,335	6,68
SUBTOTAL M					7,79

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	D=C*R	
Maestro Mayor	1	4,55	4,55	1,335	6,07
Albañil	1	4,1	4,1	1,335	5,47
Peón	2	4,05	8,1	1,335	10,81
SUBTOTAL N					22,36

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Agua	M3	0,135	1	0,14
Arena	M3	0,55	18,5	10,18
Ripio	M3	0,92	18,5	17,02
Cemento Portland	SACO	4,6	8,1	37,26
SUBTOTAL O				64,59

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	94,74
	INDIRECTOS %	4,74
	UTILIDAD %	9,47
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	108,96
	VALOR OFERTADO	108,96

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 6 de 15					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Hormigón ciclopeo [f'c 180kgf/cm2] (60% H.S y 40% P.B) para estribos			FECHA :		15/07/2023
DETALLE: No incluye encofrado, Ni aditivos, (Fabricado en obra)				UNIDAD: m3	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					1,93
Concretera 1 saco	1	5	5	1,335	6,68
SUBTOTAL M					8,61
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor	1	4,55	4,55	1,335	6,07
Albañil	2	4,1	8,2	1,335	10,95
Peón	4	4,05	16,2	1,335	21,63
SUBTOTAL N					38,65
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Agua	M3	0,084	1	0,08	
Arena	M3	0,6825	18,5	12,63	
Ripio	M3	0,9975	18,5	18,45	
Cemento Portlad	SACO	7,0	8,1	56,70	
Piedra Molon	M3	0,4	13,83	5,53	
SUBTOTAL O					93,40
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					140,65
INDIRECTOS %					7,03
UTILIDAD %					14,07
COSTO TOTAL DEL RUBRO					161,75
VALOR OFERTADO					161,75

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

FORMULARIO					
HOJA 7 de 15					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:		HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA			
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:		Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná			
RUBRO: Encofrado y desencofrado de madera		FECHA :		15/07/2023	
DETALLE:				UNIDAD: m ²	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,29
SUBTOTAL M					0,29
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor	0,10	4,550	0,455	0,667	0,30
Peón	2,0	4,050	8,100	0,667	5,40
SUBTOTAL N					5,71
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Clavos	KG	0,500	0,800	0,40	
Puntales de eucalipto (3x0.3m)	UNIDAD	0,500	1,380	0,69	
Tablero madera semidura (1.2x0.6 m)	UNIDAD	1,400	4,930	6,90	
ALFAJIA (5X7 CM)*1.2m	UNIDAD	1,000	1,500	1,50	
Alambre galvanizado n18	KG	0,400	2,200	0,88	
SUBTOTAL O					10,37
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					16,36
INDIRECTOS %					0,82
UTILIDAD %					1,64
COSTO TOTAL DEL RUBRO					18,82
VALOR OFERTADO					18,82

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 8 de 15					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Tubería de PVC 2 pulg para drenaje de muro			FECHA :		15/07/2023
DETALLE:				UNIDAD:	ml
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,15
SUBTOTAL M					0,15
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor	0,25	4,55	1,1375	0,333	0,38
Peón	2	4,05	8,1	0,333	2,70
SUBTOTAL N					3,08
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Tuberia pvc 2plg x 3m	ml	0,33	3,8	1,25	
SUBTOTAL O					1,25
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					4,48
INDIRECTOS %					0,22
UTILIDAD %					0,45
COSTO TOTAL DEL RUBRO					5,16
VALOR OFERTADO					5,16

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 9 de 15					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Placas de neopreno tipo Stup dureza shore 60, [20x20x28]			FECHA :		15/07/2023
DETALLE:					UNIDAD: U
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COST O
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,63
SUBTOTAL M					0,63
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COST O	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor	0,1	4,55	0,455	1	0,46
Albañil	1	4,1	4,1	1	4,10
Peón	2	4,05	8,1	1	8,10
SUBTOTAL N					12,66
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COST O	
		A	B	C=A*B	
Placas de neopreno tipo Stup dureza shore 60, (20x20x2.8)cm	UNIDAD	1	156		156
SUBTOTAL O					156,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COST O	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					169,29
INDIRECTOS %					8,46
UTILIDAD %					16,93
COSTO TOTAL DEL RUBRO					194,68
VALOR OFERTADO					194,68

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 10 de 15

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Suministro, fabricación y montaje de Acero estructural ASTM A-36

FECHA :

15/07/2023

DETALLE: Incluye descarga del material en la obra

UNIDAD:

KG

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,04
Equipo de Oxiacetileno	1	5	5	0,0345	0,17
Grúa de 13 ton. 67HP	0,1	50	5	0,0345	0,17
Soldadora electrica 300A	1	2,5	2,5	0,0345	0,09
Tractor camion de 440HP	0,1	50	5	0,0345	0,17
Esmeril electrico	1	1,2	1,2	0,0345	0,04
SUBTOTAL M					0,68

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	B	C=A*B	R	D=C*R	
Maestro mayor	0,1	4,550	0,455	0,0345	0,02
Operador de Grúa	0,1	4,290	0,429	0,0345	0,01
Chofer.Otros camiones	0,1	5,950	0,595	0,0345	0,02
Maestro soldador especializado	1,0	4,550	4,550	0,0345	0,16
Ayudante de maquinaria	0,1	4,160	0,416	0,0345	0,01
Peón	3,0	4,050	12,150	0,0345	0,42
Albañil	1	4,100	4,100	0,0345	0,14
SUBTOTAL N					0,78

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Acero estructural ASTM A-36	kg	1,020	1,50	1,53
Electrodos E7018 d=1/8"	kg	0,020	5,00	0,10
Oxigeno	m3	0,008	4,20	0,03
Acetileno	kg	0,003	11,00	0,03
SUBTOTAL O				1,70

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	3,16
	INDIRECTOS %	0,16
	UTILIDAD %	0,32
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	3,64
	VALOR OFERTADO	3,64

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

FORMULARIO					
HOJA 11 de 15					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Pasamanos metálico (postes tubo estructural 2" e=1.5mm y barandas tubo estructural 1.5" e=3mm) h=1.1m (incluye pintura y placa de anclaje)			FECHA :	15/07/2023	
DETALLE: Incluye descarga del material en la obra			UNIDAD:	KG	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					1,29
Soldadora electrica 300A	1	2,5	2,5	1,50	3,75
Amoladora electrica	1	1,2	1,2	1,50	1,80
SUBTOTAL M					6,84
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro mayor	1,0	4,55	4,550	1,50	6,83
Maestro soldador especializado	1,0	4,55	4,550	1,50	6,83
Peón	2,0	4,05	8,100	1,50	12,15
SUBTOTAL N					25,80
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Acero estructural ASTM A-36	kg	0,529	1,50	0,79	
Perfil tubular tipo HSS redondo 2"	ml	1,100	4,18	4,59	
Perfil tubular tipo HSS redondo 1 1/2"	ml	4,000	3,02	12,08	
Electrodos E7018 d=1/8"	kg	0,020	5,00	0,10	
Fondo Primer	gl	0,080	23,00	1,84	
Pintura esmalte normal	gl	0,080	18,00	1,44	
Otros (Lijas-guaypes,etc.)	glb	0,100	0,50	0,05	
SUBTOTAL O					20,90
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					53,54
INDIRECTOS %					2,68
UTILIDAD %					5,35
COSTO TOTAL DEL RUBRO					61,57
VALOR OFERTADO					61,57

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

FORMULARIO					
HOJA 12 de 15					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL OFERENTE:			HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA		
CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:			Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná		
RUBRO: Plancha Tool Antideslizante Corrugado e=6mm (soldada)(ASTM A-36)			FECHA :		15/07/2023
DETALLE: Incluye descarga del material en la obra				UNIDAD:	m2
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,06
Equipo de Oxiacetileno	1	5	5	0,055	0,28
Grúa de 13 ton. 67HP	0,1	50	5	0,055	0,28
Soldadora eléctrica 300A	1	2,5	2,5	0,055	0,14
Tractor camion de 440HP	0,1	50	5	0,055	0,28
Esmeril eléctrico	1	1,2	1,2	0,055	0,07
SUBTOTAL M					1,09
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro mayor	0,1	4,550	0,455	0,055	0,03
Operador de Grúa	0,1	4,290	0,429	0,055	0,02
Chofer:Otros camiones	0,1	5,950	0,595	0,055	0,03
Maestro soldador especializado	1,0	4,550	4,550	0,055	0,25
Ayudante de maquinaria	0,1	4,160	0,416	0,055	0,02
Peon	3,0	4,050	12,150	0,055	0,67
Albañil	1	4,100	4,100	0,055	0,23
SUBTOTAL N					1,25
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Tool negro antideslizante (1.22X2.44)m e=6mm	m2	0,335	165,00	55,28	
Electrodos E7018 d=1/8"	kg	2,858	5,00	14,29	
Oxigeno	m3	1,143	4,20	4,80	
Acetileno	kg	0,429	11,00	4,72	
SUBTOTAL O					79,08
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					81,42
INDIRECTOS %					4,07
UTILIDAD %					8,14
COSTO TOTAL DEL RUBRO					93,63
VALOR OFERTADO					93,63

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 13 de 15

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Junta JNA-50

FECHA :

15/07/2023

DETALLE:

UNIDAD:

U

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					1,90
SUBTOTAL M					1,90

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO
	A	B	C=A*B	D=C*R
Maestro Mayor	0,1	4,55	0,455	1,37
Albañil	1	4,1	4,1	12,30
Peón	2	4,05	8,1	24,30
SUBTOTAL N				37,9

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Junta JNA-50	ml	1,00	67,0	67,00
Nivelante groud	kg	0,60	3,0	1,80
Tuercas y esparragos	UNIDAD	6,00	1,2	7,20
Adhesivo epoxico	kg	0,01	8,0	0,08
SUBTOTAL O				76,08

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	115,94
	INDIRECTOS %	5,80
	UTILIDAD %	11,59
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	133,33
	VALOR OFERTADO	133,33

19

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 14 de 15

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Hormigón ciclopeo [f'c 180kgf/cm2] (60% H.S y 40% P.B)
para muro

FECHA :

15/07/2023

DETALLE: No incluye encofrado, Ni aditivos, (Fabricado en obra)

UNIDAD:

m3

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					1,93
Concretera 1 saco	1	5	5	1,335	6,68
SUBTOTAL M					8,61

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	D=C*R	
Maestro Mayor	1	4,55	4,55	1,335	6,07
Albañil	2	4,1	8,2	1,335	10,95
Peón	4	4,05	16,2	1,335	21,63
SUBTOTAL N					38,65

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Agua	M3	0,084	1	0,08
Arena	M3	0,6825	18,5	12,63
Ripio	M3	0,9975	18,5	18,45
Cemento Portlad	SACO	7,0	8,1	56,70
Piedra Molon	M3	0,4	13,83	5,53
SUBTOTAL O				93,40

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	140,65
	INDIRECTOS %	7,03
	UTILIDAD %	14,07
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	161,75
	VALOR OFERTADO	161,75

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.

HOJA 15 de 15

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL OFERENTE:

HOLGER ADRIAN LOMBEIDA CUENCA

CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO:

Puente Tipo Viga de Acero, Pucayacu, La Maná

RUBRO: Pintura anticorrosiva para acero estructural

FECHA : 15/07/2023

DETALLE:

UNIDAD: gl

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% M.D.O)					0,05
Equipo de pintura (Compresor 2HP-Sopl)	1	5	5	0,055	0,28
SUBTOTAL M					0,32

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO horas - hombre	COSTO	
	A	B	C=A*B	D=C*R	
Maestro mayor	0,1	4,550	0,455	0,055	0,03
Peón	3,0	4,050	12,150	0,055	0,67
Albañil	1	4,100	4,100	0,055	0,23
SUBTOTAL N					0,92

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Pintura esmalte normal	GL	0,020	18,00	0,36
Anticorrosivo cromato zinc	GL	0,020	16,00	0,32
Thinner comercial diluyente	GL	0,030	8,90	0,27
SUBTOTAL O				0,95

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	2,19
	INDIRECTOS %	0,11
	UTILIDAD %	0,22
	COSTO TOTAL DEL RUBRO	2,51
	VALOR OFERTADO	2,51

ESTE PRECIO NO INCLUYEN IVA.