

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO TIPO CAJÓN DEL
PUENTE COLINE, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA
FRANJA FINITA”**

TESIS

PRESENTADA POR:

WIDMER EVER COTRADO ARO

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2018

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO TIPO CAJÓN DEL PUENTE
COLINE, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FRANJA FINITA**

**TESIS PRESENTADA POR:
WIDMER EVER COTRADO ARO**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**



APROBADA POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE : 
Ing. RAÚL FERNANDO ECHEGARAY CHAMBI

PRIMER MIEMBRO : 
Dr. VLADIMIRO IBÁÑEZ QUISPE

SEGUNDO MIEMBRO : 
Ing. SAMUEL LAURA HUANCA

DIRECTOR DE TESIS : 
Ms. JAIME MEDINA LEIVA

TEMA: Diseño estructural del puente Coline, mediante el método de la franja finita.

ÁREA: Estructuras.

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: Análisis y diseño estructural.

FECHA DE SUSTENTACION: 28 DE SETIEMBRE DEL 2018

DEDICATORIA

A Dios por permitirme realizar este trabajo de investigación.

A mis padres y hermano por su apoyo incondicional, todo este tiempo.

Widmer Ever Cotrado Aro

AGRADECIMIENTO

- Mi profunda gratitud a la Universidad Nacional del Altiplano, a la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, en especial a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, a cada uno de los docentes que contribuyeron a mi formación profesional.
- Agradezco a los Jurados del presente trabajo de investigación al Presidente Ing. Raúl Fernando Echegaray Chambi, Primer miembro Dr. Vladimiro Ibañez Quispe, Segundo miembro Ing. Samuel Laura Huanca, por haber conducido de la mejor manera con sus observaciones.
- De manera especial a mi Director de Tesis Ing. Jaime Medina Leiva, por su apoyo constante en el desarrollo del presente trabajo de investigación.

Widmer Ever Cotrado Aro

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS.....	9
ÍNDICE DE TABLAS.....	15
ÍNDICE DE ACRÓNIMOS	18
RESUMEN.....	19
ABSTRACT	20
CAPÍTULO I.....	1
INTRODUCCIÓN.....	21
1.1 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO	21
1.2 HIPÓTESIS DEL PROYECTO.....	22
1.3 OBJETIVO GENERAL.....	22
1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	22
CAPÍTULO II.....	23
REVISIÓN DE LITERATURA.....	23
2.1 ANTECEDENTES	23
2.2 BASES TEÓRICAS – CONCEPTUALES	28
2.2.1 Definición de puentes.....	28
2.2.2 Partes de la estructura de un puente	29
2.3 CARGAS PARA PUENTES	34
2.3.1 Modelo de cargas para puentes	34
2.4 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA	36

2.5 DENOMINACIÓN DE LAS CARGAS.....	38
2.5.1 Cargas permanentes	38
2.5.2 Cargas transitorias.....	38
2.6 LÍNEAS DE INFLUENCIA	41
2.6.1 Línea de influencia del momento flector en la sección 104.....	43
2.6.2 Línea de influencia del momento flector en la sección 200.....	46
CAPÍTULO III.....	50
MATERIALES Y MÉTODOS.....	50
3.1 MÉTODO DE LA FRANJA FINITA.....	50
3.1.1 Introducción	50
3.1.2 Análisis de placas por el MFF.....	51
3.1.3 Análisis de elementos de tensión planos.....	62
3.1.4 Análisis de estructuras compuestas.....	67
3.1.5 Análisis de placas con soportes intermedio	70
3.1.6 Ventajas del MFF.....	72
3.1.7 Desventajas del MFF	72
3.2 ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA.....	73
3.2.1 Generalidades del proyecto	73
3.2.2 Estudios topográficos.....	76
3.2.3 Estudio geológico del puente coline	80
3.2.4 Estudio geotécnicos.....	85
3.2.5 Estudio de tráfico del puente coline	93
3.2.6 Estudio hidrológico – hidráulico del puente coline	98
3.2.7 Análisis estructural del puente tipo cajón	119

3.2.8 Diseño estructural del puente tipo cajón para el estado límite de resistencia I	189
3.2.9 Diseño del estribo de concreto armado	238
3.2.10 Diseño de pilar de concreto armado.....	264
3.2.11 Análisis sísmico del puente coline	295
3.2.12 Análisis estructural del puente tipo cajón en CSI BRIDGE	310
CAPÍTULO IV	332
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	332
CAPÍTULO V.....	339
CONCLUSIONES.....	339
CAPÍTULO VI	341
RECOMENDACIONES.....	341
CAPÍTULO VII.....	342
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	342

ANEXOS 345

- ANEXO 1. Ensayo con DPL y perfil estratigráfico N° 01.
- ANEXO 2. Ensayo con DPL y perfil estratigráfico N° 02.
- ANEXO 3. Ensayo de contenido de humedad.
- ANEXO 4. Ensayo límites de consistencia N° 01.
- ANEXO 5. Ensayo límites de consistencia N° 02.
- ANEXO 6. Analisis granulométrico por tamizado N° 01.
- ANEXO 7. Analisis granulométrico por tamizado N° 02.
- ANEXO 8. Analisis granulométrico por tamizado N° 03.
- ANEXO 9. Panel fotográfico.
- ANEXO 10. Plano de ubicación y topografía.
- ANEXO 11. Plano de estructura - Corte longitudinal y planta E-01.
- ANEXO 12. Plano de estructura - Armadura de estribo y pilar E-02.
- ANEXO 13. Plano de estructura - Refuerzo inferior de vigas principales E-03.
- ANEXO 14. Plano de estructura - Refuerzo superior de vigas principales E-04.
- ANEXO 15. Plano de estructura - Armado de losa superior e inferior E-05.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Partes de la estructura de un puente.	29
Figura 2: Puente de sección cajón.....	30
Figura 3: Tipos de estribos.....	31
Figura 4: Tipos de pilares.....	32
Figura 5: Elección del puente según su abertura.....	33
Figura 6: Camión HL-93, camión tándem y carril de diseño.....	35
Figura 7: Líneas de influencia de viga de dos tramos iguales.	42
Figura 8: Línea de influencia en la sección 104.....	43
Figura 9: Flexión liberada en el punto D.	43
Figura 10: Rótula situada en el punto D y carga unitaria en P.....	44
Figura 11: Reacciones en los apoyos.	44
Figura 12: Reacciones de la viga conjugada.....	45
Figura 13: Línea de influencia del momento flector en la sección 104 - Momento Positivo.	46
Figura 14: Línea de influencia en la sección 200.....	46
Figura 15: Flexión liberada en el punto B.....	47
Figura 16: Rótula situada en el apoyo B y carga unitaria en P.	47
Figura 17: Dos pares unitarios en B.....	48
Figura 18: Reacciones de la viga conjugada.....	48
Figura 19: Línea de influencia del momento flector en la sección 200 - Momento Negativo.	49
Figura 20: Estructuras prismáticas de sección geométrica constante.	50
Figura 21: Placa delgada simplemente apoyada.	51
Figura 22: Representación de la Línea Nodal y de la franja finita.	52
Figura 23: Deflexión y giro de la franja finita.	52
Figura 24: Carga puntual.....	58
Figura 25: Carga distribuida.	59
Figura 26: Placa dividida en N franjas finitas.....	60
Figura 27: Ensamblaje de franjas finitas en una matriz.	60
Figura 28: Momento en franjas finitas adyacentes.	61
Figura 29: Elemento de tensión plana.....	63
Figura 30: Puente tipo cajón.	67
Figura 31: Discretización en franjas finitas del puente tipo cajón.....	67
Figura 32: Desplazamientos y fuerzas en coordenadas locales.	69
Figura 33: Desplazamientos y fuerzas en coordenadas globales.	69
Figura 34: Forma gráfica del método de la flexibilidad.....	71
Figura 35: Fotografía satelital de la comunidad campesina de Coline.	74
Figura 36: Río Coline, lugar proyectado para el diseño del puente tipo cajón.....	74
Figura 37: Fotografía satelital de la ubicación del proyecto del puente tipo cajón.	75
Figura 38: Localización de Bench Mark en Cabanillas.	79
Figura 39: Levantamiento Topográfico con estación total.	79
Figura 40: Vista del río Coline aguas arriba donde se ubica el proyecto del puente Coline.	81
Figura 41: Vista del río Coline aguas abajo donde se ubica el proyecto del puente Coline.	81
Figura 42: Mapa Geológico, sector del puente Coline.....	82

Figura 43: Material rocoso predominante en el río Coline.	87
Figura 44: Ubicación de la estación de conteo vehicular.....	94
Figura 45: Ubicación de la estación meteorológica cruceo alto.	99
Figura 46: Ubicación de las Cuencas.....	100
Figura 47: Subcuenca Coline.	100
Figura 48: Cuenca Hidrográfica Coline.....	101
Figura 49: Curva Hipsométrica.....	104
Figura 50: Curvas IDF modelo Dick Peschke Estación Alto Crucero.....	114
Figura 51: Resultados de la modelación en HEC-HMS para un periodo de retorno de 25 años.....	115
Figura 52: Hietograma e Hidrograma para un periodo de retorno de 25 años.....	116
Figura 53: Sección trapezoidal del cauce.....	117
Figura 54: Nivel de aguas máximas extraordinarias y mínimas en la	118
Figura 55: Carga del camión HL-93 y carga de carril.	119
Figura 56: Sección longitudinal del puente tipo cajón.....	120
Figura 57: Sección transversal del puente tipo cajón.....	120
Figura 58: Predimensionamiento de la acera.	121
Figura 59: Predimensionamiento de losa y vigas.....	121
Figura 60: Dimensionamiento de losas y vigas.	122
Figura 61: Discretización inicial de la sección transversal del puente cajón... ..	122
Figura 62: Discretización final de la sección transversal del puente cajón.	122
Figura 63: Grados de libertad de cada línea nodal.....	123
Figura 64: Carga viva vehicular en la sección 104.	133
Figura 65: Huella de los neumáticos en franjas finitas.	133
Figura 66: Sobrecarga vehicular en franjas finitas.....	134
Figura 67: Sobrecarga carril de diseño $w=0.954$ tn/m.....	136
Figura 68: Sobrecarga peatonal $PL=0.367$ tn/m ²	137
Figura 69: Carga baranda $Bar=0.10$ tn/m.....	139
Figura 70: Series de Fourier para 20 armónicos (m=1-12), cálculo de la deflexión en la línea nodal 7, para el puente simplemente apoyado.	146
Figura 71: Series de Fourier para 20 armónicos (m=13-20), cálculo de la deflexión en la línea nodal 7, para el puente simplemente apoyado.	147
Figura 72: Deflexión en $x = 19.00$ m, del puente simplemente apoyado.	148
Figura 73: 1° Estado de carga unitaria en línea nodal 6, $y=19.00$ m.....	148
Figura 74: 2° Estado de carga unitaria en línea nodal 7, $y=19.00$ m.....	149
Figura 75: 3° Estado de carga unitaria en línea nodal 8, $y=19.00$ m.....	149
Figura 76: Fuerzas redundantes en la sección transversal del puente.....	150
Figura 77: Series de Fourier para 20 armónicos (m=1-12), cálculo de la deflexión en la línea nodal 7, para el puente de 02 tramos.....	153
Figura 78: Series de Fourier para 20 armónicos (m=13-20), cálculo de la deflexión en la línea nodal 7, para el puente de 02 tramos.....	154
Figura 79: Tensión normal longitudinal para $x=7.60$ m.	162
Figura 80: Interfaz del programa de Bandas finitas.....	163
Figura 81: Longitud del puente.....	163

Figura 82: Geometría transversal del puente en base a puntos cartesianos (Y,Z).	163
Figura 83: Sección transversal del puente en bandas finitas.	164
Figura 84: Divisiones y número de armónicos.	164
Figura 85: Asignación de valores de espesores, módulos de elasticidad y de poisson.	165
Figura 86: Discretización final de la sección transversal del puente cajón.	165
Figura 87: Posición del camión HL-93 en la sección transversal para máximo momento positivo y negativo.	165
Figura 88: Ubicación del camión HL-93, para el momento flector positivo máximo.	166
Figura 89: Cargas permanentes en el programa de bandas finitas.	166
Figura 90: Ubicación de las coordenadas de la carga HL-93, para máximo momento positivo.	167
Figura 91: Cargas transitorias en el programa de bandas finitas.	168
Figura 92: Cargas permanentes y transitorias.	168
Figura 93: Deflexiones en la mitad del puente.	168
Figura 94: Líneas nodales en la losa inferior.	169
Figura 95: Cargas redundantes para máximo momento positivo.	170
Figura 96: Cargas redundantes en líneas nodales.	171
Figura 97: Tensión normal S_x en líneas nodales para $x = 7.60m$.	172
Figura 98: Ubicación de 2 camiones HL-93, para el momento flector negativo máximo.	174
Figura 99: Ubicación de las coordenadas de 02 camiones HL-93, para máximo momento negativo.	175
Figura 100: Cargas permanentes y transitorias.	176
Figura 101: Cargas redundantes en líneas nodales.	176
Figura 102: Tensión normal S_x en líneas nodales para $x = 19.00m$.	177
Figura 103: Diagramas de tensiones y momentos flectores, obtenidos con los datos del programa de bandas finitas.	179
Figura 104: Peralte efectivo de corte en apoyos del puente tipo cajón.	180
Figura 105: Posición del camión HL-93, en la sección transversal para máximos cortantes.	180
Figura 106: Ubicación N°01 de carga viva para máximo cortante en el primer tramo.	181
Figura 107: Ubicación N°02 de carga viva para máxima reacción en B.	181
Figura 108: Ubicación N°03 de carga viva para máximo cortante en el segundo tramo.	181
Figura 109: Ubicación N°01 de coordenadas para máximo cortante en el primer tramo.	182
Figura 110: Ubicación N°02 de coordenadas para máximo reacción en el apoyo B.	183
Figura 111: Ubicación N°03 de coordenadas para máximo cortante en el segundo tramo.	183
Figura 112: Cargas redundantes N°01 para máximo cortante en el primer tramo $x=19.00m$.	184
Figura 113: Cargas redundantes N°02 para máxima reacción en el apoyo B $x=19.00m$.	184
Figura 114: Cargas redundantes N°03 para máximo cortante en el segundo tramo $x=19.00m$.	184

Figura 115: Cortantes máximas en puente viga cajón $x = 0.00m$	185
Figura 116: Cortantes máximas en puente viga cajón $x = 20.90m$	186
Figura 117: Cortante viga interior.....	188
Figura 118: Diseño de acero positivo en viga interior, viga t equivalente.....	189
Figura 119: Detalle de refuerzo positivo en viga interior.	191
Figura 120: Diseño de acero negativo en viga interior, viga t equivalente.....	192
Figura 121: Detalle de refuerzo negativo en viga interior.	194
Figura 122: Diseño acero positivo en viga exterior, viga t equivalente.....	195
Figura 123: Detalle de refuerzo positivo en viga exterior.	197
Figura 124: Diseño de acero negativo en viga exterior, viga t equivalente.	198
Figura 125: Detalle de refuerzo negativo en viga exterior.....	200
Figura 126: Diseño acero positivo en viga cajón, viga rectangular equivalente.	201
Figura 127: Detalle de refuerzo positivo en viga cajón.	203
Figura 128: Diseño acero negativo viga t equivalente.....	204
Figura 129: Detalle de refuerzo negativo en viga cajón.	206
Figura 130: Diagrama momento flector positivo máximo.....	207
Figura 131: Prolongación acero positivo.	207
Figura 132: Diagrama de momento flector negativo máximo.	208
Figura 133: Prolongación acero negativo.	208
Figura 134: Diagrama de fuerza cortante para diseño.	210
Figura 135: Resistencia aportada por el concreto a cortante.	212
Figura 136: Resistencia aportada por el refuerzo transversal a cortante.....	213
Figura 137: Acero vertical y horizontal en placa diafragma.....	214
Figura 138: Disposición de armadura de placa diafragma.....	215
Figura 139: Acero de distribución y temperatura en losa superior.	215
Figura 140: Acero de longitudinal y transversal en losa inferior.....	217
Figura 141: Viga de borde longitudinal.	218
Figura 142: Acera de puente.	219
Figura 143: Detalle de armado de acera y viga de borde.....	221
Figura 144: Ubicación del camión HL-93, para el momento flector positivo máximo.....	222
Figura 145: Posición del camión HL-93, en la sección transversal para máximo momento positivo y negativo.....	222
Figura 146: Ubicación de las coordenadas de la carga HL-93 para máximo momento positivo.....	223
Figura 147: Ubicación de 02 camiones HL-93, para el momento flector negativo máximo.	224
Figura 148: Ubicación de las coordenadas de 02 camiones HL-93, para máximo momento negativo.....	225
Figura 149: Peralte efectivo de la armadura de flexión positiva.....	227
Figura 150: Peralte efectivo de la armadura de flexión negativa.....	229
Figura 151: Metrado de cargas de la sección cajón.	231
Figura 152: Metrado de cargas de la placa diafragma.	231
Figura 153: Cargas para obtener la deflexión del puente.....	232
Figura 154: Momento de inercia de la sección cajón del puente.	233
Figura 155: Cargas permanentes del puente.	235
Figura 156: Ubicación del camión de fatiga para la máxima tracción en el refuerzo positivo.	235

Figura 157: Ubicación del camión de fatiga para la máxima compresión en el refuerzo positivo.	236
Figura 158: Geometría del estribo.	238
Figura 159: Carga muerta del tablero tipo viga cajón.	239
Figura 160: Carga vehicular y carga de carril de diseño.	239
Figura 161: Metrado de cargas del estribo.	240
Figura 162: Metrado de cargas del terreno.	241
Figura 163: Cargas horizontales y verticales aplicadas al estribo.	242
Figura 164: Metrado de cargas de la pantalla del estribo	252
Figura 165: Cargas actuantes en la pantalla del estribo	254
Figura 166: Diseño acero para base de pantalla de estribo.	255
Figura 167: Diseño acero superior en zapata.	258
Figura 168: Diseño acero inferior en zapata.	261
Figura 169: Disposición de la armadura del estribo.	263
Figura 170: Geometría del pilar vista frontal y lateral.	264
Figura 171: Carga muerta del tablero tipo viga cajón.	265
Figura 172: Posición del camión HL-93, en la sección transversal para el cálculo de los efectos por carga viva.	266
Figura 173: Ubicación de 02 camiones HL-93, para máximo momento longitudinal y transversal.	266
Figura 174: Ubicación de las coordenadas de 02 camiones HL-93, para máximo momento longitudinal y transversal.	267
Figura 175: Cargas transitorias.	268
Figura 176: Cargas redundantes en líneas nodales.	268
Figura 177: Tensión normal S_x en líneas nodales para $x = 19.00m$	269
Figura 178: Cargas horizontales base del cimiento.	272
Figura 179: Diseño acero inferior en zapata.	277
Figura 180: Diseño acero inferior en zapata.	278
Figura 181: Diseño acero superior en zapata.	280
Figura 182: Cargas horizontales base de la columna.	282
Figura 183: Diagrama C.8. Columna rectangular, refuerzo en las 4 caras $f'_c=280kg/cm^2$	287
Figura 184: Cargas permanentes.	289
Figura 185: Cargas redundantes en líneas nodales.	290
Figura 186: Metrado de cargas viga cabezal.	290
Figura 187: Disposición de armadura viga cabezal.	294
Figura 188: Mapa de Peligro sísmico probabilístico de Puno.	297
Figura 189: Distribución de ordenadas espectrales en roca del Perú correspondientes a un periodo estructural de 0.00 seg, con 5% de amortiguamiento y 10% de probabilidad de excedencia, para un periodo de exposición de 50 años.	300
Figura 190: Distribución de ordenadas espectrales en roca del Perú correspondientes a un periodo estructural de 0.20 seg, con 5% de amortiguamiento y 10% de probabilidad de excedencia, para un periodo de exposición de 50 años.	301
Figura 191: Distribución de ordenadas espectrales en roca del Perú correspondientes a un periodo estructural de 1.00 seg, con 5% de amortiguamiento y 10% de probabilidad de excedencia, para un periodo de exposición de 50 años.	302
Figura 192: Diseño del espectro de respuesta.	309

Figura 193: Espectro de diseño Puente Coline.	310
Figura 194: Sección transversal del puente tipo cajón.....	311
Figura 195: Modelo matemático con las características del puente tipo cajón.	312
Figura 196: Para el análisis estructural se ha usado el software CSiBridge.	313
Figura 197: Propiedades del concreto.	313
Figura 198: Carril de diseño.....	314
Figura 199: Sección del puente tipo cajón.	314
Figura 200: Cargas permanentes.....	315
Figura 201: Carga de baranda = 0.10 tn/m.....	315
Figura 202: Carga Peatonal = 0.367 tn/m ²	315
Figura 203: Camión de diseño HL-93M.....	316
Figura 204: Camión de diseño HL-93K.....	316
Figura 205: Camión de diseño HL-93S.	317
Figura 206: Fuerza de frenado = 9.83 tn ubicado en el centro de cada tramo.	318
Figura 207: Mapa Eólico del Perú.	319
Figura 208: Carga de viento horizontal = 0.43 tn/m.	320
Figura 209: Carga de viento vertical = 0.51 tn/m.	321
Figura 210: Participación de carga modal.....	322
Figura 211: Periodos y modos de vibración.....	322
Figura 212: Primer modo T1=1.16 seg, en la dirección transversal Y-Y.	323
Figura 213: Segundo modo T2=0.26 seg, en la dirección longitudinal X-X. ...	323
Figura 214: Tercer modo T3=0.22 seg, en la dirección transversal Y-Y.....	324
Figura 215: Cuarto modo T4=0.14 seg, en la dirección vertical Z-Z.	324
Figura 216: Quinto modo T5=0.09 seg, en la dirección vertical Z-Z.	324
Figura 217: Sexto modo T6=0.09 seg, en la dirección transversal Y-Y.	325
Figura 218: Combinación de fuerzas sismicas ortogonales.	325
Figura 219: Estados de carga.	326
Figura 220: Espectro de diseño horizontal, Puente Coline.	326
Figura 221: Cortante basal en el Csi Bridge.	327
Figura 222: Desplazamientos del Pilar.	328
Figura 223: Desplazamientos del tablero.....	328
Figura 224: Diagrama de momentos viga cajón, estado límite de Resistencia I.	329
Figura 225: Diagrama de cortantes viga cajón, estado límite de Resistencia I.	329
Figura 226: Diagrama de momentos viga cajón, estado límite de Servicio.....	329
Figura 227: Diagrama de cortantes viga cajón, estado límite de Servicio.....	330
Figura 228: Desplazamientos viga cajón, estado límite de Servicio.....	330
Figura 229: Diagrama de cortantes viga cajón, estado límite de Evento Extremo I.	330
Figura 230: Diagrama de momentos viga cajón, estado límite de Evento Extremo I.	331
Figura 231: Diagrama de momentos viga interior, estado límite de Resistencia I.	331
Figura 232: Diagrama de momentos viga exterior, estado límite de Resistencia I.	331
Figura 233: Calicata para la extracción de muestra de suelo.	354
Figura 234: Realización de ensayo DPL.....	354
Figura 235: Muestras de suelo en el laboratorio de suelos de la FICA.	354

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factor de presencia múltiple	36
Tabla 2: Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos (IM)	36
Tabla 3: Combinaciones de carga y factores de carga	39
Tabla 4: Factores de carga para cargas permanentes γ_p	40
Tabla 5: Coordenadas UTM Zona 19-WGS84	77
Tabla 6: Coordenadas Geográficas - WGS84	77
Tabla 7: Mapa Geológico	82
Tabla 8: Leyenda del mapa geológico	83
Tabla 9: Normatividad de ensayos realizados	88
Tabla 10: Parámetros Geotécnicos	89
Tabla 11: Capacidad de carga admisible	92
Tabla 12: Clases de terreno de cimentación y constantes de diseño	92
Tabla 13: Clasificación y tabulación de la información	94
Tabla 14: Factores de corrección promedio para vehículos ligeros y pesados (2000-2010)	95
Tabla 15: Índice medio diario anual IMDA	96
Tabla 16: Proyección de tráfico para 50 años – Situación con Proyecto	97
Tabla 17: Cartas nacionales	98
Tabla 18: Información de estación meteorológica	98
Tabla 19: Elevación media de la cuenca	103
Tabla 20: Determinación de la curva hipsométrica	104
Tabla 21: Determinación de la pendiente media de la cuenca	105
Tabla 22: Parámetros geomorfológicos de la cuenca Coline	106
Tabla 23: Registro de máxima precipitación en 24 horas	107
Tabla 24: Periodo de retorno y riesgo	108
Tabla 25: Análisis de la estación Crucero Alto	110
Tabla 26: Precipitaciones para diferentes periodos de retorno	111
Tabla 27: Precipitación máxima modelo Dick Peschke Estación Alto Crucero	113
Tabla 28: Intensidad máxima modelo Dick Peschke Estación Alto Crucero	113
Tabla 29: Caudales máximos para la cuenca coline	115
Tabla 30: Periodo de retorno recomendado para estructuras menores	115
Tabla 31: Tirante de agua para distintos periodos de retorno	117
Tabla 32: Resultados del cálculo hidráulico del puente Coline	118
Tabla 33: Deflexión para 20 armónicos del puente simplemente apoyado, en la línea nodal 7	145
Tabla 34: Deflexión para 20 armónicos para el puente de 02 tramos, en la línea nodal 7	152
Tabla 35: Cálculo del momento flector positivo máximo M104 para el puente viga cajón	162
Tabla 36: Peso propio losas y vigas	166
Tabla 37: Peso de sobrecargas para máximo momento positivo	167
Tabla 38: Estados de carga unitaria para cada línea nodal en el apoyo intermedio	169
Tabla 39: Cálculo del momento flector positivo máximo M104 para el puente viga cajón	172

Tabla 40: Tensión normal $S_x(tn/m^2)$ para el diagrama de momento flector positivo máximo	173
Tabla 41: Peso propio losas y vigas	174
Tabla 42: Peso de sobrecargas para máximo momento negativo	175
Tabla 43: Cálculo del momento flector negativo máximo M200 para el puente viga cajón	177
Tabla 44: Tensión normal $S_x(tn/m^2)$ para el diagrama de momento flector negativo máximo	178
Tabla 45: Peso propio losas y vigas	182
Tabla 46: Peso de sobrecargas para máximo cortante en el primer tramo.....	182
Tabla 47: Cortante máxima en viga exterior izquierda para $x=0$ m.....	185
Tabla 48: Cortante máxima en viga interior para $x=0$ m	185
Tabla 49: Cortante máxima en viga exterior derecha para $x=0$ m	186
Tabla 50: Cortante máxima en viga exterior izquierda para $x=20.90$ m.....	187
Tabla 51: Cortante máxima en viga interior para $x=20.90$ m	187
Tabla 52: Cortante máxima en viga exterior derecha para $x=20.90$ m.....	187
Tabla 53: Cortantes de viga interior para la ubicación N° 01 del camión de diseño HL-93	188
Tabla 54: Cortantes de viga interior para la ubicación N° 03 del camión de diseño HL-93	188
Tabla 55: Peso propio losas y vigas	222
Tabla 56: Peso de sobrecargas para máximo momento positivo	223
Tabla 57: Peso propio losas y vigas	224
Tabla 58: Peso de sobrecargas para máximo momento negativo	225
Tabla 59: Metrado de cargas de la sección cajón.....	231
Tabla 60: Peso propio estribo de concreto armado	240
Tabla 61: Peso del terreno.....	241
Tabla 62: Resumen de cargas verticales	242
Tabla 63: Resumen de cargas horizontales	245
Tabla 64: Factores de carga utilizados	245
Tabla 65: Cargas verticales (V_u)	246
Tabla 66: Momento estabilizador por cargas verticales (M_{vu})	246
Tabla 67: Cargas horizontales (H_u)	246
Tabla 68: Momento de vuelco por cargas horizontales (M_{Hu})	247
Tabla 69: Vuelco alrededor del punto A.....	247
Tabla 70: Deslizamiento en la base del estribo.....	248
Tabla 71: Presiones actuantes en la base del estribo.....	249
Tabla 72: Cargas verticales (V_u)	249
Tabla 73: Momento estabilizador por cargas verticales (M_{vu})	249
Tabla 74: Cargas horizontales (H_u)	250
Tabla 75: Momento de vuelco por cargas horizontales (M_{Hu})	250
Tabla 76: Vuelco alrededor del punto A.....	251
Tabla 77: Deslizamiento en la base del estribo.....	251
Tabla 78: Presiones actuantes en la base del estribo.....	251
Tabla 79: Metrado de cargas	252
Tabla 80: Resumen de cargas horizontales para el diseño de pantalla	254
Tabla 81: Peso del terreno sobre talón.....	258
Tabla 82: Peso de sobrecargas para máximo momento longitudinal y transversal.....	267

Tabla 83: Cálculo del momento flector negativo máximo M200, para el puente viga cajón	269
Tabla 84: Resumen cargas verticales base del cimiento	271
Tabla 85: Resumen cargas horizontales base del cimiento	272
Tabla 86: Factores de carga utilizados	273
Tabla 87: Cargas verticales (Vu)	273
Tabla 88: Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido longitudinal	273
Tabla 89: Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido transversal	274
Tabla 90: Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido longitudinal	274
Tabla 91: Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido transversal	274
Tabla 92: Resumen de cargas para el diseño de zapata	275
Tabla 93: Resumen cargas verticales base de la columna	281
Tabla 94: Resumen cargas horizontales base de la columna	281
Tabla 95: Factores de carga utilizados	282
Tabla 96: Cargas verticales (Vu)	283
Tabla 97: Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido longitudinal	283
Tabla 98: Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido transversal	283
Tabla 99: Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido longitudinal	284
Tabla 100: Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido transversal	284
Tabla 101: Resumen de cargas para el diseño de columna	285
Tabla 102: Peso propio losas y vigas	289
Tabla 103: Clase de sitio	296
Tabla 104: Valores de factor de sitio, Fpga en periodo-cero en el espectro de aceleración	298
Tabla 105: Valores de factor de sitio, Fa, Para rango de periodo corto en el espectro de aceleración	298
Tabla 106: Valores de factor de sitio, Fv, Para rango de periodo largo en el espectro de aceleración	299
Tabla 107: Zonas Sísmicas	304
Tabla 108: Factores de modificación de respuesta - subestructuras	304
Tabla 109: Factores de modificación de respuesta - conexión	305
Tabla 110: Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos	306
Tabla 111: Porcentaje N de acuerdo con la zona sísmica y aceleración	307
Tabla 112: Parámetros de espectro de diseño para el Puente Coline	309
Tabla 113: Efectos dinámicos	317
Tabla 114: Presiones básicas correspondiente a una V=160 km/h	320
Tabla 115: Parámetros geotécnicos	332
Tabla 116: Parámetros geomorfológicos de la cuenca Coline	334
Tabla 117: Resultados del cálculo hidráulico	334

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

ACI	: (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE) INSTITUTO AMERICANO DEL CONCRETO.
ASSHTO	: (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS) LA ASOCIACIÓN AMERICANA DE OFICIALES DE CARRETERAS ESTATALES Y TRANSPORTES.
ASTM	: (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS) SOCIEDAD AMERICANA PARA PRUEBAS Y MATERIALES.
BENCH MARK	: PUNTO O COTA DE REFERENCIA.
DPL	: (DYNAMIC PENETRATION LIGHT) PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA.
FICA	: FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA.
FS	: FACTOR DE SEGURIDAD.
GDL	: GRADOS DE LIBERTAD.
IGN	: INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL.
IMDA	: ÍNDICE MEDIO DIARIO ANUAL.
INEI	: INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA.
INGEMET	: INSTITUTO GEOLÓGICO MINERO Y METALÚRGICO.
LRFD	: (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN) DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA.
MEF	: MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO.
MFF	: MÉTODO DE LA FRANJA FINITA.
MTC	: MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.
NAME	: NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS.
NF	: NIVEL FREÁTICO.
NTP	: NORMA TÉCNICA PERUANA.
PPM	: FACTOR DE CORRECCIÓN ATMOSFÉRICA.
SENAMHI	: SERVICIO NACIONAL DE METERELOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ.
SUCS	: SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS.

RESUMEN

Este trabajo de investigación consiste en el diseño estructural del tablero cajón del puente de concreto armado de dos tramos, de 38 m de luz por 5.10 m de ancho, ubicado en la comunidad de Coline a 4316 msnm, Distrito de Santa Lucía, Departamento de Puno. El análisis estructural se realizó por el método de la franja finita, para estructuras prismáticas de sección geométrica constante, se utilizó el procedimiento de combinación del método de los elementos finitos en la dirección transversal y de las funciones armónicas desarrolladas por series de Fourier en la dirección longitudinal, logrando una simplificación del cálculo, que nos permitió reducir el costo computacional. Para lo cual se realizaron los estudios básicos de ingeniería como estudio topográfico, geológico, geotécnico, tráfico, hidrológico e hidráulico, para el diseño de la superestructura y la subestructura del puente Coline. Se desarrolló analíticamente usando el camión de diseño HL-93, establecido por el manual de puentes del MTC-2016, para hallar el máximo momento positivo mediante una discretización mínima, para los esfuerzos de flexión y de tensión plana para cada franja finita, se ensambló la matriz de rigidez global y del vector de cargas de la estructura del puente, para obtener los esfuerzos y deformaciones en las secciones más desfavorables del puente. Además se desarrolló mediante un software libre (bandas finitas) que nos permitió realizar mayores discretizaciones para obtener el máximo momento positivo, negativo y las máximas cortantes. Los resultados fueron validados por el Software Csi Bridge que utiliza la metodología de los elementos finitos.

Palabras clave: Método de la franja finita, Series de Fourier, Tablero tipo cajón del puente, Elementos finitos, Análisis estructural.

ABSTRACT

This research work consists of the structural design of the drawer board of the reinforced concrete bridge of two sections, 38 m of light by 5.10 m wide, located in the community of Coline at 4316 masl, District of Santa Lucia, Department of Puno. The structural analysis was carried out by the finite strip method, for prismatic structures of constant geometric section, the method of combining the finite element method in the transverse direction and the harmonic functions developed by Fourier series in the direction was used. longitudinal, achieving a simplification of the calculation, which allowed us to reduce the computational cost. To this end, basic engineering studies were carried out such as topographic, geological, geotechnical, traffic, hydrological and hydraulic studies for the design of the superstructure and the substructure of the Coline bridge. It was developed analytically using the HL-93 design truck, established by the bridge manual of the MTC-2016, to find the maximum positive moment by means of a minimum discretization, for the bending and flat tension efforts for each finite strip, it was assembled the global stiffness matrix and the load vector of the bridge structure, to obtain the stresses and deformations in the most unfavorable sections of the bridge. It was also developed by means of a free software (finite bands) that allowed us to perform higher discretizations to obtain the maximum positive moment, negative and the maximum cutting. The results were validated by the Csi Bridge Software that uses the finite element methodology.

Keywords: Finite strip method, Fourier series, Bridge drawer type board, Finite elements, Structural analysis.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Se justifica en la necesidad y prioridad de conocer el método de la franja finita, como desarrollo más reciente del método del elemento finito, para el análisis estructural de puentes de concreto armado específicamente en un puente con tablero tipo cajón, ya que la estructura es prismática y continua, que cumple con los requerimientos para aplicar el método.

La investigación es una alternativa de solución, a los diferentes métodos de análisis estructural, propuestos en el manual de puente del MTC-2016, los cuales solo se indican, pero no se describe su procedimiento de desarrollo.

En la actualidad en el departamento de Puno, solo se diseñan tradicionalmente puentes en concreto armado de tableros de losa maciza o vigas T, para llevar a cabo la investigación se tomo como referencia para el análisis estructural el puente Cabanillas ubicado en el distrito del mismo nombre, el cual está constituido por un tablero de sección cajón tipo Gerber de 01 carril y de 03 tramos de 30 m cada uno.

1.2 HIPÓTESIS DEL PROYECTO

Al diseñar estructuralmente el tablero de tipo cajón del puente Coline, usando el método de la franja finita, permitirá ahorrar las variables asociadas a la dirección longitudinal y consecuentemente la disminución del costo computacional respecto a una solución tridimensional clásica por elementos finitos.

1.3 OBJETIVO GENERAL

Diseñar estructuralmente el tablero tipo cajón del puente Coline, y determinar sus ventajas respecto a una solución tridimensional clásica por elementos finitos.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comprender el método de la franja finita, para su aplicación en el análisis estructural del puente de concreto armado tablero tipo cajón.
- Realizar los estudios de ingeniería básica, que permita el diseño preliminar de la superestructura y subestructura del puente Coline.
- Aplicar el manual de puentes del MTC-2016, para el diseño estructural de los elementos de concreto armado, del puente Coline.
- Realizar la validación del análisis estructural por el método de la franja finita, con el programa de elementos finitos CSI BRIGE.

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES

A nivel internacional tenemos los siguientes antecedentes bibliográficos:

Samartín (1983) concluye que:

El método de las franjas finitas constituye un ejemplo de técnica de cálculo semianalítico, es decir que combina la economía de las soluciones analíticas con la generalidad de los procedimientos numéricos.

Desde de un punto de vista de economía, la reducción del esfuerzo de computación es importante, particularmente en situaciones de cargas que no exigen un número elevado de términos de desarrollo en serie de Fourier para su adecuada representación.

El rango de aplicación del método de las franjas finitas se encuentra restringido a unas ciertas condiciones de apoyo en los bordes extremos y una regularidad geométrica de la sección transversal, frente a la evidente generalidad, prácticamente universal, de aplicación de los elementos finitos. (p.615)

Suarez, Canet y Oñate (1988) afirman que se presenta una formulación de banda finita basada en la teoría de Reissner-Mindlin para el análisis de estructuras prismáticas tipo lámina. A lo largo del mismo se dan las expresiones de las matrices y vectores más relevantes, asociadas al elemento banda de dos nodos que aparecen en la formulación, para varios tipos de estructuras. Se presentan algunos ejemplos que muestran el buen comportamiento del elemento banda lineal de dos nodos para el análisis de vibraciones libres y forzadas en placas, puentes y láminas de revolución. (p.257)

Zienkiewicz (1994) afirma que el método de la banda finita requiere utilizar funciones de desplazamientos, combinando polinomios sencillos de elementos finitos en una dirección, y desarrollos en serie o funciones tipo fleje (spline) continuas y diferenciables en la otra. El primer tipo, que coincide con lo anteriormente explicado, se denomina método de la banda finita semianalítico, y las series deben escogerse de manera que satisfagan previamente las condiciones de contorno en los extremos de la banda. El segundo tipo se denomina método de la banda finita de fleje, en el que usualmente se utilizan funciones de fleje cúbicas y las condiciones de contorno se incorporan posteriormente. (p.222)

Cheung, Li & Chidiac (1996) afirman que el método de la franja finita es ampliamente reconocido como una poderosa y versátil herramienta de análisis, y es muy eficaz en el análisis de estructuras que tienen una geometría compleja, propiedades del material y condiciones de carga, pero con condiciones de soporte relativamente simples, como puentes. Este método ha sido ampliamente aplicado en el análisis estructural de puentes durante muchos años. Sin dudas, una de las razones de su gran apelación a los ingenieros de puentes e investigadores es el hecho de que este método proporciona un análisis eficiente y preciso con un esfuerzo de modelado mínimo y requisitos de entrada. (p.1)

Cheung & Tham (2000) afirman que el primer documento sobre análisis de estructuras mediante franjas finitas fue publicado por Cheung a fines de la década de 1960. Desde entonces, se han publicado muchos más artículos que han demostrado que el método de la franja finita tiene una mayor eficacia que el método de los

elementos finitos, ya que la solución implica un menor número de grados de libertad. Como un libro publicado recientemente por Cheung y Tham ha publicado una revisión exhaustiva de artículos publicados antes de 1996. (p.1)

Carbonell (2004) concluye que el método de los elementos finitos es, hoy en día, la herramienta más utilizada y versátil, pero requiere discretizar cada dimensión del problema y, por tanto, necesitará generalmente un número de incógnitas más elevado en su aproximación que otros métodos. Por lo tanto, para conseguir el objetivo marcado, se ha utilizado uno de los métodos alternativos, el método de la Banda Finita. Este ofrece una reducción muy importante del número de incógnitas del problema gracias a la separación de variables en la discretización de la estructura. A ello se han aplicado los elementos sin rotación que permiten simplificar los giros y reducir a los grados de libertad nodales de la estructura. El resultado es una formulación que permite calcular placas con un solo grado de libertad por nodo y tres grados de libertad en el caso del cálculo de láminas. Un método rápido, económico y preciso, muy competitivo frente al MEF. (p.1)

Hassan (2006) reporta que el MFF es un método eficaz para el análisis de diferentes tipos de estructuras, como losas, puentes de losa, puentes de vigas con losa, puentes de viga cajón. La derivación de las ecuaciones y la programación en el MFF es más simple que el MEF. El MFF necesita un menor número de franjas y un tamaño más pequeño de la matriz de rigidez total, por lo que el tiempo de cálculo es más corto en comparación con el MEF. Los resultados obtenidos por MFF mostraron un buen acuerdo con el obtenido por el MEF. (p.1)

González (2010) concluye que:

Que el método de la banda finita, a pesar de ser un método semianalítico que desarrolla en series trigonométricas o de Fourier el desplazamiento en una dirección, puede ser un modelo para abordar una estructura de viga cajón de secciones C o cerrada.

El tamaño del sistema de ecuaciones del problema se reduce con la flecha como una variable y con una discretización en bandas finitas y también depende de las condiciones de contorno, ya que estas son determinados por series que satisfagan, a priori, dichas condiciones de contorno en los extremos de la banda.

Las condiciones de contorno son fundamentales en la determinación de las matrices. Y la aplicación de las mismas series trigonométricas utilizadas en el campo de los desplazamientos es la mejor alternativa para el cumplimiento de la condición de contorno, en este caso simplemente apoyada.

Se puede decir que para otras condiciones de contorno se necesitará en cada caso funciones en series diferentes.

El comportamiento del método es aceptable, en el caso de placas o láminas rectangulares delgadas, vigas de cajón y otros elementos como cáscaras y en estructuras como puentes, analizando el detalle de considerar o no el cortante en elementos de espesor pequeños o mínimos pues en el análisis numérico la matriz de rigidez final de la estructura podría resultar singular, existiendo infinitas soluciones y además considerando que la Teoría de Reissner – Mindlin es aplicada para todo tipo de placa, no así la teoría de Kirchhoff. (p.85)

Pallares, Rodriguez y Pulecio (2012) afirman que:

El método de bandas finitas exhibe ventajas frente al método de los elementos finitos clásico en términos de costo computacional, facilidad en el preproceso del modelo, ahorro del tiempo cpu, entrega de resultados en secciones críticas, entre otras.

La correspondencia de resultados entre la hoja de cálculo implementada en Excel y el programa de elementos finitos ANSYS, muestra la confiabilidad de los resultados y la versatilidad de las bandas finitas para el análisis de estructuras prismáticas.

La hoja implementada en Excel muestra la factibilidad de usar herramientas sencillas para la aproximación u exploración de métodos no convencionales como el método de las bandas finitas. Se muestra el valor agregado del conocimiento puesto en una herramienta computacional de alta popularidad como el Excel.

Los métodos numéricos muestran en este caso el abanico de posibilidades de análisis que pueden desarrollarse a partir de nuevas técnicas numéricas o de recomposición de ideas clásicas en matemática aplicada o en ingeniería. (p.6)

Ibrahim (2012) señala que el MFF es uno de los métodos más eficientes para el análisis estructural de puentes, lo que reduce el tiempo requerido para el análisis sin afectar en gran medida el grado de precisión. La ventaja del MFF es que requiere un pequeño almacenamiento en la computadora y relativamente poco tiempo de cálculo. Aunque MFF tiene una aplicabilidad más amplia en comparación con el método de la placa plegada, el método todavía está limitado a simplemente soportar estructuras prismáticas. (p.7)

2.2 BASES TEÓRICAS – CONCEPTUALES

2.2.1 DEFINICIÓN DE PUENTES

El puente es una edificación de servicio, en el sentido de que se proyecta para permitir que una vía, de alguna índole, pueda continuar en sus mismas condiciones al verse interrumpida por un cruce, sea este una quebrada, una vía de agua, una u otra vía de servicio, de no ser por una edificación especial a construir sería imposibilitada su continuación y por tanto se interrumpiría el servicio. Esa edificación especial lo llamamos puente y por tanto la primera condición de forma que ella deba tener depende de la forma de la vía a la cual se va a dar el servicio. (Bosio, 1994, p.3)

Un puente puede ser definido como una obra que permite pasar tráfico sobre un obstáculo natural o artificial, entre los obstáculos naturales se puede tratar de un río, un valle o una bahía, entre los artificiales puede ser otra vía de circulación como una carretera o una avenida dentro de una ciudad. (Lopez, 1994, p.1)

“Entendemos por puente a aquella estructura diseñada y construida con el proposito de cruzar sobre un obstaculo natural como un río o sobre uno artificial como otra via de comunicación, permitiendo asi el transito” (Apaza, 2000, p.9).

“Es toda obra de construcción en general que permite cruzar un mismo o diferente nivel de obstáculo para la continuidad de una vía. Dichos obstáculos pueden ser una quebrada, cursos de agua o sobre otra vía” (Mohamed, 2005, p.1).

Se puede definir un puente en general como una estructura que permite la continuidad de una vía a través de un obstáculo natural o artificial. La vía

puede ser peatonal, una carretera, calle o avenida, una vía de ferrocarril o una combinación de las mismas. (Aranis, 2006, p.2)

2.2.2 PARTES DE LA ESTRUCTURA DE UN PUENTE

2.2.2.1 SUPERESTRUCTURA

Aranis (2006) afirma:

Es la parte en contacto con el tráfico, consiste de un sistema de piso que se apoya o integra monolíticamente con los elementos principales de la superestructura sean vigas longitudinales o armaduras. Al sistema de piso se denomina comúnmente tablero.

Las vigas longitudinales pueden tener diversas secciones transversales, así como las armaduras ser de distintos tipos. (p.2)

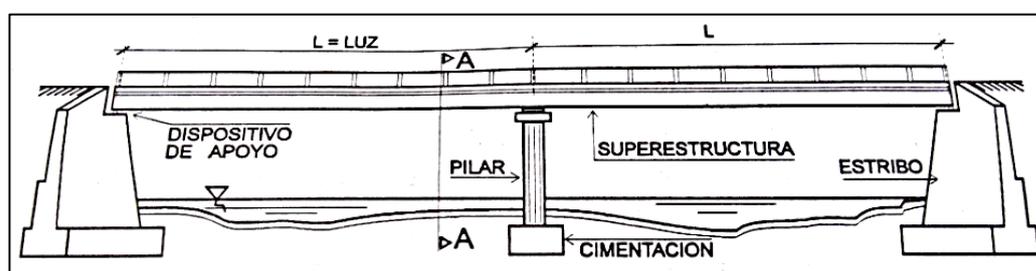


Figura 1: Partes de la estructura de un puente.

Fuente: (Lopez, 1994, p.4).

a. Puentes de Sección cajón

- Compuesto de una losa superior, almas verticales y una losa inferior.
- Se usan para luces de 15.00 – 36.00 m.
- Espaciamiento de vigas $1.5xh$.
- Para luces mayores de 36 m usar concreto postensado.
- Rango general de luces 24.00 - 42.00 m, vaciados insitu con encofrado y falso puente.

- El tablero puede modelarse como compuesto por vigas I que pueden trabajar como vigas T para momento positivo y negativo.
- Debido a su alta resistencia torsional se usan mucho en intercambios o pasos a desnivel de trazo curvo, pilares o estribos esviados
- En Perú se usan en concreto postensado.

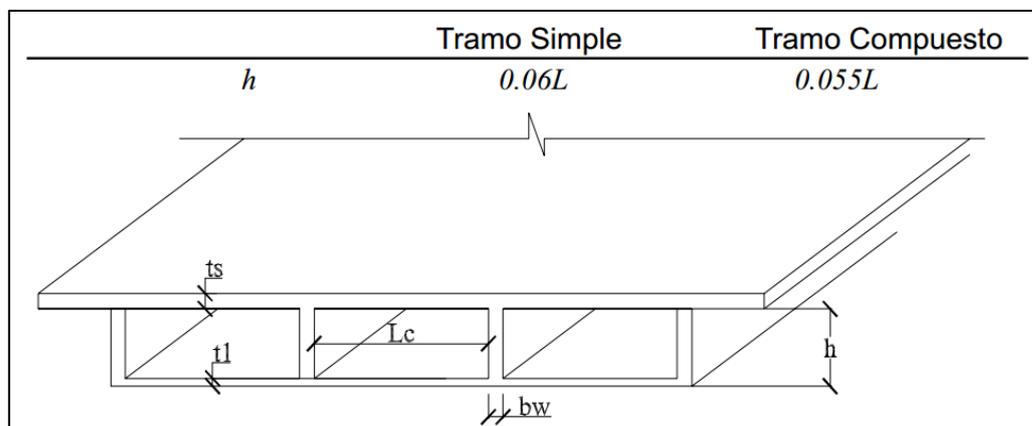


Figura 2: Puente de sección cajón.

Fuente: (Aranis, 2006, p.17).

Donde:

$bw \geq 28$ cm, a menudo se necesita engrosar bw en los apoyos interiores, porque los cortantes son mayores.

$$t_1 = \frac{1}{16} l_c \leq t_s \geq 14.00 \text{ cm}$$

t_1 : Espesor de losa inferior.

l_c : Luz libre entre cara de vigas.

t_s : Espesor de losa superior.

2.2.2.2 SUBESTRUCTURAS

“Soportan a la superestructura integrándose (monolíticamente) a veces con ella, tienen como función servir de apoyo a la superestructura y transferir las cargas solicitantes a las cimentaciones y de estas al terreno de cimentación” (Aranis, 2006, p.2).

Se distinguen dos tipos de subestructuras:

a. Estribos

“Son las subestructuras soportes en los extremos del puente. Generalmente de concreto ciclópeo o armado o también sistemas de tierra armada o reforzada y en algunos casos gaviones. También pueden ser sistemas semiprefabricados de concreto postensado y armado” (Aranis, 2006, p.2).

“Los estribos son los componentes del puente que soportan la superestructura en la entrada y salida del mismo; contienen el terraplén de aproximación y transmiten la carga recibida al terreno de fundación” (Trujillo, 2009, p.119).

“Los estribos son estructuras que soportan un tramo del puente y proporcionan un apoyo lateral para el material de relleno” (Ramirez y Leon, 2010, p.374).

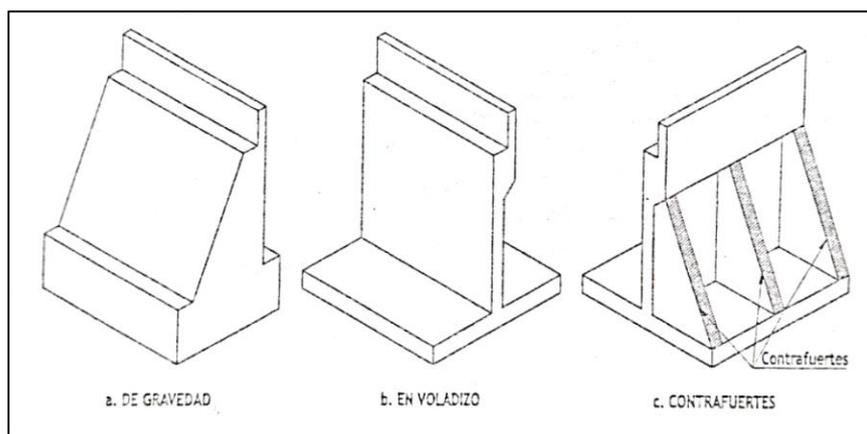


Figura 3: Tipos de estribos.

Fuente: (Trujillo, 2009, p.123).

b. Pilares

“Son las encargadas de recibir y soportar las cargas de la superestructura en los tramos intermedios de su longitud cuando existe dos o más luces” (Trujillo, 2009, p.151).

Son las subestructuras de soporte interior en el lecho o cerca al lecho del río generalmente son de concreto armado o de estructura metálica o de una combinación de ambos materiales. También puede ser una combinación de concreto armado y concreto postensado. (Aranis, 2006, p.2)

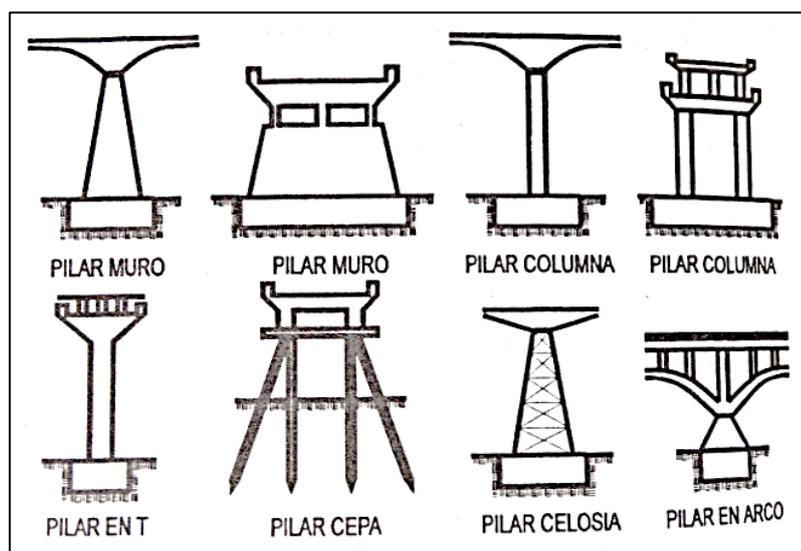


Figura 4: Tipos de pilares.

Fuente: (Pastor, 1994, p.36).

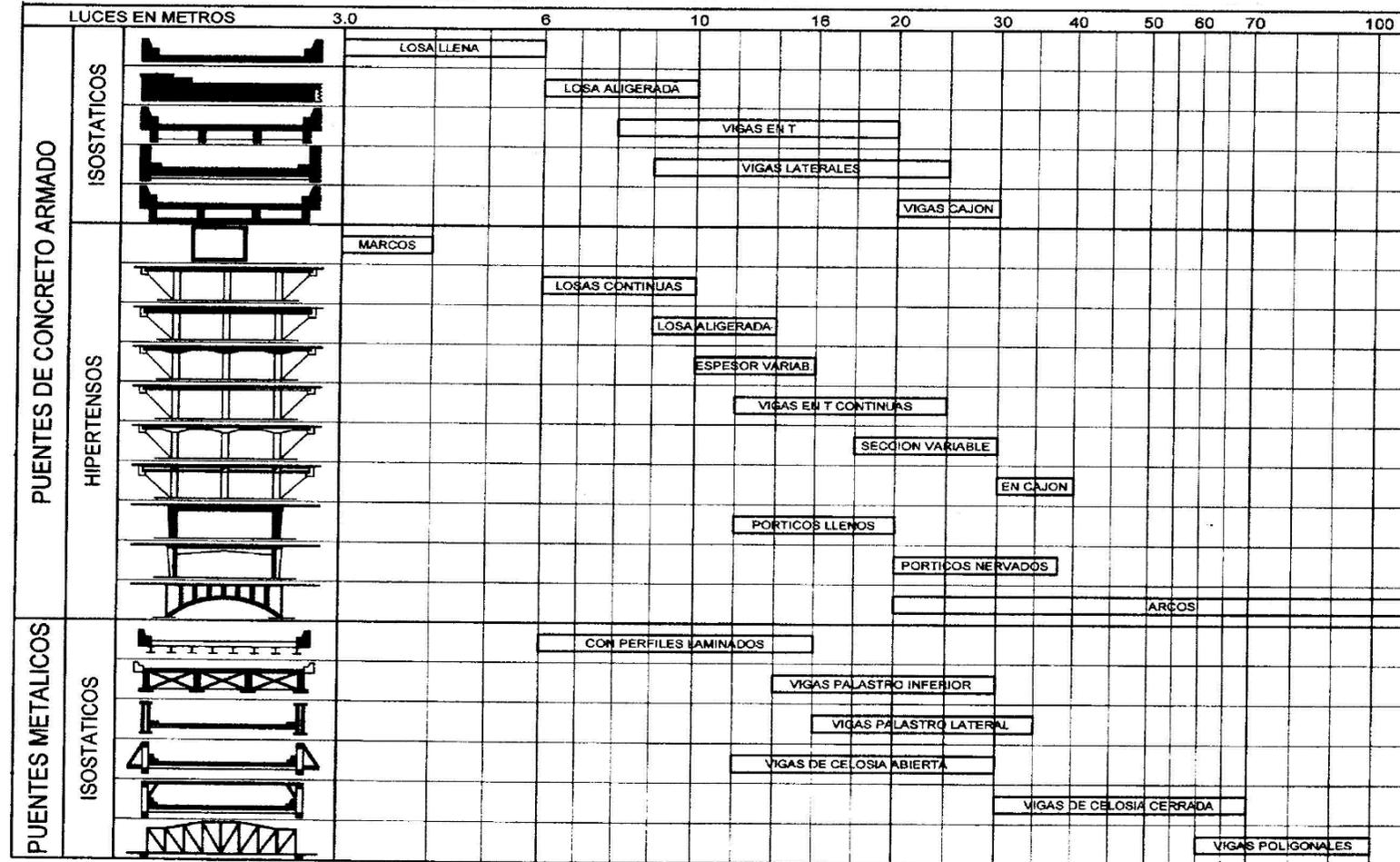


Figura 5: Elección del puente según su abertura.

Fuente: (Arnal, 2000, p.39).

2.3 CARGAS PARA PUENTES

El propósito del estudio es proporcionar al ingeniero los criterios para la utilización de las cargas para puentes, dentro de la normatividad del manual de Puentes MTC-2016 y la carga denominada HL-93.

Se debe indicar que el MTC-2016, ha venido utilizando las cargas AASHTO hasta la fecha.

2.3.1 MODELO DE CARGAS PARA PUENTES

Las cargas de diseño para puentes, consisten en modelos de carga que tratan de interpretar los efectos que produce el tráfico sobre la estructura del puente, considerando que las magnitudes de las cargas móviles de los camiones y la ubicación dentro del puente varía continuamente.

Por otro lado, la combinación de dos camiones uno a continuación de otro, con cargas diferentes, sobre el tablero del puente localizado en una vía, producen efectos especiales sobre la estructura del puente, los mismos que deben ser analizados e interpretados correctamente para obtener los máximos efectos para el diseño de los elementos resistentes.

El manual de puentes del MTC-2016, detalla la sobrecarga vehicular camión HL-93 en las unidades de inglesas Kips y ft y en el sistema internacional tales como tn y m.

2.3.1.1 SOBRECARGA VEHICULAR

En la figura 6, se detalla la sobrecarga vehicular HL-93, camión tridem, camión tándem y carga de carril de diseño:

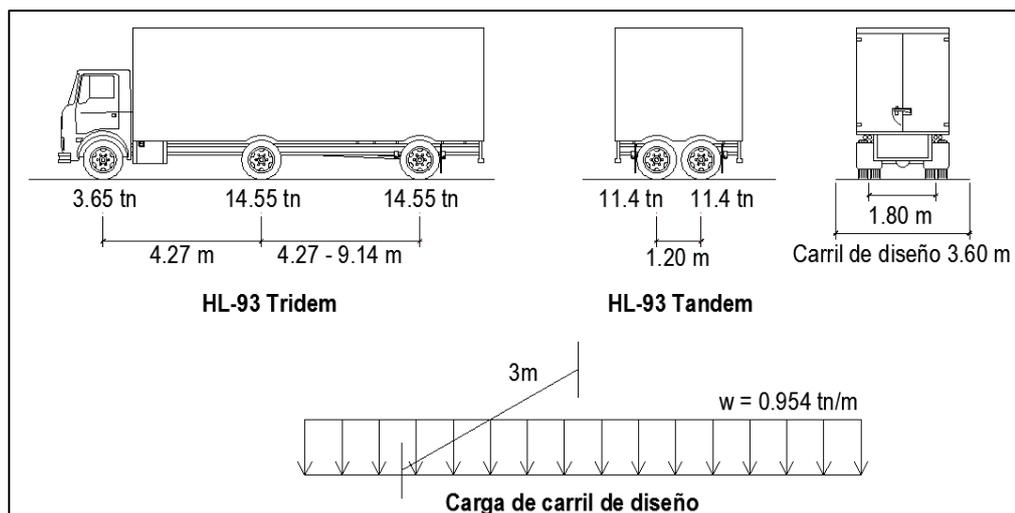


Figura 6: Camión HL-93, camión tándem y carril de diseño.

Fuente: (Manual de Puentes MTC-2016, p.58).

La sobrecarga vehicular de diseño es considerada como una combinación de: camión de diseño o tándem de diseño + carga de carril de diseño.

Para momento negativo entre puntos de contra flexión bajo carga uniforme, así como en la reacción de pilares interiores se considera: 90 % de la sollicitación debida a dos camiones de diseño (con ejes posteriores a 4.27m) separados como mínimo 15.00m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño. (Rodriguez, 2016, p II-2)

2.3.1.2 PRESENCIA DE MULTIPLES SOBRECARGAS

La sollicitación extrema correspondiente a sobrecargas se determina considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple. No es aplicable al estado límite de fatiga.

Tabla 1:
Factor de presencia múltiple

Número de carriles cargados	Factor de Presencia Múltiple
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: (Manual de Puentes MTC-2016, p.60).

2.3.1.3 INCREMENTO POR CARGA DINAMICA

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$.

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño (carga uniformemente repartida)

Tabla 2:
Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos (IM)

Componente	Porcentaje (IM)
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos	
• Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33%

Fuente: (Manual de Puentes MTC-2016, p.64).

2.3.1.4 CARGAS PEATONALES SOBRE VEREDAS

Se debe aplicar una carga peatonal de 367 kg/m^2 en todas las veredas de más de 0.60 m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

2.4 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA

La sollicitación total factorizada es calculada como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

η_i = Modificador de carga.

Q_i = Sollicitaciones de las cargas aquí especificadas.

γ_i = Factores de carga especificados en las tablas.

Los estados límites de acuerdo al Manual de Puentes MTC-2016 son:

RESISTENCIA I.- Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

RESISTENCIA II.- Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III.- Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

RESISTENCIA IV.- Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

RESISTENCIA V.- Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

EVENTO EXTREMO I.- Combinación de cargas que incluye sismos.

EVENTO EXTREMO II.- Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

SERVICIO I.- Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.

SERVICIO II. - Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

SERVICIO III. - Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

SERVICIO IV. - Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

FATIGA I. - Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida de fatiga infinita por carga inducida. El concepto de vida de fatiga infinita es usado en puentes con volumen de tráfico alto.

FATIGA II. - Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida de fatiga finita por carga inducida. El concepto de vida de fatiga finita es usado en puentes con volumen de tráfico bajo. (MTC, 2016, p.100)

2.5 DENOMINACIÓN DE LAS CARGAS

2.5.1 CARGAS PERMANENTES

- CR = efectos debido al creep
- DD = fricción negativa (downdrag)
- DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
- DW= peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos
- EH = empuje horizontal del suelo
- EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo el jacking de construcciones segmentales en voladizo.
- ES = sobrecarga de suelo
- EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno
- PS = fuerzas secundarias de postensado
- SH = contracción

2.5.2 CARGAS TRANSITORIAS

- BL = explosiones
- BR = fuerza de frenado de los vehículos
- CE = fuerza centrífuga de los vehículos

- CR = fluencia lenta
- CT = fuerza de colisión de un vehículo
- CV = fuerza de colisión de una embarcación
- EQ = sismo
- FR = fricción
- IC = carga de hielo
- IM = incremento por carga vehicular dinámica
- LL = sobrecarga vehicular
- LS = sobrecarga de la carga viva
- PL = sobrecarga peatonal
- SE = asentamiento
- TG = gradiente de temperatura
- TU = temperatura uniforme
- WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua
- WL = viento sobre la sobrecarga
- WS = viento sobre la estructura

Tabla 3:
Combinaciones de carga y factores de carga

Combinación de Cargas Estado Limite	DC ES DD EL DW PS EH CR EV SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
RESISTENCIA I A menos que se especifique lo contrario	γ_p	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA III	γ_p	-	1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA IV	γ_p	-	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20							
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00				
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
SERVICIO IV	1.00		1.00	0.70		1.00	1.00/1.20		1.00					
FATIGA I Solamente LL, IM y CE		1.50												
FATIGA I II- Solamente LL, IM y CE		0.75												

Fuente: (Manual de Puentes MTC-2016, p.101).

Tabla 4:
Factores de carga para cargas permanentes γ_p

Tipo de Carga, Tipo de fundaciones, y Métodos usados para fuerza de arrastre hacia abajo (Downdrag)	Factor de Carga	
	Maximo	Minimo
DC: Componentes y auxiliares	1.25	0.90
DC: Resistencia IV Solamente	1.50	0.90
DD: Downdrag Pilotes, Método de Tomlinson	1.40	0.25
Pilotes, Método	1.05	0.30
Pilotes Perforados, (Drilled Shaft) Metodo de O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficie de rodadura y accesorios	1.50	0.65
EH: Presión Horizontal de la tierra		
• Activa	1.50	0.90
• En reposo	1.35	0.90
• AEP Para paredes ancladas	1.35	N/A
EL: Esfuerzos residuales acumulados resultantes del proceso constructivo, (Locked- in construction Stresses)	1.00	1.00
EV: Presion vertical de la tierra		
• Estabilidad global	1.00	N/A
• Muros y estribos de retención	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
• Pórticos rígidos	1.35	0.90
• Estructuras flexible enterradas excepto alcantarillas cajón metálicas	1.95	0.90
• Alcantarillas cajón metálicas flexibles y alcantarillas de planccas estructurales con corrugaciones.	1.50	0.90
ES: Carga superficial(Sobrecarga) en el terreno	1.50	0.75

Fuente: (Manual de Puentes MTC-2016, p.102).

2.6 LÍNEAS DE INFLUENCIA

La Norma AASHTO LRFD define como línea de influencia a una función continua o discretizada sobre el tablero de un puente cuyo valor en un punto, multiplicado por una carga actuando perpendicularmente al tablero en dicho punto, permite obtener la sollicitación deseada.

Por lo tanto, hay una línea de influencia para cada esfuerzo o deformación de la estructura y para cada carga móvil distinta que actúe sobre ella. Todas las líneas de influencia se expresan en función de algún parámetro que define la posición de la carga móvil en su trayectoria. (Ramirez y Leon, 2010, p.73)

Leet & Uang (2006) afirman que:

Cuando una carga móvil se desplaza sobre una estructura, las fuerzas internas varían en cada punto de la estructura, es posible darse cuenta de que una carga concentrada aplicada en el centro del claro de una viga genera esfuerzos flexionantes y deflexiones mucho mayores que cuando la misma carga se aplica cerca de un apoyo.

Una línea de influencia es un diagrama cuyas ordenadas, graficadas en función de la distancia a lo largo del claro, dan el valor de una fuerza interna, una reacción o un desplazamiento en un punto específico de una estructura, cuando una carga unitaria de 1 tn se mueve a través de la estructura.

Las líneas de influencia se dibujan para determinar el valor máximo de las reacciones o de las fuerzas internas generadas por la carga viva. (p.249)

“Una línea de influencia es la expresión gráfica de la variación de un esfuerzo en relación a una carga móvil unitaria desplazándose sobre una estructura. En estructuras isostáticas se expresan como líneas rectas; en estructuras hiperestáticas como curvas” (Rodriguez, 2016, p.303).

Rodriguez (2016) establece en su libro de puentes, las líneas de influencia para dos tramos iguales.

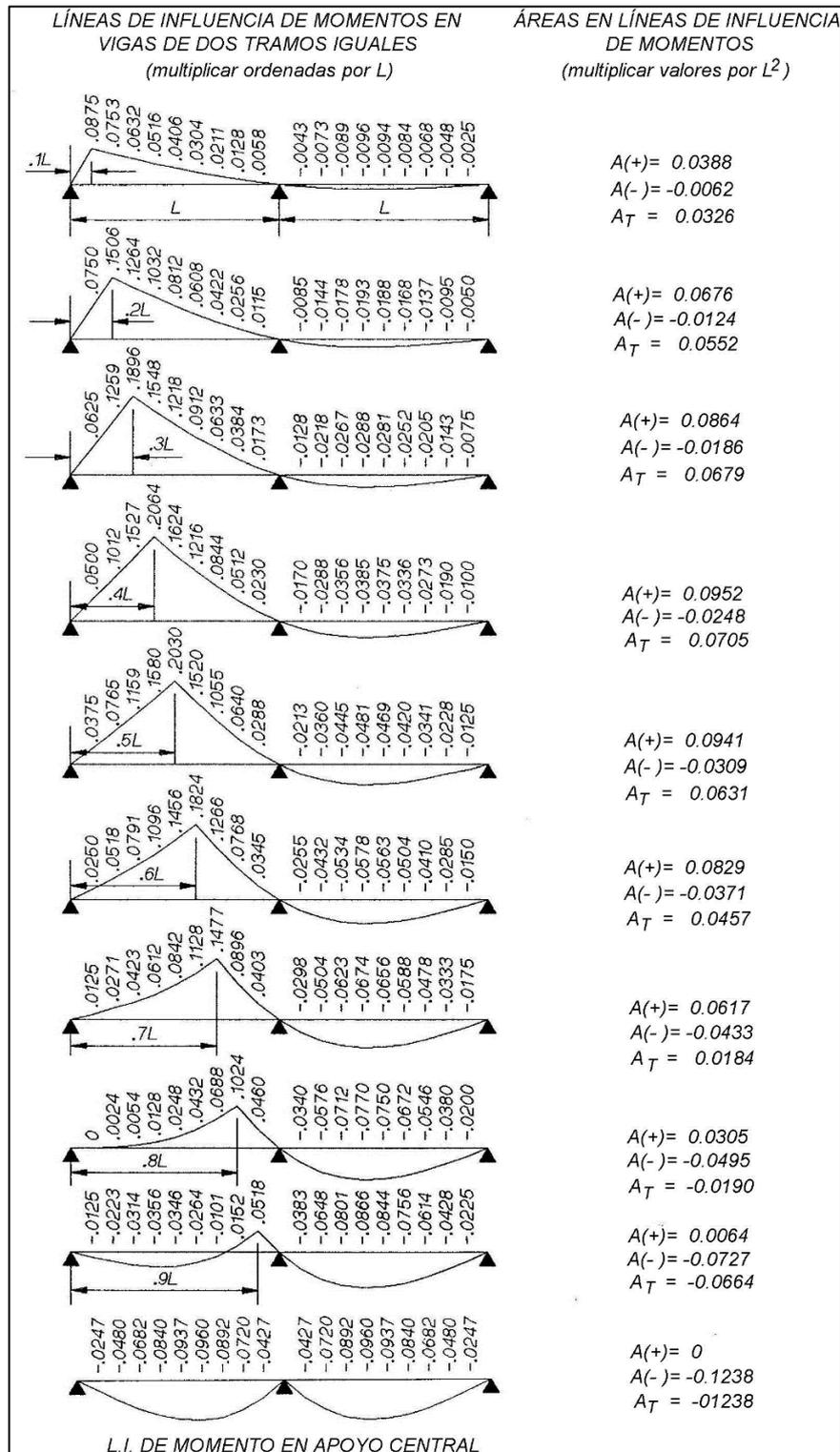


Figura 7: Líneas de influencia de viga de dos tramos iguales.

Fuente: (Rodriguez, 2016, p.39).

De la figura 7, se puede deducir que el momento máximo positivo se da, en el 40% de la longitud del primer tramo del puente, y el momento máximo negativo se dará en el apoyo central del puente.

Ubicación de las sobrecargas vehiculares en las secciones más críticas para máximo momento positivo y máximo momento negativo.

2.6.1 LÍNEA DE INFLUENCIA DEL MOMENTO FLECTOR EN LA SECCIÓN 104

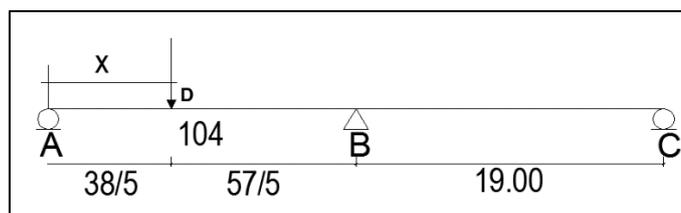


Figura 8: Línea de influencia en la sección 104.
Fuente: (Elaboración propia).

Liberamos al punto “D” en la viga de su capacidad de flexión instalando una rótula como se muestra.

Así mismo expresamos la flexión liberada en ese punto como un momento externo M_D , para obtener el siguiente modelo.

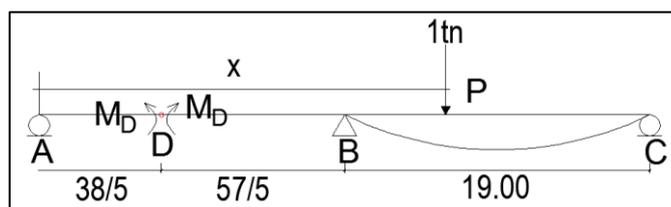


Figura 9: Flexión liberada en el punto D.
Fuente: (Elaboración propia).

El modelo tomado puede expresarse como:

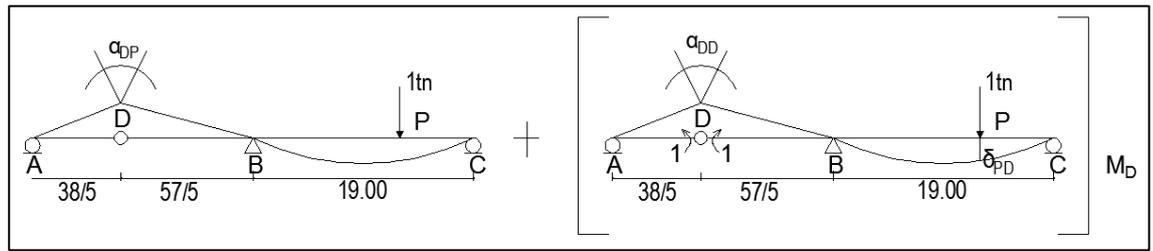


Figura 10: Rótula situada en el punto D y carga unitaria en P.

Fuente: (Elaboración propia).

Donde P es un punto cualquiera de la viga

Podemos plantear la siguiente ecuación:

$$\alpha_{DP} + \alpha_{DD}(M_D) = 0$$

$$\alpha_{DP} = \delta_{PD} \text{ (Teorema de Maxwell de deflexiones reciprocas)}$$

$$M_D = -\frac{\alpha_{DP}}{\alpha_{DD}} = -\frac{\delta_{PD}}{\alpha_{DD}}$$

Para obtener M_D calculamos

- Calculamos la ecuación de la elástica δ_{PD}
- Calculamos la deflexión α_{DD}

Por el método de la viga conjugada

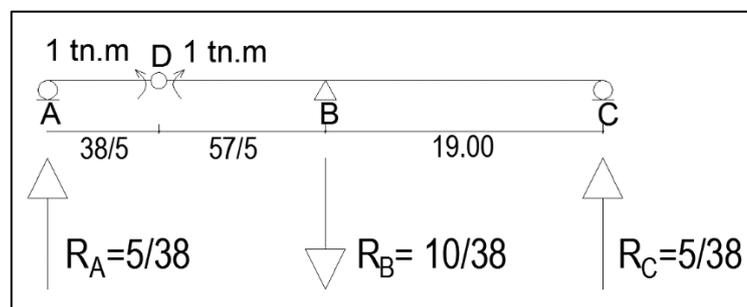


Figura 11: Reacciones en los apoyos.

Fuente: (Elaboración propia).

El diagrama de la viga conjugada sería:

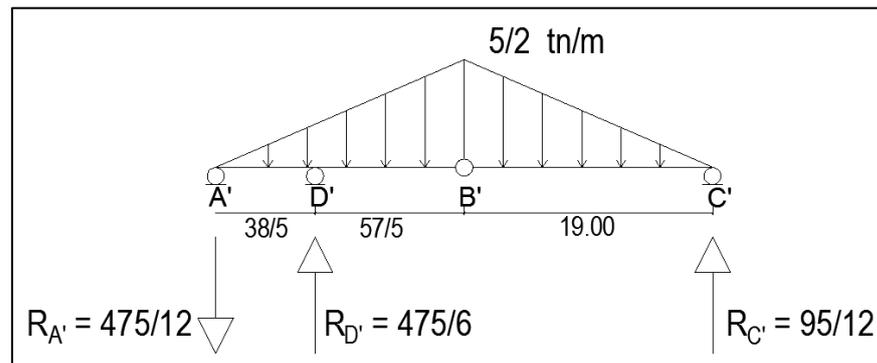


Figura 12: Reacciones de la viga conjugada.
Fuente: (Elaboración propia).

Cálculo de α_{DD}

$$\alpha_{DD}EI = R_{D'} = 475/6$$

Cálculo de δ_{PD}

Tramo AD ($0 \leq x \leq 38/5$)

$$\delta_{PD}EI = -\frac{475x}{12} - \frac{5x^3}{228}$$

Tramo DB ($38/5 \leq x \leq 19$)

$$\delta_{PD}EI = -\frac{475x}{12} + \frac{475}{6} \left(x - \frac{38}{5} \right) - \frac{5x^3}{228}$$

Tramo BC ($19 \leq x \leq 38$)

$$\delta_{PD}EI = -\frac{5(38-x)^3}{228} - \frac{95(38-x)}{12}$$

Para la construcción de M_D tenemos:

$$M_D = -\frac{\delta_{PD}}{\alpha_{DD}}$$

$$\alpha_{DD} = \frac{475}{6}$$

Tramo AD ($0 \leq x \leq 38/5$)

$$M_D = -\frac{6}{475} \left[-\frac{475x}{12} - \frac{5x^3}{228} \right]$$

Tramo DB ($38/5 \leq x \leq 19$)

$$M_D = -\frac{6}{475} \left[-\frac{475x}{12} + \frac{475}{6} \left(x - \frac{38}{5} \right) - \frac{5x^3}{228} \right]$$

Tramo BC ($19 \leq x \leq 38$)

$$M_D = -\frac{6}{475} \left[-\frac{5(38-x)^3}{228} - \frac{95(38-x)}{12} \right]$$

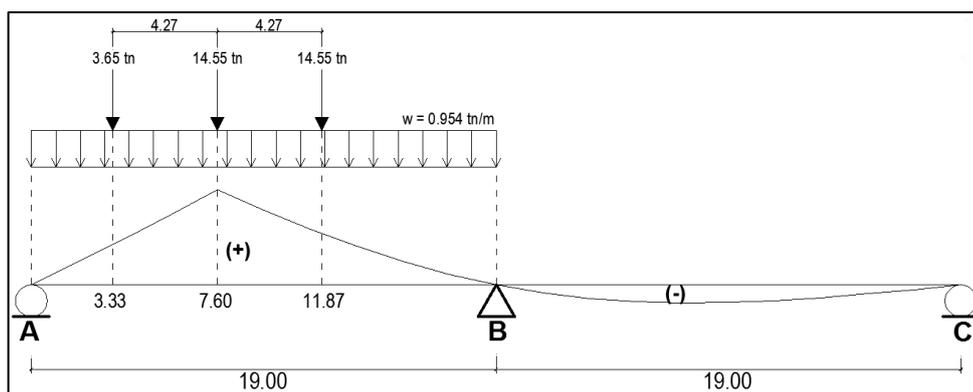


Figura 13: Línea de influencia del momento flector en la sección 104 - Momento Positivo.

Fuente: (Elaboración propia).

2.6.2 LÍNEA DE INFLUENCIA DEL MOMENTO FLECTOR EN LA SECCIÓN 200

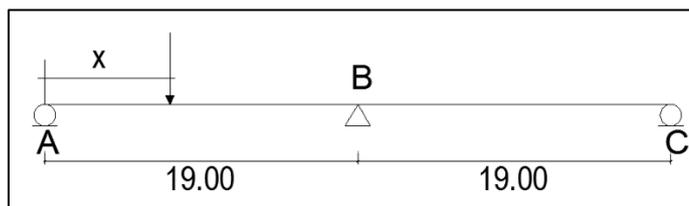


Figura 14: Línea de influencia en la sección 200.

Fuente: (Elaboración propia).

Liberamos al punto “B” en la viga de su capacidad de flexión instalando una rótula como se muestra.

Así mismo expresamos la flexión liberada en ese punto como un momento externo M_D , para obtener el siguiente modelo.

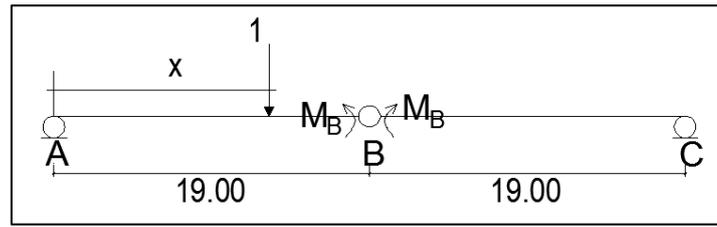


Figura 15: Flexión liberada en el punto B.
Fuente: (Elaboración propia).

El modelo tomado puede expresarse como:

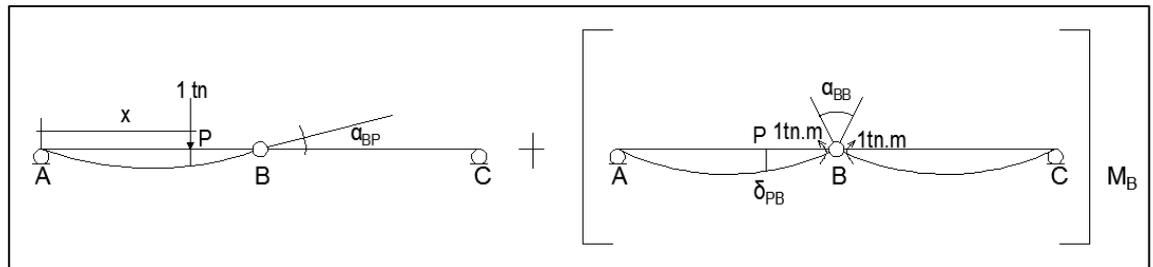


Figura 16: Rótula situada en el apoyo B y carga unitaria en P.
Fuente: (Elaboración propia).

Donde P es un punto cualquiera de la viga

Podemos plantear la siguiente ecuación:

$$\alpha_{BP} + \alpha_{BB}(M_B) = 0$$

$$\alpha_{BP} = \delta_{PB} \text{ (Teorema de Maxwell de deflexiones reciprocas)}$$

$$M_D = -\frac{\alpha_{BP}}{\alpha_{BB}} = -\frac{\delta_{PB}}{\delta_{BB}}$$

Para obtener M_B calculamos

- Calculamos la ecuación de la elástica δ_{PB}
- Calculamos la deflexión α_{BB}

Por el método de la viga conjugada

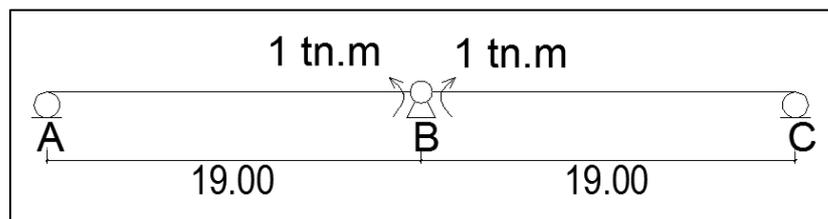


Figura 17: Dos pares unitarios en B.

Fuente: (Elaboración propia).

El diagrama de la viga conjugada sería:

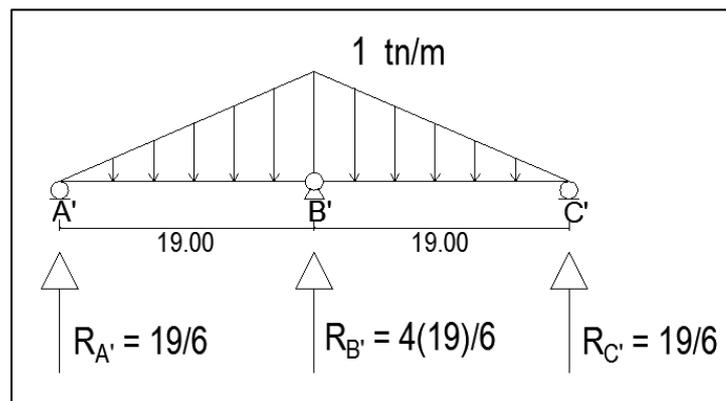


Figura 18: Reacciones de la viga conjugada.

Fuente: (Elaboración propia).

Cálculo de α_{BB}

$$\alpha_{BB}EI = R_{B'} = \frac{4(19)}{6}$$

Cálculo de δ_{PB}

Tramo AB ($0 \leq x \leq 19$)

$$\delta_{PB}EI = \frac{19x}{6} - \frac{x^3}{19(6)}$$

Tramo BC ($19 \leq x \leq 38$)

$$\delta_{PB}EI = \frac{19(38 - x)}{6} - \frac{(38 - x)^3}{19(6)}$$

Para la construcción de M_B tenemos:

$$M_B = -\frac{\delta_{PB}}{\alpha_{BB}}$$

$$\alpha_{BB} = \frac{4(19)}{6}$$

Tramo AB ($0 \leq x \leq 19$)

$$M_B = -\frac{x}{4} + \frac{x^3}{4(19)^2}$$

Tramo BC ($19 \leq x \leq 38$)

$$M_B = -\frac{(38-x)}{4} + \frac{(38-x)^3}{4(19)^2}$$

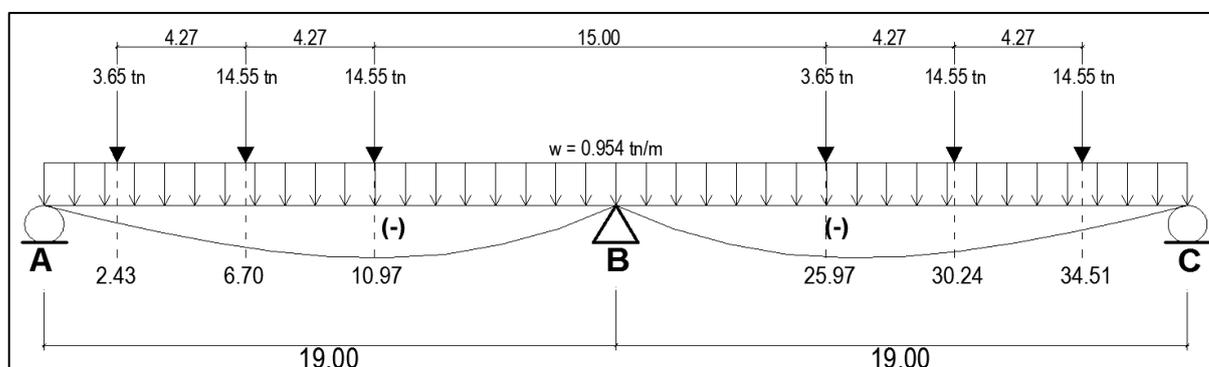


Figura 19: Línea de influencia del momento flector en la sección 200 - Momento Negativo.

Fuente: (Elaboración propia).

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 MÉTODO DE LA FRANJA FINITA

3.1.1 INTRODUCCIÓN

En 1968, el método de la franja finita fue publicado por primera vez por Y. K. Cheung (1996).

El método es adecuado para analizar las placas rectangulares y los elementos de las estructuras a tensión plana mediante la combinación de ambos.

En ingeniería civil, se puede emplear el método en losas de puentes, puentes cajón, tejados de elementos planos.

Estructuras prismáticas de sección geométrica constante

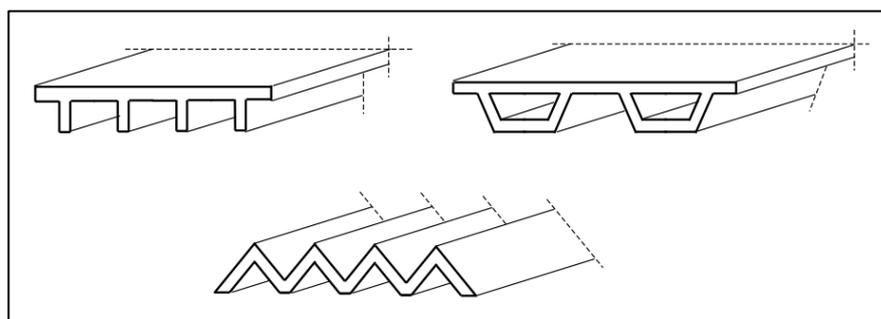


Figura 20: Estructuras prismáticas de sección geométrica constante.

Fuente: (Litewka, 2008).

Sin embargo, el método tiene un inconveniente, para el diseño de puentes, se limita su versatilidad, porque requiere que este sea simplemente apoyado.

En esta investigación se realizará un puente de dos tramos y se resolverá por el método de las flexibilidades.

El método también es válido en base al manual de puentes del MTC, se debe aclarar que en la primera edición del manual de puentes MTC-2003 se

denomina método de la franja finita, y en la segunda edición MTC-2016, cambia la denominación a método de la faja finita.

El método es denominado método de la banda finita, tal como indica Samartin (1983).

Como base de desarrollo de la investigación, se usó la teoría desarrollada para el método de la franja finita dada por Litewka (2008).

3.1.2 ANÁLISIS DE PLACAS POR EL MFF

La placa se considera delgada, es decir, se supone que la variación de los desplazamientos a través del espesor de la placa es insignificante y la placa se reemplazará con una superficie plana que corresponde a la superficie media del cuerpo prismático. También se descuidan las deformaciones en el plano.

Por lo tanto, en cada punto de la superficie plana, la deflexión y sus derivadas con respecto a dos coordenadas en el plano “x” e “y” son suficientes para definir el estado de deformación.

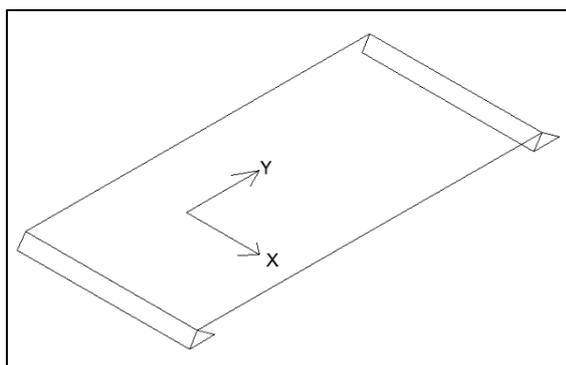


Figura 21: Placa delgada simplemente apoyada.

Fuente: (Litewka, 2008).

El sistema de coordenadas se introduce con el eje x a lo largo de dos bordes opuestos simplemente apoyados. Los dos bordes paralelos al eje y, pueden tener cualquier tipo de soporte.

En el método de la franja finita la placa se divide en un número finito de franjas o bandas que discurren a lo largo del eje y , por lo tanto, cada franja está soportada simplemente. Las tiras están conectadas a lo largo de las llamadas líneas nodales. Todas estas franjas pueden tener cualquier ancho, no necesariamente el mismo.

El punto de partida para la derivación de los procedimientos del método es la aproximación de la función de desplazamiento $w(x,y)$ para los puntos en una sola franja.

Señalemos las líneas nodales a lo largo de esta tira como i, j

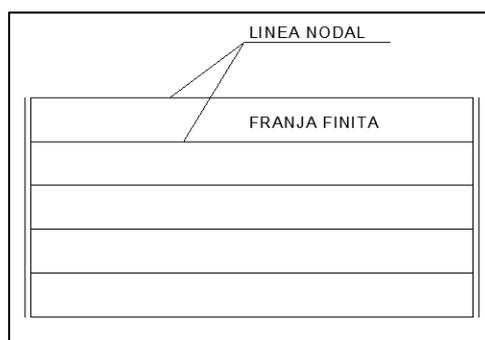


Figura 22: Representación de la Línea Nodal y de la franja finita.

Fuente: (Litewka, 2008).

La deflexión de la franja se aproxima como una combinación de la serie de armónicos sinusoidales en la dirección longitudinal “ y ” y la función polinomial $f_m(x)$ en la dirección transversal “ x ”

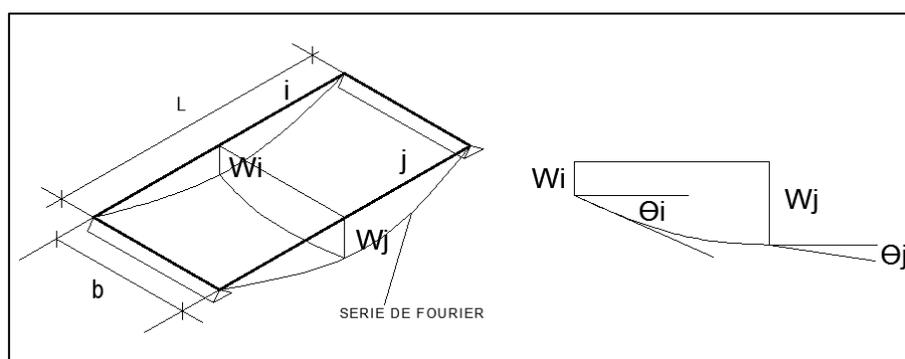


Figura 23: Deflexión y giro de la franja finita.

Fuente: (Litewka, 2008).

$$w(x, y) = \sum_{m=1}^r f_m \operatorname{Sen} \frac{m\pi y}{L} = \sum_{m=1}^r f_m (A_m + B_m + \dots) \operatorname{Sen} \frac{m\pi y}{L}$$

Donde:

r : Es el número de funciones armónicas en la serie

A_m, B_m : Son los coeficientes de la función polinomial f_m que deben encontrarse para las condiciones de contorno, correspondientes a las deflexiones y pendientes transversales en las líneas nodales i y j .

Las condiciones de continuidad requieren que a lo largo de las líneas nodales las franjas finitas adyacentes tengan las mismas deflexiones y pendientes.

Para una franja finita arbitraria y la m -ésima función armónica tenemos cuatro valores nodales prescritos $w_{im}, \Theta_{im}, w_{jm}, \Theta_{jm}$, por lo que en cada borde i y j de la franja finita habrá dos incógnitas que serán w y Θ , por lo tanto, se plantea que dichos desplazamientos serán de un polinomio de tercer grado (4 incógnitas).

Entonces:

$$f_m(x) = A_m + B_m x + C_m x^2 + D_m x^3$$

Los valores nodales de desplazamiento y pendientes son:

$$w_i = \sum_{m=1}^r w_{im} \operatorname{sen} \frac{m\pi y}{L} \qquad w_j = \sum_{m=1}^r w_{jm} \operatorname{sen} \frac{m\pi y}{L}$$

$$\theta_i = \sum_{m=1}^r w_{im} \operatorname{sen} \frac{m\pi y}{L} \qquad \theta_j = \sum_{m=1}^r w_{jm} \operatorname{sen} \frac{m\pi y}{L}$$

Los coeficientes desconocidos en el polinomio se obtienen a partir de las condiciones de contorno.

$$x = 0 \quad f_m(x) = w_{im} \quad y \quad \frac{\partial f_m(x)}{\partial x} = \theta_{im}$$

$$x = b \quad f_m(x) = w_{jm} \quad y \quad \frac{\partial f_m(x)}{\partial x} = \theta_{jm}$$

Luego de reemplazar los valores de $x=0$ y $x=b$ se obtiene:

$$f_m(x) = C_{0i}w_{im} + C_{1i}\theta_{im} + C_{0j}w_{jm} + C_{1j}\theta_{jm}$$

donde los coeficientes C son:

$$C_{0i} = 1 - 3\frac{x^2}{b^2} + 2\frac{x^3}{b^3} \quad C_{1i} = x - 2\frac{x^2}{b} + \frac{x^3}{b^2}$$

$$C_{0j} = 3\frac{x^2}{b^2} - 2\frac{x^3}{b^3} \quad C_{1j} = \frac{x^3}{b^2} - \frac{x^2}{b}$$

La aproximación de deflexión se puede dar en la forma de matriz

$$w^l(x, y) = \sum_{m=1}^r C_b^l w_{bm}^l \text{sen} \frac{m\pi y}{L}$$

Con las siguientes definiciones de los vectores

$$C_b^l = [C_{0i} \quad C_{1i} \quad C_{0j} \quad C_{1j}] \quad w_{bm}^l \begin{bmatrix} w_{im} \\ \theta_{im} \\ w_{jm} \\ \theta_{jm} \end{bmatrix}$$

l: superíndice que denota la l-esima franja finita

b: subíndice que denota el estado de flexión.

Tener en cuenta que los parámetros nodales $w_{im}, \theta_{im}, w_{jm}, \theta_{jm}$, son en realidad las amplitudes de m-ésimo funciones armónicas que describen las deflexiones y las pendientes transversales a lo largo de las líneas nodales.

Habiendo especificado la aproximación de deflexión en términos de parámetros nodales $w_{im}, \theta_{im}, w_{jm}, \theta_{jm}$, podemos considerar la energía y derivar las condiciones de equilibrio para la franja finita.

La energía total para una franja finita l consiste en la energía de deformación y la energía de carga.

$$U^l = U_s^l + U_q^l$$

La energía de deformación puede expresarse en términos de momentos de flexión y torsión M_x , M_y , M_{xy} y las curvaturas correspondientes

$$U_s^l = \frac{1}{2} \int_0^L \int_0^b \left(-M_x \frac{\partial^2 w^l}{\partial x^2} - M_y \frac{\partial^2 w^l}{\partial y^2} + 2M_{xy} \frac{\partial^2 w^l}{\partial x \partial y} \right) dx dy$$

Mientras que la energía de carga implica las desviaciones

$$U_q^l = - \int_0^L \int_0^b q(x, y) w^l dx dy$$

En la forma matricial la energía de deformación, se puede escribir como

$$U_s^l = \frac{1}{2} \int_0^L \int_0^b M^{lT} k^l dx dy$$

Donde los vectores de momentos y curvaturas

$$M = \begin{bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{bmatrix} \quad k^l = \begin{bmatrix} -\frac{\partial^2 w^l}{\partial x^2} \\ -\frac{\partial^2 w^l}{\partial y^2} \\ 2\frac{\partial^2 w^l}{\partial x \partial y} \end{bmatrix}$$

Que fueron introducidos, después de la sustitución de la deflexión w^l , el vector de curvaturas toma la forma:

$$k^l = \sum_{m=1}^r B_{bm}^l w_{bm}^l$$

Donde la matriz B_{bm}^l es

$$B_{bm}^l = \begin{bmatrix} -C_{0i}'' \text{sen} k_m y & -C_{1i}'' \text{sen} k_m y & -C_{0j}'' \text{sen} k_m y & -C_{1j}'' \text{sen} k_m y \\ k_m^2 C_{0i}'' \text{sen} k_m y & k_m^2 C_{1i}'' \text{sen} k_m y & k_m^2 C_{0j}'' \text{sen} k_m y & k_m^2 C_{1j}'' \text{sen} k_m y \\ 2k_m C_{0i}' \text{cos} k_m y & 2k_m C_{1i}' \text{cos} k_m y & 2k_m C_{0j}' \text{cos} k_m y & 2k_m C_{1j}' \text{cos} k_m y \end{bmatrix}$$

$$\text{y } k_m = \frac{m\pi}{L}$$

Supongamos que el material de la placa es isotrópico, entonces de la teoría de las placas isotrópicas los momentos se pueden calcular

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)}$$

$$D_1 = \nu D$$

$$D_{xy} = \frac{1 - \nu}{2} D$$

Para placa del espesor h. El vector de los momentos puede expresarse ahora en la forma matricial

$$M^l = D_b^l K^l$$

Con la matriz de coeficientes de rigidez de flexión para la placa isotrópica.

$$D_b^l \begin{bmatrix} D & D_1 & 0 \\ D_1 & D & 0 \\ 0 & 0 & D_{xy} \end{bmatrix}$$

El vector momento también se puede expresar en términos de desplazamiento nodal

$$M^l = \sum_{m=1}^r D_b^l B_{bm}^l w_{bm}^l$$

Y su transposición es

$$M^{lT} = \sum_{m=1}^r w_{bm}^{lT} B_{bm}^{lT} D_b^l$$

Por lo tanto, la energía de deformación toma la forma

$$U_s^l = \frac{1}{2} \sum_{m=1}^r \sum_{n=1}^r w_{bn}^{lT} \left[\int_0^L \int_0^b B_{bn}^{lT} D_b^l B_{bm}^l dx dy \right] w_{bm}^l$$

La integral doble implicara las siguientes expresiones

$$\int_0^L \text{sen}k_m y . \text{sen}k_n y dy = \begin{cases} 0 & \text{para } m \neq n \\ \frac{L}{2} & \text{para } m = n \end{cases}$$

$$\int_0^L \text{cos}k_m y . \text{cos}k_n y dy = \begin{cases} 0 & \text{para } m \neq n \\ \frac{L}{2} & \text{para } m = n \end{cases}$$

Por lo tanto, la suma única es suficiente en esta expresión y obtenemos

$$U_s^l = \frac{1}{2} \sum_{m=1}^r w_{bm}^{lT} \left[\int_0^L \int_0^b B_{bm}^{lT} D_b^l B_{bm}^l dx dy \right] w_{bm}^l$$

La energía de la carga toma la forma

$$U_s^l = - \sum_{m=1}^r w_{bm}^{lT} \int_0^L \int_0^b C_{bm}^{lT} q(x, y) \text{sen} k_m y dx dy$$

La energía de toda la placa U_p es la suma de las energías para todas las N -tiras

$$U_p = \sum_{l=1}^N U^l$$

En el enfoque energético presentado se utiliza el teorema para que el sistema este en equilibrio cuando toda la energía potencial tiene el valor mínimo. Esto conduce a las condiciones de desaparición de las derivadas parciales de U_p calculadas con respecto a los parámetros de desplazamiento nodal W_{bm}^l para cada función armónica m -ésima.

$$\frac{\partial U_p}{\partial w_{0m}} = 0, \frac{\partial U_p}{\partial \theta_{0m}} = 0, \frac{\partial U_p}{\partial w_{1m}} = 0, \frac{\partial U_p}{\partial \theta_{1m}} = 0, \dots, \frac{\partial U_p}{\partial w_{Nm}} = 0, \frac{\partial U_p}{\partial \theta_{Nm}} = 0$$

Después de esta diferenciación se obtiene el conjunto de ecuaciones para cada m .

$$\sum_{l=1}^N K_{bm}^l w_{bm}^l = \sum_{l=1}^N P_{bm}^l$$

Donde la matriz de rigidez para una sola franja finita l y m -ésima función armónica.

$$K_{bm}^l = \int_0^L \int_0^b B_{bm}^{lT} D_b^l B_{bm}^l dx dy$$

Y el vector de carga para esta franja finita y esta función armónica fueron introducidos

$$P_{bm}^l = \int_0^L \int_0^b C_{bm}^{lT} q(x,y) \text{sen} k_m y dx dy$$

La forma explícita de la matriz de rigidez de la franja finita en flexión es

$$k_{bm}^l = \begin{bmatrix} k_{b1} & k_{b3} & k_{b4} & -k_{b5} \\ k_{b3} & k_{b2} & k_{b5} & k_{b6} \\ k_{b4} & k_{b5} & k_{b1} & -k_{b3} \\ -k_{b5} & k_{b6} & -k_{b3} & k_{b2} \end{bmatrix}$$

$$K_{b1} = \frac{13}{70} L b k_m^4 D + \frac{12}{5} \frac{L}{b} k_m^2 D_{xy} + \frac{6}{5} \frac{L}{b} k_m^2 D_1 + 6 \frac{L}{b^3} D$$

$$K_{b2} = \frac{1}{210} L b^3 k_m^4 D + \frac{4}{15} L b k_m^2 D_{xy} + \frac{2}{15} L b k_m^2 D_1 + 2 \frac{L}{b} D$$

$$K_{b3} = \frac{11}{420} L b^2 k_m^4 D + \frac{1}{5} L k_m^2 D_{xy} + \frac{3}{5} L k_m^2 D_1 + 3 \frac{L}{b^2} D$$

$$K_{b4} = \frac{9}{140} L b k_m^4 D - \frac{12}{5} \frac{L}{b} k_m^2 D_{xy} - \frac{6}{5} \frac{L}{b} k_m^2 D_1 - 6 \frac{L}{b^3} D$$

$$K_{b5} = \frac{13}{840} L b^2 k_m^4 D - \frac{1}{5} L k_m^2 D_{xy} - \frac{1}{10} L k_m^2 D_1 - 3 \frac{L}{b^2} D$$

$$K_{b6} = -\frac{1}{280} L b^3 k_m^4 D - \frac{1}{15} L b k_m^2 D_{xy} - \frac{1}{30} L b k_m^2 D_1 + \frac{L}{b} D$$

Los vectores de carga dependen del tipo de carga. Por ejemplo

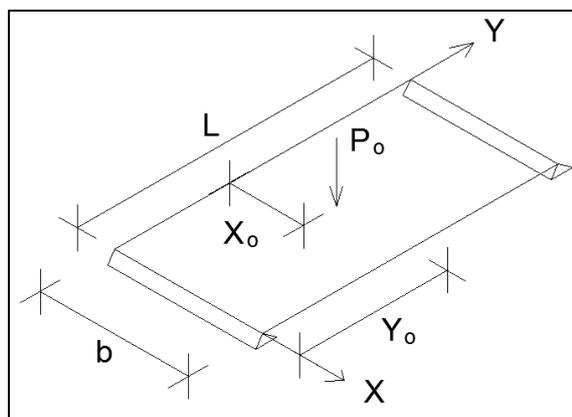


Figura 24: Carga puntual.

Fuente: (Litewka, 2008).

Vector de carga puntual

$$P_{bm}^l = \begin{bmatrix} 1 - 3 \frac{x_o^2}{b^2} + 2 \frac{x_o^3}{b^3} \\ x_o - 2 \frac{x_o^2}{b} + \frac{x_o^3}{b^2} \\ 3 \frac{x_o^2}{b^2} - 2 \frac{x_o^3}{b^3} \\ -\frac{x_o^2}{b} + \frac{x_o^3}{b^2} \end{bmatrix} P_o \cdot \text{sen} k_m y$$

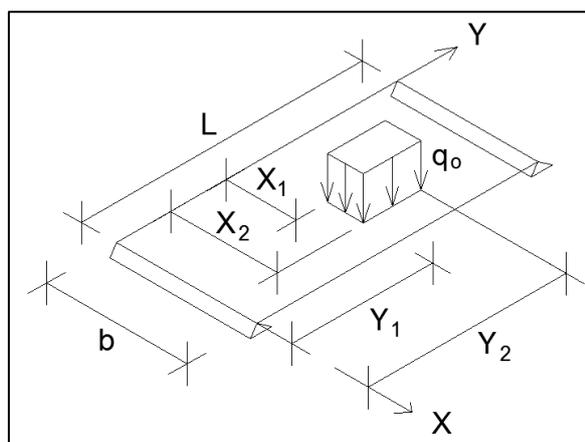


Figura 25: Carga distribuida.

Fuente: (Litewka, 2008).

Vector de carga distribuida

$$P_{bm}^l = \begin{bmatrix} \bar{x} - \frac{\bar{x}^3}{b^2} + \frac{\bar{x}^4}{2b^3} \\ \frac{\bar{x}^2}{2} - \frac{2\bar{x}^3}{3b} + \frac{1\bar{x}^4}{4b^2} \\ \frac{\bar{x}^3}{b^2} - \frac{\bar{x}^4}{2b^3} \\ -\frac{1\bar{x}^3}{3b} + \frac{1\bar{x}^4}{4b^2} \end{bmatrix} q_o \cdot C_m$$

$$c_m = \frac{1}{k_m} (\text{cos} k_m y_1 - \text{cos} k_m y_2)$$

$$\bar{x}^n = x_2^n - x_1^n \text{ para } n = 1, 2, 3 \text{ y } 4$$

El montaje de la matriz de rigidez k_{bm}^p y del vector de carga P_{bm}^p para toda la placa dividida en N-franjas finitas se lleva a cabo de acuerdo al siguiente esquema.

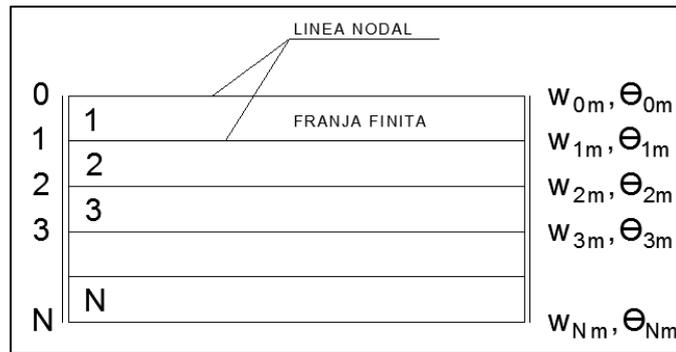


Figura 26: Placa dividida en N franjas finitas.

Fuente: (Litewka, 2008).

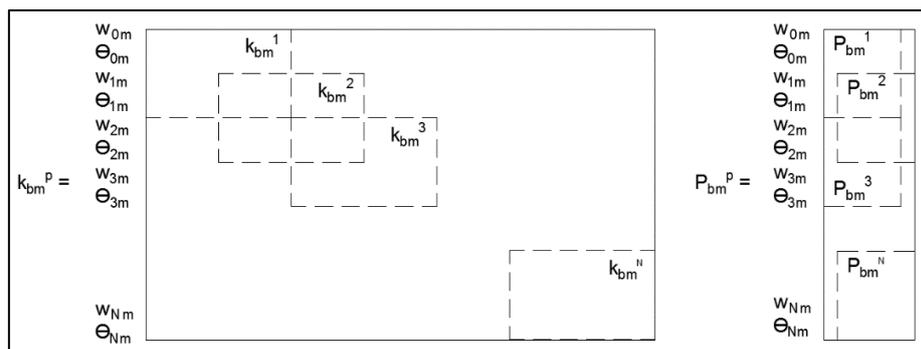


Figura 27: Ensamblaje de franjas finitas en una matriz.

Fuente: (Litewka, 2008).

Las direcciones de los ejes de coordenadas locales en las franjas finitas coinciden con las coordenadas globales y no es necesario ninguna transformación.

En cuanto a las condiciones de contorno, los apoyos de soporte ya son inherentes al sistema en forma de funciones de serie sinusoidal, que cumplen las condiciones de desplazamientos nulos y momentos de flexión (segundas derivadas de w con respecto a y).

De esta manera obtenemos el conjunto global de ecuaciones de equilibrio para toda la placa por la m -ésima función armónica.

$$K_{bm}^P w_{bm}^P = P_{bm}^P$$

La solución de estas ecuaciones proporciona el vector de amplitudes de funciones seno para deflexiones y pendientes transversales a lo largo de todas las líneas nodales para la m-ésima función armónica.

El valor del desplazamiento en un punto arbitrario en la placa se obtiene por una suma de resultados para todas las funciones r-armónicas asumidas de acuerdo con la formula.

$$w^l(x, y) = \sum_{m=1}^r c_b^l w_{bm}^l \text{sen} \frac{m\pi y}{L}$$

El método asegura la continuidad las deflexiones y pendientes entre las franjas finitas a lo largo de las líneas nodales. Sin embargo, debido a la forma aproximada de la función desplazamiento en las franjas finitas, los momentos de flexión y torsión calculados utilizando las segundas derivadas de desplazamiento no son continuos.

Los valores aproximados de los momentos a lo largo de las líneas nodales se pueden obtener como valores promedios calculados a partir de los momentos que producen dos franjas finitas adyacentes.

Por ejemplo, para la línea nodal i situada entre las franjas l-1 y l obtenemos

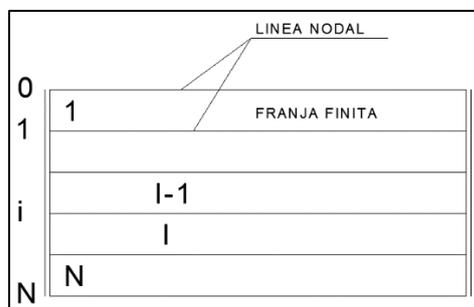


Figura 28: Momento en franjas finitas adyacentes.

Fuente: (Litewka, 2008).

$$M_i = \frac{1}{2} (M_{derecha}^{l-1} + M_{izquierda}^l)$$

Dónde:

$$M_{derecha}^{l-1} = \sum_{m=1}^r D_b^{l-1} B_{bm}^{l-1}(x = b) w_{bm}^{l-1}$$

$$M_{izquierda}^{l-1} = \sum_{m=1}^r D_b^l B_{bm}^l(x = 0) w_{bm}^l$$

Y las matrices apropiadas B_{bm} tiene la forma

Lado final de la franja finita

$$B_{bm}^{l-1}(x = b) = \begin{bmatrix} -\frac{6}{b^2} \text{sen} k_m y & -\frac{2}{b} \text{sen} k_m y & \frac{6}{b^2} \text{sen} k_m y & -\frac{4}{b} \text{sen} k_m y \\ 0 & 0 & k_m^2 \text{sen} k_m y & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2k_m \text{cos} k_m y \end{bmatrix}$$

Lado inicial de la franja finita

$$B_{bm}^l(x = 0) = \begin{bmatrix} \frac{6}{b^2} \text{sen} k_m y & \frac{4}{b} \text{sen} k_m y & -\frac{6}{b^2} \text{sen} k_m y & \frac{2}{b} \text{sen} k_m y \\ k_m^2 \text{sen} k_m y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2k_m \text{cos} k_m y & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Las diferencias entre los momentos obtenidos de las franjas finitas adyacentes disminuyen con el número creciente de franjas.

Se debe considerar que generalmente la exactitud de los resultados obtenidos utilizando el método de la franja finita depende de 2 parámetros:

- El número de franjas finitas.
- El número de funciones armónicas.

3.1.3 ANÁLISIS DE ELEMENTOS DE TENSIÓN PLANOS

Consideramos elementos planos delgados, es decir, se supone que la variación de desplazamientos a través del grosor de los elementos es insignificante y el elemento se reemplaza con una superficie plana que corresponde a la superficie media del cuerpo prismático real. Debido a la existencia de solo carga en el plano, los desplazamientos también están

solamente en el plano. Por lo tanto, tenemos dos funciones de desplazamiento u y v . Del mismo modo en el análisis de placa, el elemento se divide en un número finito de franjas finitas, que abarcan toda la longitud del elemento entre dos apoyos simplemente apoyados.

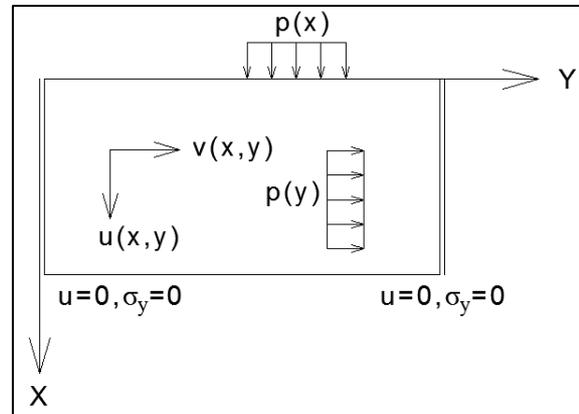


Figura 29: Elemento de tensión plana.
Fuente: (Litewka, 2008).

Introduzcamos los vectores de deformación y tensión

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix} \quad \sigma = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix}$$

La tensión del esfuerzo plano estará dada por:

$$\sigma = D_p \varepsilon$$

Donde la matriz de rigidez de la tensión plana tiene la forma general

$$D_p = \frac{1}{(1 - \nu_x \nu_y)} \begin{bmatrix} E_x & \nu_x E_x & 0 \\ \nu_y E_y & E_y & 0 \\ 0 & 0 & (1 - \nu_x \nu_y) E_{xy} \end{bmatrix}$$

Para el material isotrópico

$$E_x = E_y = E, \nu_x = \nu_y = \nu, E_{xy} = \frac{E}{2(1 + \nu)} = G$$

Las condiciones de contorno para los bordes opuestos simplemente apoyados $y=0, y=L$ son: $u = 0, \sigma_y = 0$

La aproximación de desplazamientos en una sola franja finita tiene la forma.

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \sum_{m=1}^r \begin{bmatrix} \text{sen} \frac{m\pi y}{L} \\ \text{cos} \frac{m\pi y}{L} \end{bmatrix} f_m(x) = \sum_{m=1}^r \begin{bmatrix} \text{sen} \frac{m\pi y}{L} \\ \text{cos} \frac{m\pi y}{L} \end{bmatrix} E_m + F_m x + \dots$$

Donde E_m, F_m , etc. Son los coeficientes desconocidos. La forma asumida de funciones de desplazamiento, cumple las condiciones de contorno en los extremos simplemente apoyados.

La presencia de la función $\text{sen} \frac{m\pi y}{L}$ en el desplazamiento u garantiza el cumplimiento de las condiciones límite de desplazamiento. En cuanto a las condiciones límite de tensión.

$$\sigma_y = \eta \varepsilon_x + \xi \varepsilon_y = \eta \frac{\partial u}{\partial x} + \xi \frac{\partial v}{\partial y}$$

La diferenciación con respecto a “ x ” en el primer término no cambia la función $\text{sen} \frac{m\pi y}{L}$ mientras que la diferenciación con respecto a “ y ” en el segundo término transforma la función $\text{cos} \frac{m\pi y}{L}$ en $\text{sen} \frac{m\pi y}{L}$. Por lo tanto, ambos términos contienen la función deseada $\text{sen} \frac{m\pi y}{L}$.

El cálculo de los desplazamientos para la franja finita “ l ” limitada por las líneas nodales i y j implica los siguientes parámetros nodales: u_{im} y u_{jm} para u , así como v_{im} y v_{jm} para v . Así, cada una de las dos aproximaciones de desplazamientos requerirá una función polinomial lineal con dos coeficientes E_m y F_m . Se encuentran a partir de las condiciones de contorno.

$$x = 0 \quad f_m(x) = u_{im}$$

$$x = b \quad f_m(x) = u_{jm}$$

Esto conduce a la siguiente relación matricial

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \sum_{m=1}^r C_{pm}^l w_{pm}^l$$

Donde la matriz de coeficientes es:

$$C_{pm}^l = \begin{bmatrix} \left(1 - \frac{x}{b}\right) \operatorname{sen} \frac{m\pi y}{L} & 0 & \frac{x}{b} \operatorname{sen} \frac{m\pi y}{L} & 0 \\ 0 & \left(1 - \frac{x}{b}\right) \operatorname{cos} \frac{m\pi y}{L} & 0 & \frac{x}{b} \operatorname{cos} \frac{m\pi y}{L} \end{bmatrix}$$

Y los parámetros nodales para la única franja finita “l” se montan en el vector de desplazamientos.

$$w_{pm}^l = \begin{bmatrix} u_{im} \\ v_{im} \\ u_{jm} \\ v_{jm} \end{bmatrix}$$

De la misma manera que en el análisis de placa, para obtener la matriz de rigidez de la franja finita se usa el enfoque de energía. La energía de deformación para una franja finita “l” en el esfuerzo plano puede expresarse como:

$$U_s^l = \frac{h}{2} \int_0^L \int_0^b \sigma^{lT} \varepsilon^l dx dy = \frac{h}{2} \int_0^L \int_0^b (\sigma_x \varepsilon_x + \sigma_y \varepsilon_y + \tau_{xy} \gamma_{xy}) dx dy$$

La energía potencial de carga es:

$$U_q^l = \int_0^L \int_0^b (p(x)u + p(y)v) dx dy$$

El vector de tensiones puede expresarse

$$\varepsilon = \sum_{m=1}^r B_{pm}^l w_{pm}^l$$

Con la matriz de derivados

$$B_{pm}^l = \begin{bmatrix} -\frac{1}{b} \text{sen} k_m y & 0 & \frac{1}{b} \text{sen} k_m y & 0 \\ 0 & -k_m \left(1 - \frac{x}{b}\right) \text{sen} k_m y & 0 & -k_m \frac{x}{b} \text{sen} k_m y \\ k_m \left(1 - \frac{x}{b}\right) \text{cos} k_m y & -\frac{1}{b} \text{cos} k_m y & k_m \frac{x}{b} \text{cos} k_m y & \frac{1}{b} \text{cos} k_m y \end{bmatrix}$$

$$y \quad k_m = \frac{m\pi}{L}$$

la tensión se puede expresar en forma de matriz

$$\sigma = \sum_{m=1}^r D_p^l B_{pm}^l w_{pm}^l$$

Así las partes de la energía se pueden poner como:

$$U_s^l = \frac{h}{2} \sum_{m=1}^r w_{pm}^{lT} \left[\int_0^L \int_0^b B_{pm}^{lT} D_p^l B_{pm}^l dx dy \right] w_{pm}^l$$

$$U_q^l = - \sum_{m=1}^r w_{pm}^{lT} \left[\int_0^L \int_0^b C_{pm}^l \begin{bmatrix} p(x) \\ p(y) \end{bmatrix} dx dy \right]$$

Teniendo en cuenta el hecho de que la energía para todo el elemento de esfuerzo plano consiste en las energías para todas las franjas finitas.

$$U_e = \sum_{l=1}^N U^l$$

Y utilizando las condiciones similares de equilibrio como en el caso de la placa

$$\frac{\partial U_p}{\partial w_{pm}} = 0$$

Obtenemos el conjunto de ecuaciones de equilibrio para todo el elemento para cada m-ésima función armónica

$$K_{pm}^l = h \int_0^L \int_0^b B_{pm}^{lT} D_p^l B_{pm}^l dx dy$$

Y su forma explícita de la matriz de rigidez de la franja finita en esfuerzo plano

$$k_{pm}^l = \begin{bmatrix} k_{p1} & k_{p3} & k_{p4} & k_{p6} \\ k_{p3} & k_{p2} & -k_{p6} & k_{p5} \\ k_{p4} & -k_{p6} & k_{p1} & -k_{p3} \\ k_{p6} & k_{p5} & -k_{p3} & k_{p2} \end{bmatrix}$$

Donde:

$$\begin{aligned} K_{p1} &= \frac{1}{2b}LE_1 + \frac{1}{6}Lbk_m^2E_{xy} & K_{p4} &= -\frac{1}{2b}LE_1 + \frac{1}{12}Lbk_m^2E_{xy} \\ K_{p2} &= \frac{1}{2b}LE_{xy} + \frac{1}{6}Lbk_m^2E_2 & K_{p5} &= -\frac{1}{2b}LE_{xy} + \frac{1}{12}Lbk_m^2E_2 \\ K_{p3} &= \frac{1}{4}Lk_mv_xE_1 - \frac{1}{4}Lk_mE_{xy} & K_{p6} &= \frac{1}{4}Lk_mv_xE_1 + \frac{1}{4}Lk_mE_{xy} \end{aligned}$$

$$E_1 = \frac{E}{1-\nu^2} \quad E_2 = \frac{E}{1-\nu^2} \quad E_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)} = G$$

3.1.4 ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS COMPUESTAS

Consideremos una estructura de puente tipo cajón y su discretización en franjas finitas. La sección transversal será como se indica en la figura 30:

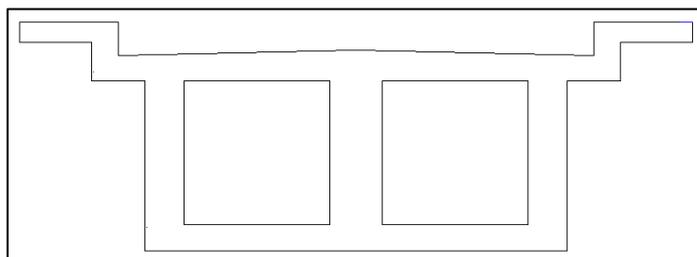


Figura 30: Puente tipo cajón.
Fuente: (Elaboración propia).

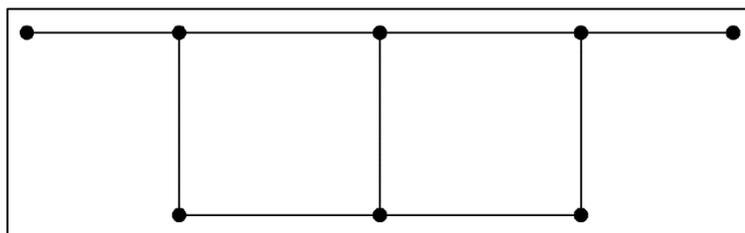


Figura 31: Discretización en franjas finitas del puente tipo cajón.
Fuente: (Elaboración propia).

Dicha estructura puede ser considerada como compuesto de elementos rectangulares, que se someten simultáneamente a la acción de flexión y esfuerzo plano. La matriz de rigidez de cada franja finita se puede obtener como un conjunto apropiado de matrices de rigidez para franjas finitas en el estado de flexión y en el estado de esfuerzo plano.

El equilibrio de una sola franja finita en sus coordenadas locales puede expresarse mediante la ecuación matricial.

$$\tilde{k}_m^l \tilde{w}_m^l = \tilde{P}_m^l$$

Representamos las matrices de franjas finitas en flexión y tensión plana utilizando las (2x2) – submatrices

Matriz de rigidez para la franja finita en flexión

$$\tilde{k}_{bm}^l = \begin{bmatrix} k_{b1} & k_{b3} & k_{b4} & -k_{b5} \\ k_{b3} & k_{b2} & k_{b5} & k_{b6} \\ k_{b4} & k_{b5} & k_{b1} & -k_{b3} \\ -k_{b5} & k_{b6} & -k_{b3} & k_{b2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{bmii}^l & k_{bmi j}^l \\ k_{bmji}^l & k_{bmjj}^l \end{bmatrix}$$

Matriz de rigidez para la franja finita en esfuerzo plano

$$\tilde{k}_{pm}^l = \begin{bmatrix} k_{p1} & k_{p3} & k_{p4} & k_{p6} \\ k_{p3} & k_{p2} & -k_{p6} & k_{p5} \\ k_{p4} & -k_{p6} & k_{p1} & -k_{p3} \\ k_{p6} & k_{p5} & -k_{p3} & k_{p2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{pmii}^l & k_{pmij}^l \\ k_{pmji}^l & k_{pmjj}^l \end{bmatrix}$$

Ahora la matriz de rigidez para una franja finita en una estructura compuesta puede darse en la siguiente forma:

$$\tilde{k}_m^l = \begin{bmatrix} k_{pmii}^l & 0 & k_{pmij}^l & 0 \\ 0 & k_{bmii}^l & 0 & k_{bmi j}^l \\ k_{pmji}^l & 0 & k_{pmjj}^l & 0 \\ 0 & k_{bmji}^l & 0 & k_{bmjj}^l \end{bmatrix}$$

Esta matriz corresponde a los siguientes vectores de parámetros de desplazamiento nodal (amplitudes) y fuerzas nodales para la l-ésima banda y la m-ésima función armónica.

$$\tilde{W}_m^l = \begin{bmatrix} \tilde{u}_{im} \\ \tilde{v}_{im} \\ \tilde{w}_{im} \\ \tilde{\theta}_{im} \\ \tilde{u}_{jm} \\ \tilde{v}_{jm} \\ \tilde{w}_{jm} \\ \tilde{\theta}_{jm} \end{bmatrix} \quad \tilde{P}_m^l = \begin{bmatrix} \tilde{u}_{im} \\ \tilde{v}_{im} \\ \tilde{w}_{im} \\ \tilde{\theta}_{im} \\ \tilde{u}_{jm} \\ \tilde{v}_{jm} \\ \tilde{w}_{jm} \\ \tilde{\theta}_{jm} \end{bmatrix}$$

Cada línea nodal tiene cuatro parámetros nodales, tres para los desplazamientos y uno para la pendiente transversal.

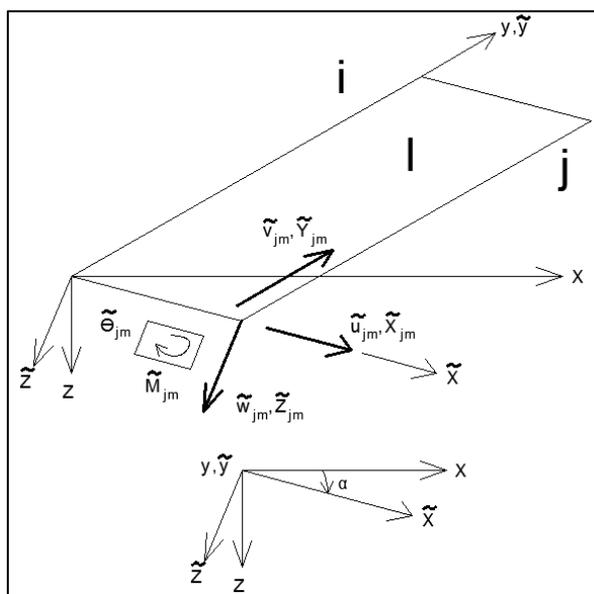


Figura 32: Desplazamientos y fuerzas en coordenadas locales.
Fuente: (Litewka, 2008).

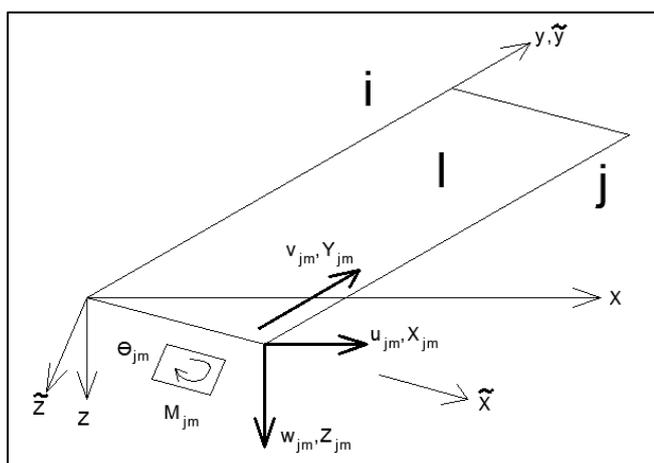


Figura 33: Desplazamientos y fuerzas en coordenadas globales.
Fuente: (Litewka, 2008).

Las relaciones entre las fuerzas son:

$$\begin{aligned}\tilde{X}_{jm} &= X_{jm}\cos\alpha + Z_{jm}\sen\alpha \\ \tilde{Y}_{jm} &= Y_{jm} \\ \tilde{Z}_{jm} &= -X_{jm}\sen\alpha + Z_{jm}\cos\alpha \\ \tilde{M}_{jm} &= M_{jm}\end{aligned}$$

Lo que lleva a la siguiente regla de transformación:

$$\begin{bmatrix} \cos\alpha & 0 & \sen\alpha & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\sen\alpha & 0 & \cos\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_{jm} \\ Y_{jm} \\ Z_{jm} \\ M_{jm} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{X}_{jm} \\ \tilde{Y}_{jm} \\ \tilde{Z}_{jm} \\ \tilde{M}_{jm} \end{bmatrix}$$

La matriz de coseno de dirección se puede denotar como:

$$c = \begin{bmatrix} \cos\alpha & 0 & \sen\alpha & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\sen\alpha & 0 & \cos\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Y la matriz de transformación es:

$$T = \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & C \end{bmatrix}$$

Ahora la transformación de vectores de los parámetros nodales de desplazamiento y fuerza puede darse como:

$$\begin{aligned}\tilde{w}_m^l &= T w_m^l & \tilde{p}_m^l &= T P_m^l \\ w_m^l &= T^t \tilde{w}_m^l & p_m^l &= T^t \tilde{p}_m^l\end{aligned}$$

Y para la matriz de rigidez de la franja finita tenemos

$$k_m^l = T^T \tilde{K}_m^l T$$

3.1.5 ANÁLISIS DE PLACAS CON SOPORTES INTERMEDIO

Las placas con soportes entre tramos, tanto como carga puntual, como una carga distribuida, pueden resolverse utilizando la combinación del método de la franja finita con el método de las flexibilidades.

Las reacciones en los soportes intermedios se consideran como fuerzas redundantes y la placa de un solo tramo para la que puede encontrarse la solución

usando solamente el método de la franja finita, se toma como un sistema modificado (determinado):

Así se establece el esquema del método de flexibilidad. La reacción continua en el soporte intermedio se puede aproximar como un conjunto de cargas puntuales, por ejemplo, en los puntos donde la línea de apoyo o soporte interseca las líneas nodales de discretización de las franjas finitas.

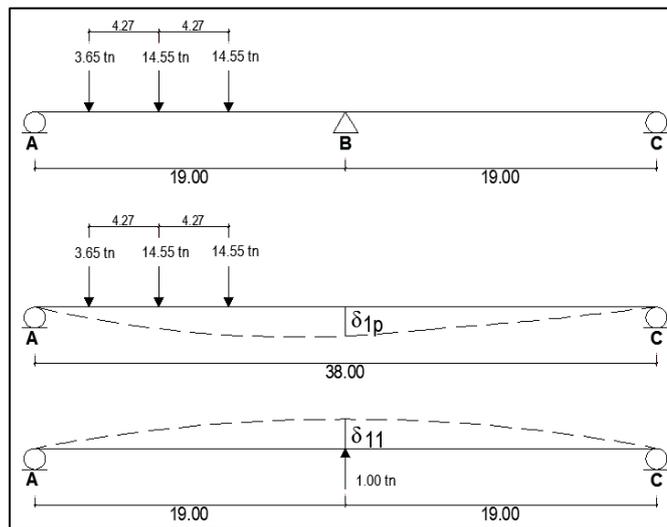


Figura 34: Forma gráfica del método de la flexibilidad.
Fuente: (Elaboración propia).

La identidad del sistema modificado con soportes retirados y el sistema original con soportes presentes está garantizada por las condiciones cinemáticas que requieren que las deflexiones en los soportes retirados sean cero.

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0 \\ \delta_2 &= 0 \\ &\dots \dots \dots \\ \delta_3 &= 0 \end{aligned}$$

Después de considerar los estados básicos: $X_1=1$, $X_2=1$, $X_N=1$, y P y la aplicación de la regla de superposición se obtienen las ecuaciones canónicas del método de flexibilidad.

$$\begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \dots + \delta_{1N}X_N + \delta_{1P} &= 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \dots + \delta_{2N}X_N + \delta_{2P} &= 0 \\ &\dots \\ \delta_{N1}X_1 + \delta_{N2}X_2 + \dots + \delta_{NN}X_N + \delta_{NP} &= 0 \end{aligned}$$

Los coeficientes de flexibilidad δ_{ik} , que son los vectores de fuerzas redundantes que tiene una orientación hacia arriba, opuesta al eje z, en los puntos donde se aplican las fuerzas X_i se obtienen a partir del análisis de franja finita de la placa modificada de un tramo cargado por un estado de carga $X_k=1$.

Por ejemplo, el conjunto de desplazamientos $\delta_{1i}, \delta_{2i}, \dots, \delta_{Ni}$ deriva del estado $X_i=1$.

Así N estado básicos y el estado P deben ser resueltos para formular el conjunto de ecuaciones canónicas. Estas ecuaciones se resuelven y se encuentran los valores de las fuerzas redundantes.

Finalmente, la última etapa de la solución sigue, donde la placa modificada de un solo tramo se carga con las cargas externas y todas las fuerzas redundantes.

3.1.6 VENTAJAS DEL MFF

- El ahorro de variables conlleva a que el número de operaciones matriciales sea menor para hallar los esfuerzos y deformaciones dando lugar a la reducción del costo computacional, ya que se estarán usando menos recursos de una computadora.
- Se puede realizar una programación simplificada en una hoja de cálculo en Excel, que permita la utilización de técnicas matriciales, logrando así la reducción del costo computacional.
- El método alcanza su mayor efectividad en puentes simplemente apoyados y de sección prismática constante, para puentes de varios tramos se complementa con el uso del método de las flexibilidades.

3.1.7 DESVENTAJAS DEL MFF

- El método de la MFF no es aplicable a puentes con sección prismática variable, en cambio el MEF se aplica a estructuras de cualquier geometría, condiciones de borde y variaciones de material.

3.2 ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA

3.2.1 GENERALIDADES DEL PROYECTO

3.2.1.1 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL PUENTE

- Tipo de Puente : Viga Cajón.
- Longitud del Puente : 38 m
- Número de tramos : 2 tramos
- Luz por tramo : 19.00 m
- Numero de vías : 1 vía
- Ancho de la vía : 3.60 m
- Tipo de Sobre Carga : HL-93
- Categoría de la vía : Trocha carrozable
- Zona geográfica : Sierra.
- Bombeo : 2%
- Losas y Vigas : Concreto $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$.
- Estribos : Concreto $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$.
- Armadura : $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$.

a. Ubicación

La zona de estudio para el diseño del puente, se encuentra a 97 km desde la ciudad de Juliaca, ubicado sobre el río Coline, de la comunidad campesina de Coline en el distrito de Santa Lucia, Provincia de Lampa, Departamento de Puno a una altitud de 4319 msnm.

Se escogió el lugar a recomendación del Alcalde de la Municipalidad Distrital de Santa Lucia, para el beneficio de la comunidad campesina de Coline y otras comunidades aledañas.



Figura 35: Fotografía satelital de la comunidad campesina de Coline.
Fuente: (Google Earth).



Figura 36: Río Coline, lugar proyectado para el diseño del puente tipo cajón.
Fuente: (Elaboración propia).

b. Accesibilidad

Consta de los siguientes 04 tramos para la ubicación del proyecto:

Tramo 01 : Carretera asfaltada Juliaca a Santa Lucia.

Km 0+000 al Km 62+000.

Tramo 02 : Carretera asfaltada Santa Lucia a Arequipa.

Km 0+000 al Km 25+000 (lado derecho del eje).

Tramo 03 : Trocha carrozable camino al centro poblado de Pinaya.

Km 0+000 al Km 7+000 (lado izquierdo del eje).

Tramo 04 : Trocha carrozable camino a la comunidad campesina de Coline.

Km 0+000 al Km 3+000 (Sobre el rio Coline).



Figura 37: Fotografía satelital de la ubicación del proyecto del puente tipo cajón.

Fuente: (Google Earth).

3.2.2 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

3.2.2.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El levantamiento topográfico, se realizó para determinar la posición relativa de los puntos de la superficie de la tierra.

3.2.2.2 ETAPAS DE UN LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

a. Reconocimiento de terreno y plan de trabajo.

Se realizó la visita a la comunidad campesina de Coline, se recopiló la mayor cantidad de datos respecto al lugar de estudio, tales como las cartas nacionales que informen de la ubicación del lugar, los nombres de los ríos, nombre de los lagos, nombre de las comunidades y centros poblados colindantes y tipo de vías de acceso entre otros.

La comunidad campesina de Coline tiene una topografía predominantemente montañosa.

b. Trabajo de campo

Para realizar el trabajo de campo se tuvo que ubicar un Bench Mark que pueda informar la altitud de un punto respecto al plano correspondiente al nivel medio del mar.

El Instituto Geográfico Nacional ubica un Bench Mark en el distrito de Cabanillas, provincia de San Román, departamento de Puno; el cual se encuentra ubicado en la berma central del Jr. Lampa a 5 m aproximadamente del cruce entre los jirones Lampa y Olivares.

El Bench Mark, se reconoce por medio de un disco de bronce de 5 cm de diámetro, incrustado en el bloque de concreto de 20 cm de ancho, 20 cm de largo y 40 cm de alto y lleva grabada la siguiente descripción “IGN-PCDPI-CLSI-C-2009”

La Ficha Geodésica del Bench Marck, describe los siguientes datos:

*Tabla 5:
Coordenadas UTM Zona 19-WGS84*

Nro	Pto	Norte(Y)	Este(X)	Elev. Referencial
1	CLSI	8270564.6864	355523.232304	3877.5712

Fuente: (IGN, 2009).

*Tabla 6:
Coordenadas Geográficas - WGS84*

Nro	Pto	Latitud(S)	Longitud(O)	Altura Elipsoidal
1	CLSI	15°38'19.518540"	70°20'52.275580"	3923.3472m

Fuente: (IGN, 2009).

Para la realización del levantamiento topográfico por el método de la radiación, se utilizaron los siguientes equipos:

- Una estación total Sokkia Set 610.
- 01 Prisma con su bastón.
- GPS navegador Garmin.
- Nivel de Ingeniero Sokkia.
- Mira Topográfica de aluminio de 4m.
- Jalones.
- Flexómetro de 5m.
- Wincha de 50 m.
- Brújula Brunton.
- Libreta de Topografía,
- Lápiz.

Se ubicó el eje del puente Coline perpendicular al río y en una zona rocosa.

En el área de trabajo, se estableció un punto de control BM-1
(ubicado en el lado izquierdo del estribo aguas abajo)

Con la estación total, se ha configurado los siguientes parámetros:

Clima	: Nublado
Viento	: Suave
Temperatura	: 4°C.
Presión Atmosférica	: 760mmhg.
PPM	: -11.
Constante de Prisma	: 2.00 m en todos los casos.
Altura del Instrumento	: 1.45 m.
Norte (N)	: 8268042
Este (E)	: 299838
Elevación (Z)	: 4316.00 msnm

El Norte Magnético, está en referencia a un poste de luz de una cabaña con respecto a la estación BM-1.

c. Trabajo de gabinete

De los datos recolectados en campo, se realizó el levantamiento del plano topográfico con curvas de nivel a cada 0.50 m.

PANEL FOTOGRÁFICO



Figura 38: Localización de Bench Mark en Cabanillas.

Fuente: (Elaboración propia).



Figura 39: Levantamiento Topográfico con estación total.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.3 ESTUDIO GEOLÓGICO DEL PUENTE COLINE

3.2.3.1 GEOLOGÍA

Se efectuó una prospección geológica del área circundante del puente Coline, determinando la formación geológica dominante, del Grupo Puno, perteneciente al grupo cuaternario, litológicamente se halla conformado por conglomerado y arenisca feldespática.

También se observó afloramientos rocosos de los que se distinguen las calizas, que son materiales de mejor comportamiento geotécnico.

Las rocas calizas, son rocas sedimentarias que se forman por la acumulación y consolidación de sedimentos, formada por carbonatos, principalmente carbonato de calcio, cuando tiene alta proporción de carbonatos de magnesio, se conoce como dolomita, las calizas tienen gran resistencia a la meteorización y la erosión. (Gonzales de Vallejo et al., 2005)

La meteorización es la descomposición de las rocas de la superficie terrestre. Existen dos tipos de meteorización: la física y la química. La meteorización física puede ser causada por cambios de temperatura, tales como congelación y fusión o por abrasión del material transportado por el viento, los ríos y los glaciares. Las rocas también pueden ser erosionadas por la acción de animales o plantas, como sucede cuando los animales o las raíces que perforan el suelo. La meteorización química causa la descomposición de las rocas a causa de los cambios que ocurren en su composición química, por ejemplo, las precipitaciones pueden disolver ciertos minerales en las rocas y la erosión es la destrucción por desgaste y la remoción de las superficies terrestres por causa del agua, el viento o el

hielo, la erosión es mayor en zonas desprovistas de vegetación.

(Gonzales de Vallejo et al., 2005)



Figura 40: Vista del río Coline aguas arriba donde se ubica el proyecto del puente Coline.

Fuente: (Elaboración propia).



Figura 41: Vista del río Coline aguas abajo donde se ubica el proyecto del puente Coline.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.3.2 INFORMACIÓN GEOLÓGICA

Se ha utilizado la información del mapa geológico del cuadrángulo de Lagunillas, elaborado por el Instituto Geológico Minero y Metalúrgico – INGEMET

*Tabla 7:
Mapa Geológico*

Denominación	Zona y cuadrícula	Hoja	Escala
Lagunillas	19 L	32-u (IV)	1: 50 000

Fuente: (INGEMET, 2014).

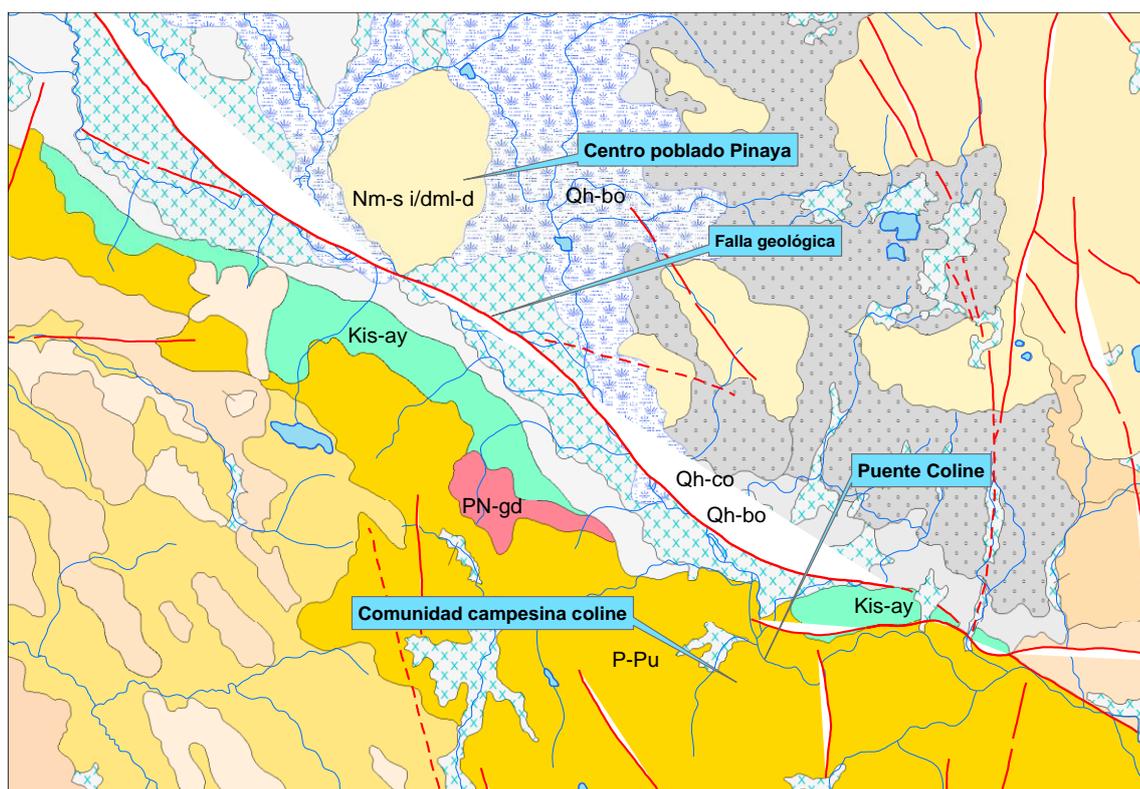
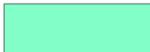


Figura 42: Mapa Geológico, sector del puente Coline.

Fuente: (INGEMET, 2014).

Tabla 8: Leyenda del mapa geológico

Eratema	Sistema	Serie	Geocronometría (M a)	Unidades Litoestratigráficas	Intrusivos y Rocas Sub-Volcánicas
Cenozoico	Cuaternario	Paleogeno	65	Grupo Puno P-pu  P-pu Conglomerado, areniscas grano grueso en capas medias a gruesas intercaladas con pequeños niveles de limoarcillitas de color rojo	 PN-gd  PN-an Pn-gd Granodiorita y Pn-an Andesita
Mesozoico	Cretaceo	Superior	65	Fm Ayabaca Kis-ay  Kis-ay Calizas micriticas gris claras con venas de calcita, se intercalan con limoarcillitas y arcillas rojas	

Fuente: (INGEMET, 2014).

3.2.3.3 LITOESTRATIGRAFÍA DE LA ZONA DEL PROYECTO DEL PUENTE COLINE

a. Mesozoico – cretácico - superior

a.1. Formación Ayabacas (Kis-ay)

Gonzales y Lopez (2015) afirma:

La formación estratigráfica fue asignada Palacios et al. (1993) pero descrita por Newell (1949) como cuerpos de roca con formas alargadas disgregados en el sector central de la región (entre las cordilleras Occidental y Oriental) con orientación noroeste-sureste, la litología tipo deriva de la localidad de Ayabacas en el cuadrángulo de Juliaca en la carretera Juliaca – Taraco. (p.25)

Palacios et al. (1993), basado en Newell (1949) hace la siguiente descripción litológica. Lutita limolítica roja con caliza impura; caliza masiva gris ante, con numerosos huecos tabulares intemperizada con

una superficie muy áspera, la parte superior es azulina; caliza de grano fino, en bloques, estratificación regular, escasamente fosilífera, los últimos 2 m son lutíticas; caliza masiva grisante, con muchos huecos rellenos con caliza arcillosa; lentes de caliza brechoide, lutita limolítica de color rojo ladrillo; arenisca de granos fino color rojo ladrillo oscuro; lutita limolítica de color marrón rojizo oscuro. (p.25)

b. Cenozoico – cuaternario – paleogeno

b.1. Grupo Puno (P-pu)

Gonzales y Lopez (2015) afirma:

Descrito por primera vez por Newell (1949), la unidad aflora de forma dispersa en la parte central y sur de la región. Palacios et al. (1993) menciona que la constitución litológica es de areniscas con conglomerados comunes, limolitas subordinadas, calizas y horizontes de tufos. Las areniscas en todo lugar son feldespáticas, las cuales pueden ser clasificadas como arcosas, subarcosas y como wackas feldespáticas, son de color rosado a marrón rojizo bien clasificadas, masivas bien estratificadas de tamaño de grano muy variable, con granos de cuarzo monocristalino angular a subredondeado. (p.30)

Palacios et al. (1993) indica que los conglomerados del Grupo Puno contienen una variedad de clastos, los cuales incluyen calizas grises, cuarcitas y areniscas rojas, limolitas, venas de cuarzo, dioritas, microdioritas, cherts, jaspes, y una selección de volcánicos andesítico basálticos. (p.30)

3.2.4 ESTUDIO GEOTÉCNICOS

3.2.4.1 ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

El presente trabajo corresponde al estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación para el proyecto del puente Coline, el mismo ubicado en el lugar denominado en el río Coline, de la comunidad campesina de Coline, distrito de Santa Lucia, provincia de Lampa, departamento de Puno. Se refiere específicamente a las investigaciones efectuadas en el lugar señalado, donde se ejecuta la construcción del puente tipo cajón de concreto armado en mención, con una luz de 38 m con apoyo intermedio, presentando esta zona una conformación de suelo granular de origen aluvial y fluvial en las dos márgenes del río. Para lo cual se ha efectuado el reconocimiento respectivo y el sondeo geotécnico.

El trabajo contiene los resultados de los ensayos insitu practicados en las excavaciones, mediante los cuales se deduce el perfil estratigráfico del área en estudio, así como sus parámetros de resistencia, necesarios para definir las condiciones de cimentación de la estructura proyectada, proporcionándose el tipo y profundidad de los cimientos, cálculo de la capacidad portante.

Los trabajos de exploración del suelo, los ensayos de campo y los ensayos de laboratorio son efectuados con los materiales del lugar investigado, tienen por objeto determinar las características físicas y mecánicas de los suelos subyacentes al área en estudio a fin de establecer las condiciones de estabilidad de la cimentación de la estructurada proyectada.

3.2.4.2 INVESTIGACIÓN DE CAMPO

a. Exploración del subsuelo

En el referido lugar a fin de obtener la información necesaria, se dispuso los trabajos de excavación en ambos márgenes del río, teniendo calicatas asignadas como C-1, margen izquierda del río (Aguas abajo) y C-2, margen derecha del río (Aguas abajo).

Además, se ha efectuado estudios de sondeo dinámico con el DPL (Penetración dinámica ligera) en los 02 puntos señalados. El sistema empleado permitió examinar los diferentes estratos y evaluar las características de los materiales que conforman el subsuelo y su resistencia como terreno de fundación.

b. Ensayos insitu

Con la finalidad de determinar las características del subsuelo de fundación, así como los parámetros de comportamiento mecánico, se realizaron los ensayos de penetración dinámica ligera con DPL.

c. Muestreo

Se tomaron las muestras disturbadas más representativas de los estratos, donde se ha ejecutado el sondeo.

3.2.4.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos se hicieron con las normas establecidas de la ASTM “AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS” en el Laboratorio de mecánica de suelos de la FICA – UNA – PUNO. los cuales detallo a continuación:

a. Recolección de muestras de suelos insitu

Consiste en el muestreo de los suelos y tomar una muestra alterada y representativa para obtener valores reales.

b. Contenido de humedad natural

Es el ensayo que determina el contenido de agua presente en la cantidad de suelo en términos de su peso en seco.

c. Análisis granulométrico por tamizado

Este ensayo consiste en hacer pasar una muestra de suelo seco a través de una serie de mallas o tamices de dimensiones estandarizadas a fin de determinar las proporciones relativas de los diversos tamaños de las partículas existentes en un determinado suelo.

d. Ensayos de límites de consistencia

Estos ensayos sirven para expresar cuantitativamente el efecto de la variación de la humedad en las características de la plasticidad de un suelo, permite determinar un tercer parámetro que es el índice de plasticidad.

e. Ensayo de penetración dinámica ligera DPL

Se realizo el ensayo para determinar las condiciones de resistencia del terreno.



Figura 43: Material rocoso predominante en el río Coline.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.4.4 NORMATIVIDAD DE ENSAYOS REALIZADOS

*Tabla 9:
Normatividad de ensayos realizados*

ENSAYOS	ASTM	AASHTO	NTP	MTC
Contenido de humedad	D-2216	---	339.127	E-108
Análisis granulométrico	D-422	T-88	339.128	E-107
Límite líquido	D-423	T-89	339.129	E-110
Límite plástico	D-424	T-89	339.129	E-111
DPL	---	---	339.159	---

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.4.5 CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

En base a los trabajos de campo y ensayos de laboratorio, el subsuelo en el área investigada está constituida en su generalidad, por el siguiente perfil estratigráfico.

a. Sondeo S-1

Ubicado en el margen izquierdo del río (Aguas abajo). A partir del nivel del terreno natural hasta una profundidad de 0.10 m. Se tiene presencia de material orgánico, del nivel 0.10 m - 0.90 m la estratigrafía está conformada por limos y arcillas orgánicas, café oscuro de baja plasticidad y del nivel 0.90 – 1.10 m, se tiene arenas mal graduadas, sin plasticidad con partículas de grava fina.

En la parte más profunda se tiene un macizo rocoso.

El nivel freático se ha ubicado a la profundidad de 1.10 m.

El punto de inicio de sondeo con el DPL, ha sido desde 0.10 m y se concluye el ensayo a los 1.10 m de profundidad por presencia del macizo rocoso.

b. Sondeo S-2

Ubicado en el margen derecho del río (Aguas abajo). A partir del nivel del terreno natural hasta una profundidad de 0.10 m. Se tiene

presencia de material orgánico, del nivel 0.10 m – 1.00 m la estratigrafía está conformada por limos y arcillas orgánicas, café oscuro de baja plasticidad.

En la parte más profunda se tiene un macizo rocoso.

El nivel freático se ha ubicado a la profundidad de 1.00 m.

El punto de inicio de sondeo con el DPL, ha sido desde 0.10 m y se concluye el ensayo a los 1.00 m de profundidad por presencia del macizo rocoso.

3.2.4.6 CLASIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE SUELOS

De acuerdo a los ensayos estándar de laboratorio, las muestras obtenidas de los diferentes estratos, corresponden según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, a los que señalan en la tabla 10 siguiente:

*Tabla 10:
Parámetros Geotécnicos*

Calicata	Muestra	Profundidad	Limite Líquido (%)	Índice Plástico (%)	Retiene Malla N° 04	Pasa la malla N° 200	SUCS
C-1	M-1	0.10m - 0.90m	40.30	8.54	0.10	56.63	OL
C-2	M-2	0.10m - 1.00m	38.40	8.25	0.10	58.10	OL
C-1	M-3	0.90m - 1.10m	----	N.P.	43.68	3.02	SP

Fuente: (Elaboración propia).

Se observa en la tabla 10, la estratigrafía del área en estudio a nivel de cimentación, corresponde en su generalidad a suelos de partículas finas, específicamente a limo-arcillosos orgánicos de baja plasticidad.

3.2.4.7 CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO

El área de estudio del río Coline, lugar donde se proyecta el puente consta de una geología local, constituida por rocas calizas que afloran en el río.

Las propiedades mecánicas obtenidas para la roca caliza, fueron obtenidas de (Gonzales de Vallejo et al., 2005).

a. Propiedades de identificación y clasificación de la roca caliza

Color	: Gris.
Textura	: Micrítica.
Tipo de Roca	: Sedimentaria.
Composición Mineralógica	: Calcita.
Peso específico (γ)	: 2.3 – 2.6 gr/cm ³ .
Porosidad (n)	: 5 – 20 %
Permeabilidad (k)	: 10 ⁻⁶ - 10 ⁻¹² m/s
Coefficiente de Poisson (ν)	: 0.12 – 0.33
Módulo de Elasticidad Dinámico (Ed)x10 ⁵ kg/cm ²	: 0.8 – 9.9
Módulo de Elasticidad Estático (E)x10 ⁵ kg/cm ²	: 1.5 – 9.0

b. Propiedades mecánicas de la roca caliza

Resistencia a compresión simple	: 500 – 2000 Kp/cm ² .
Resistencia a tracción	: 40 – 30 Kp/cm ² .
Cohesión (c)	: 50 – 400 kp/cm ² .
Angulo de fricción básico (ϕ°)	: 35° - 50°
Velocidad de propagación de ondas Vp	: 2500 – 6000 m/s

3.2.4.8 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Las condiciones de estabilidad de diseño de la cimentación de puentes están dadas por el cálculo de la capacidad de carga de acuerdo a los parámetros de comportamiento dinámico de los estratos predominantes. Debido a las condiciones de las estructuras y al tipo de roca encontrada en la excavación, se plantea como sistema de cimentación una estructura de concreto armado a una profundidad apropiada de 2.00 m.

a. Cálculo de la capacidad portante

La capacidad portante, se ha determinado aplicando la expresión de Terzaghi (Das, 2006) de acuerdo a los resultados del ensayo DPL.

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_\gamma$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Donde:

q_c : Capacidad de carga.

c : Cohesión del suelo

ϕ : Angulo de fricción del suelo

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga adimensionales los cuales están en función al ángulo de fricción.

γ : Peso específico del suelo.

D_f : Profundidad de desplante.

B : Ancho de la cimentación.

La capacidad de carga admisible es calculada como:

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

q_{adm} : Capacidad de carga admisible

q_u : Capacidad de carga ultima

$F.S.$: Factor de seguridad = 3

La capacidad de carga admisible para un análisis unitario, en el margen derecho del río (S-1), margen izquierda del río (S-2) y apoyo central (S-3) de acuerdo al ensayo DPL se tiene:

*Tabla 11:
Capacidad de carga admisible*

DPL N	Df (m)	Ø	B (m)	C	γ (Tn/m ³)	N _c	N _q	N _γ	q _u (kg/cm ²)	q _{adm} (kg/cm ²)
120	2.00	35°	3.55	0	2.30	46.1249	33.2970	48.0300	34.92	11.64

Fuente: (Elaboración propia).

La capacidad portante admisible, se ha determinado aplicando la expresión de Terzaghi de acuerdo a los resultados del ensayo DPL, obteniendo:

$$q_{adm} = 11.64 \text{ kg/cm}^2.$$

En la tabla 12 se puede observar las capacidades portantes para diferentes clases de terreno de cimentación.

*Tabla 12:
Clases de terreno de cimentación y constantes de diseño.*

Clases de terreno de cimentación		Esfuerzo permisible del terreno σ _x (kg/cm ²)	Coefficiente de fricción para desplazamiento
Rocoso	Roca dura uniforme con pocas grietas	10 kg/cm ²	0.70
	Roca dura con muchas fisuras	6 kg/cm ²	0.70
	Roca blanda	3 kg/cm ²	0.70
Estrato de grava	Densa	6 kg/cm ²	0.60
	No densa	3 kg/cm ²	0.60
Terreno arenoso	Densa	3 kg/cm ²	0.60
	Media	2 kg/cm ²	0.50
Terreno cohesivo	Muy dura	2 kg/cm ²	0.50
	Dura	1 kg/cm ²	0.45
	Media	0.5 kg/cm ²	0.45

Fuente: (Alva et al., 1993, p.147).

Por lo tanto, el valor de la capacidad portante admisible es $q_{adm} = 11.64 \text{ kg/cm}^2$, corresponde a una roca dura uniforme con pocas grietas.

3.2.5 ESTUDIO DE TRÁFICO DEL PUENTE COLINE

3.2.5.1 OBJETIVOS

Realizar el estudio de tráfico con la finalidad de cuantificar y conocer el volumen de los vehículos que se movilizan por la carretera, y determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

3.2.5.2 METODOLOGÍA

La metodología a seguir es la siguiente:

- Conteo de tráfico.
- Clasificación y tabulación de la información.
- Análisis y consistencia de la información.
- Tráfico Actual

a. Conteo de tráfico

Se define una estación de conteo ubicada en el área de influencia.

Estación de conteo vehicular : Trocha carrozable camino al centro poblado de Pinaya.

Tráfico vehicular	: 02 Sentidos por día
Duración	: 07 días.
Fecha inicio de conteo	: 13/02/2017
Fecha termino de conteo	: 19/02/2017
Estación del año	: Verano
Horario de conteo	: 6:00 a. m. – 5:00 p. m.

b. Clasificación y tabulación de la información

Se adjunta la tabla 13, indicando el volumen y clasificación vehicular de la estación.

Nombre del Proyecto	:	Diseño del puente Coline
Departamento	:	Puno
Provincia	:	Lampa
Distrito	:	Santa Lucia
Zona Geográfica	:	Sierra
Horizonte del Proyecto	:	50 años

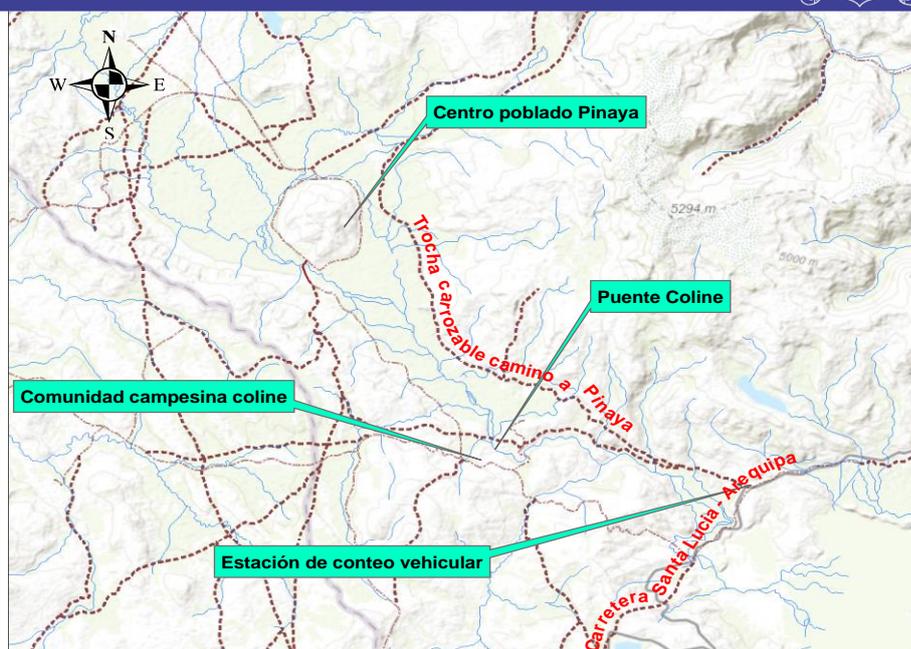


Figura 44: Ubicación de la estación de conteo vehicular.

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 13:
Clasificación y tabulación de la información

Tipo de Vehículo	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
Automóvil	5	2	0	0	26	4	4
Camioneta	3	5	12	5	2	6	14
Camioneta rural - Combi	8	8	8	10	10	10	12
Bus	0	0	0	0	0	6	6
Moto Lineal	20	35	53	25	38	37	60
Camión 2 Ejes	0	0	0	0	0	4	6
Camión 3 Ejes	0	0	0	0	0	0	0
TOTAL	36	50	73	40	76	67	102

Fuente: (Aplicativo de la guía simplificada de caminos vecinales).

c. Análisis y consistencia de la información

Se realiza las comparaciones estadísticas existentes a fin de obtener los factores de corrección estacional de la estación.

Tabla 14:
Factores de corrección promedio para vehículos ligeros y pesados (2000-2010)

Peaje	Santa Lucía	
	F.C. vehículos ligeros	F.C. vehículos pesados
Enero	1.265383	1.089248
Febrero	0.949992	1.031527
Marzo	1.293140	1.091317
Abril	1.239950	1.097922
Mayo	1.301753	1.103856
Junio	1.048459	0.987479
Julio	1.093066	1.049061
Agosto	0.840069	0.923008
Setiembre	1.165849	0.988300
Octubre	1.130071	0.979695
Noviembre	1.155767	0.951238
Diciembre	0.847905	0.898871

Fuente: (Unidades Peaje Provias Nacional – Oficina General de Planeamiento y Presupuesto).

Obtenemos los factores de corrección estacional de la estación de peaje de Santa Lucia para el mes de febrero.

- F.C. vehículos ligeros = 0.949992
- F.C. vehículos pesados = 1.031527

d. Tráfico Actual

Se calcula el Índice Medio Diario Anual (IMDA) de los conteos de volúmenes de tráfico y del factor de corrección determinado del análisis de consistencia.

$$IMDA = IMDS \times FC$$

$$IMDS = \sum \frac{Vi}{7}$$

Donde:

- IMDS = Índice Medio Diario Semanal de la muestra vehicular tomada.
- IMDA = Índice Medio Diario Anual.
- Vi = Volumen vehicular diario de cada uno de los días de conteo.
- FC = Factores de corrección estacional.

Tabla 15:
Índice medio diario anual IMDA

Tipo de Vehículo	Tráfico Vehicular en dos Sentidos por Día							Total Semana	IMD _s	FC	IMD _a	Dist. %
	L	M	M	J	V	S	D					
Automóvil	5	2	0	0	26	4	4	41	6	0.949992	6	10.00
Camioneta	3	5	12	5	2	6	14	47	7	0.949992	6	10.00
Cam. rural - Combi	8	8	8	10	10	10	12	66	9	0.949992	9	15.00
Bus	0	0	0	0	0	6	6	12	2	0.949992	2	3.33
Moto Lineal	20	35	53	25	38	37	60	268	38	0.949992	36	60.00
Camión 2E	0	0	0	0	0	4	6	10	1	1.031527	1	1.67
Camión 3E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.031527	0	0.00
TOTAL	36	50	73	40	76	67	102	444	63		60	100.00

Fuente: (Aplicativo de la guía simplificada de caminos vecinales).

e. Demanda Proyectada

Se puede calcular el crecimiento de tránsito utilizando una fórmula de progresión geométrica.

$$T_n = T_o(1 + r)^{n-1}$$

Donde:

- T_n = Tránsito proyectado al año en vehículo por día.
- T_o = Tránsito actual (año base) en vehículo por día.
- n = Año futuro de proyección.
- r = Tasa anual de crecimiento de tránsito.

f. Tasa de crecimiento por región

Los datos de la tasa de crecimiento se obtienen de Instituto Nacional de Estadística e Informática – INEI de la región de Puno, para los años 2010-2015.

- r_{vp} = 1.00 Tasa de crecimiento anual de población. (vehículos de pasajeros).
- r_{vc} = 3.40 Tasa de crecimiento anual de PBI regional. (vehículos de carga)

Tabla 16:
Proyección de tráfico para 50 años – Situación con Proyecto

Tipo de Vehículo	2017	2067
Automóvil	6.00	10.00
Camioneta	6.00	10.00
Cam. rural - Combi	9.00	15.00
Bus	2.00	3.00
Moto Lineal	36.00	59.00
Camión 2E	1.00	5.00
Camión 3E	0.00	0.00
Tráfico Normal	60	102

Fuente: (Aplicativo de la guía simplificada de caminos vecinales).

El índice medio diario anual (IMDA), representa el promedio aritmético de los volúmenes diarios para todos los días del año. Los valores de vehículo por día determinan las características de diseño de la carretera, su clasificación y desarrollar los programas de mejoras y mantenimiento. (MTC, 2013, p. 98)

El índice medio diario anual obtenido es de 60 veh/día. Para el año 2017.

El índice medio diario anual obtenido es de 102 veh/día. Para el año 2067.

3.2.6 ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DEL PUENTE COLINE

3.2.6.1 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA

Se ha utilizado la información de las siguientes Cartas Nacionales del Instituto Geográfico Nacional – IGN

*Tabla 17:
Cartas nacionales*

Denominación	Zona y cuadrícula	Hoja	Escala
Condoroma	19 L	31-t	1: 100 000
Ocuviri	19 L	31-u	1: 100 000
Callalli	19 L	32-t	1: 100 000
Lagunillas	19 L	32-u	1: 100 000

Fuente: (IGN, 2005).

3.2.6.2 INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

La información pluviométrica analizada en el presente estudio, está conformada por los registros de “Precipitaciones máximas en 24 horas”, para el análisis hidrológico se usaron los datos de la estación meteorológica Crucero Alto, ubicada en el distrito de Santa Lucia, provincia de Lampa, departamento de Puno, esta estación cuenta con periodos de registro aceptables estadísticamente y se encuentra cercana a la cuenca en estudio.

*Tabla 18:
Información de estación meteorológica*

Estación	Latitud	Longitud	Altitud	Periodo de registro
Crucero Alto	15°45'52.12”	70°54'39.59”	4511 msnm	1963 - 2014

Fuente: (SENAMHI, 2018).

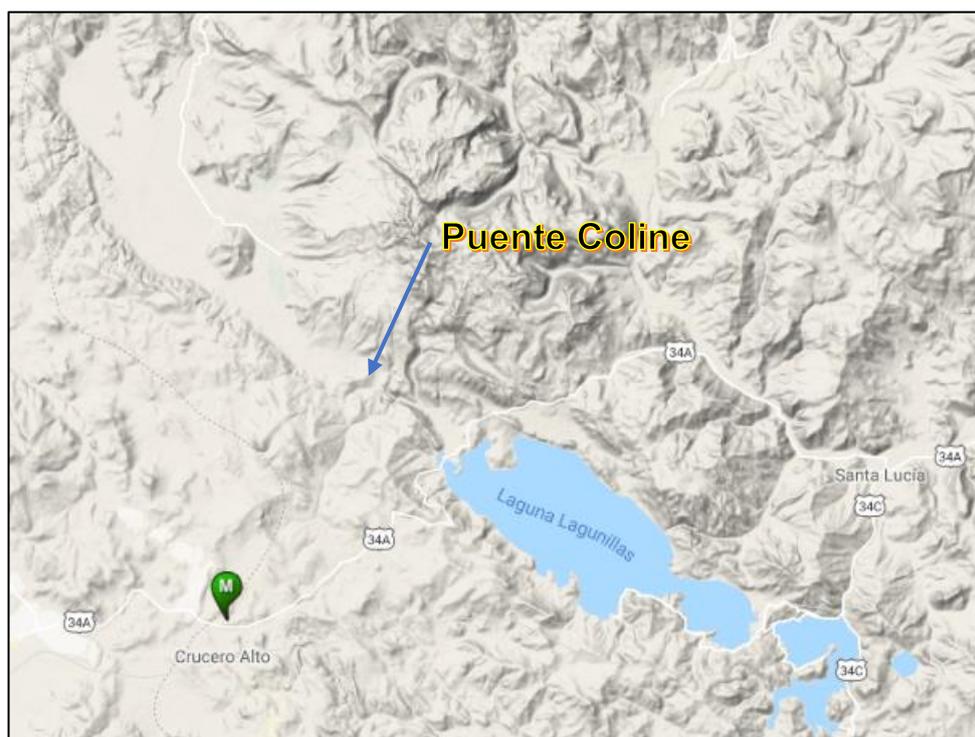


Figura 45: Ubicación de la estación meteorológica crucero alto.

Fuente: (SENAMHI, 2018).

3.2.6.3 CUENCA DE ANÁLISIS

Primero se delimitó una subcuenca denominada Coline, dentro del área de la cuenca del río Coata, en el sector del puente a proyectar.

La cuenca del río Coata está ubicada en el departamento de Puno, la cual comprende un área de 5 548.65 km² esto de acuerdo a la “Evaluación de los recursos hídricos en la cuenca del río Coata” realizado en el año 2007 por el INRENA.

La cuenca del río Coata es el contribuyente principal de la cuenca endorreica del lago Titicaca. La cuenca del río Coata tiene dos formadores el río Lampa y el río Cabanillas, con sus respectivos afluentes secundarios.

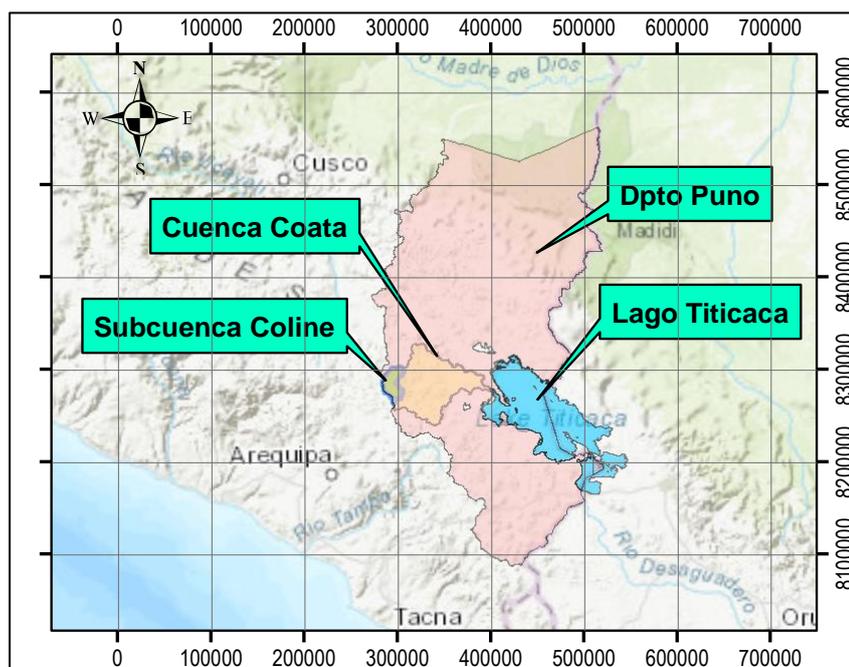


Figura 46: Ubicación de las Cuenas.

Fuente: (ArcGIS 10.5).

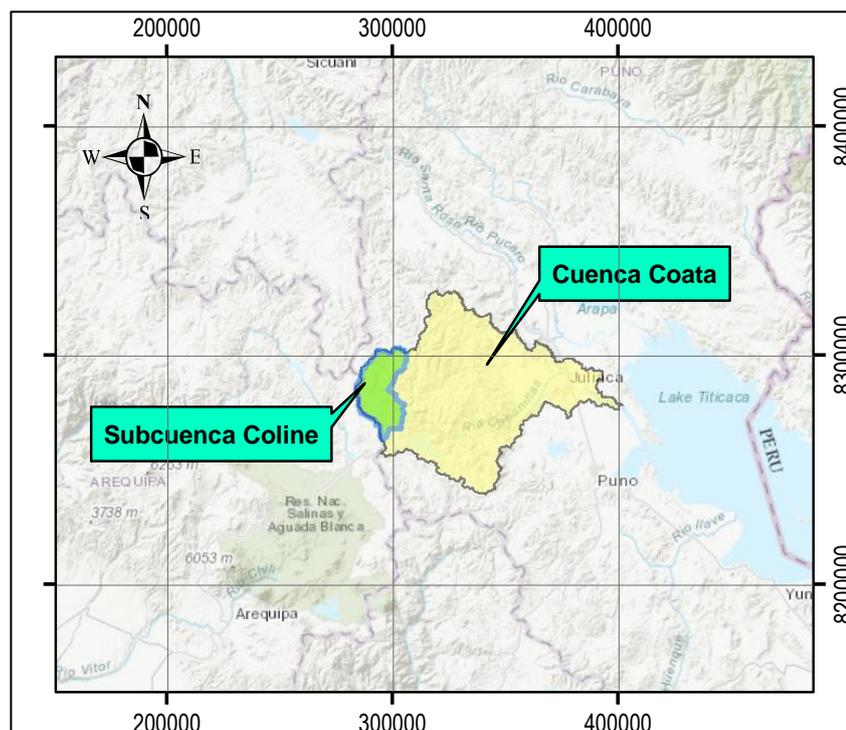


Figura 47: Subcuenca Coline.

Fuente: (ArcGIS 10.5).

3.2.6.4 CUENCA HIDROGRÁFICA COLINE

La delimitación del área de drenaje, se ha realizado mediante la interpretación y el análisis geográfico de la cartografía disponible. Para lo cual se ha empleado el programa de sistema de información geográfica ArcGIS 10.5.

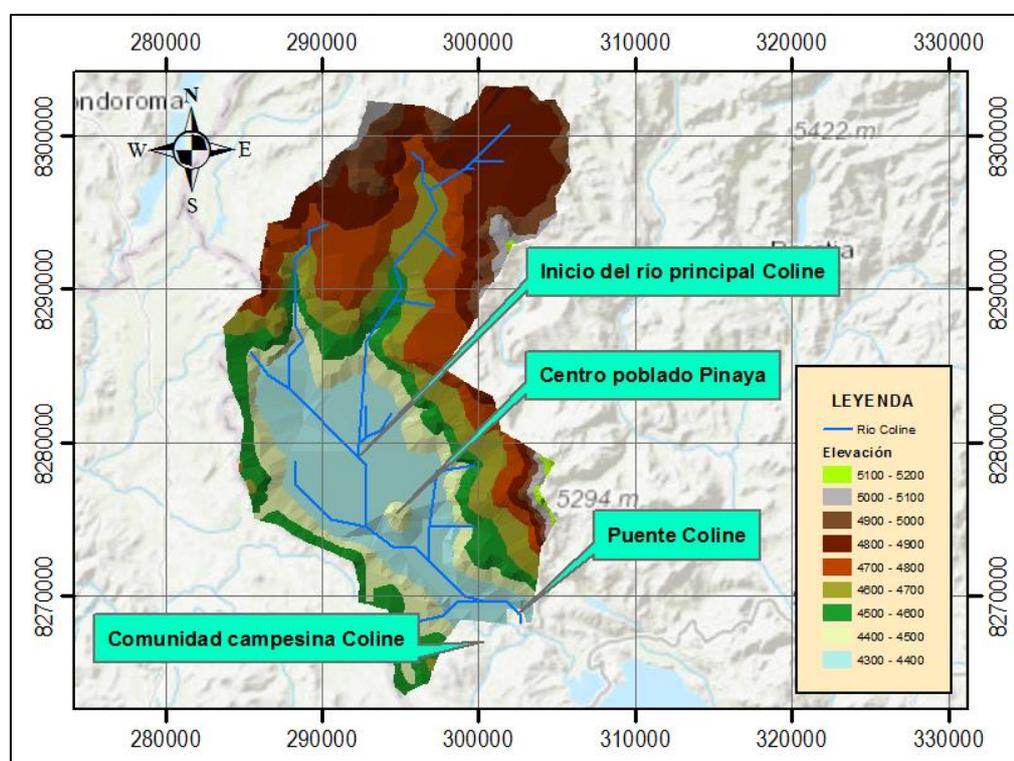


Figura 48: Cuenca Hidrográfica Coline.
Fuente: (ArcGIS 10.5).

3.2.6.5 PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA COLINE

a. Área de la cuenca

El área de una cuenca es el área plana en proyección horizontal, encerrada por la divisoria de aguas. El área establecida de la cuenca en el GIS es de **536.76 km²**.

b. Perímetro de la cuenca

El perímetro de la cuenca es la longitud de la línea divisoria. La cuenca Coline tiene un perímetro de **116.50 km**.

c. Desnivel altitudinal

El desnivel es el valor de la diferencia entre la cota más alta de la cuenca y la cota más baja. Este valor se relaciona con la variabilidad climática y ecológica.

La elevación máxima de la cuenca Coline es de 5208 m y la mínima es de 4269 m, con esta información se tiene el desnivel de la cuenca **939 m.**

d. Elevación media de la cuenca

Para estimar la elevación media se ha desarrollado el método denominado Área – Elevación, este método inicia con la medición del área de las diferentes franjas de terreno delimitadas por las curvas de nivel consecutivas y la divisoria de aguas

Luego la elevación media de la cuenca es:

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n A_i x e_i}{A_t}$$

Donde:

E_m : Elevación media de la cuenca en metros.

A_i : Área de cada franja en km^2 .

e_i : Promedio de la elevación de cada franja.

A_t : Área total de la cuenca en km^2 .

Tabla 19:
Elevación media de la cuenca

Cota Mín (m.s.n.m.)	Cota Máx (m.s.n.m.)	Promedio de la elevación	Área Parcial (km ²)	Aixei
4,269.41	4,300.00	4,284.70	12.80	54,837.65
4,300.00	4,400.00	4,350.00	112.87	490,967.81
4,400.00	4,500.00	4,450.00	66.77	297,132.22
4,500.00	4,600.00	4,550.00	65.90	299,865.28
4,600.00	4,700.00	4,650.00	68.99	320,800.46
4,700.00	4,800.00	4,750.00	80.23	381,104.95
4,800.00	4,900.00	4,850.00	85.03	412,374.51
4,900.00	5,000.00	4,950.00	31.82	157,497.63
5,000.00	5,100.00	5,050.00	10.58	53,431.05
5,100.00	5,208.28	5,154.14	1.68	8,672.70
Total			536.67	2,476,684.26

Fuente: (Elaboración propia).

$$E_{med} = \frac{2,476,684.26}{536.67} = 4,615$$

Se ha determinado que la elevación media de la cuenca es 4,615 m.s.n.m.

e. Curva hipsométrica de la cuenca

La topografía o relieve de una cuenca puede tener más influencia sobre su respuesta hidrológica que forma de la misma. Por otra parte, es frecuente definir el relieve de una cuenca por medio de su llamada curva hipsométrica, la cual representa gráficamente las elevaciones del terreno en función de las superficies correspondientes.

El parámetro se ha construido determinando el área entre curvas de nivel y representando en una gráfica el área acumulada por encima o debajo de una cierta elevación.

Tabla 20:
Determinación de la curva hipsométrica

Cota Mín. (msnm)	Cota Máx. (msnm)	Promedio de la elevación	Área Parcial (km ²)	Área Acum. (km ²)
4,269.41	4,300.00	4,285	12.80	536.67
4,300.00	4,400.00	4,350	112.87	523.87
4,400.00	4,500.00	4,450	66.77	411.00
4,500.00	4,600.00	4,550	65.90	344.23
4,600.00	4,700.00	4,650	68.99	278.33
4,700.00	4,800.00	4,750	80.23	209.34
4,800.00	4,900.00	4,850	85.03	129.11
4,900.00	5,000.00	4,950	31.82	44.08
5,000.00	5,100.00	5,050	10.58	12.26
5,100.00	5,208.28	5,154	1.68	1.68

Fuente: (Elaboración propia).

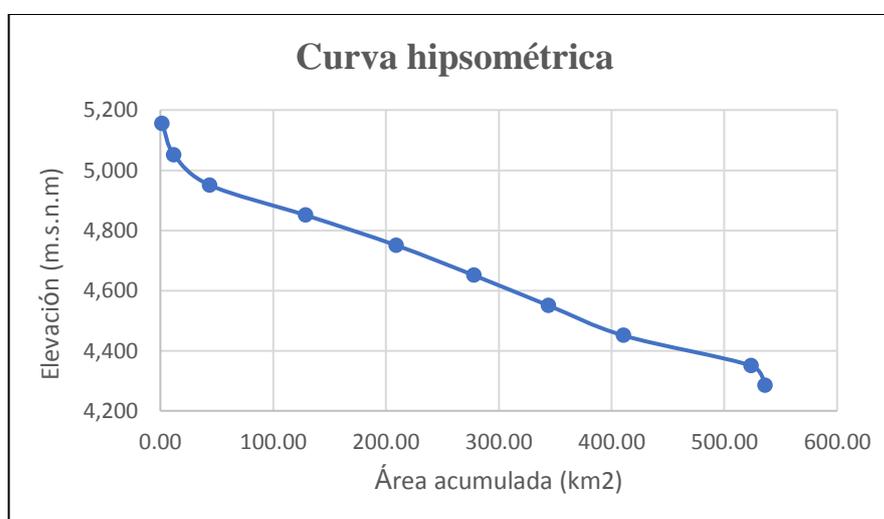


Figura 49: Curva Hipsométrica.
Fuente: (Elaboración propia).

f. Pendiente media de la cuenca

Dada la variación considerable de la pendiente del terreno de la cuenca de estudio, se ha considerado necesario definir un índice promedio que la represente.

La tabla 21 muestra el cálculo que se ha realizado para determinar la pendiente media de la cuenca en estudio.

Tabla 21:
Determinación de la pendiente media de la cuenca

Rango pendiente Inferior	Rango pendiente Superior	Promedio Pendiente	Ocurrencia	Promedio x ocurrencia
0	5	2.5	6,008	15,020
5	12	8.5	3,726	31,671
12	18	15.0	3,481	52,215
18	24	21.0	3,206	67,326
24	32	28.0	2,597	72,716
32	44	38.0	1,444	54,872
44	100	72.0	588	42,336
Total			21,050	336,156

Fuente: (Elaboración propia).

$$S_{med} = \frac{336,156}{21,050} = 15.97 \%$$

g. Pendiente media del cauce principal

La pendiente media del cauce, se ha calculado con el método de los valores extremos. El método consiste en determinar el desnivel entre los puntos más elevado y más bajo del cauce y luego dividir entre la longitud del cauce principal.

$$S = \frac{\text{cota máx} - \text{cota mín}}{\text{Longitud (m)}}$$

$$S = \frac{4,400 - 4,300}{19,740} = 0.51\%$$

Se ha determinado que la pendiente media del cauce es de 0.51 %

3.2.6.6 DETERMINACIÓN DE ÍNDICES HIDROLÓGICOS

a. Tiempo de concentración (Tc)

El tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca. (MTC, 2011)

Se usará la fórmula de Kirpich desarrollada para cuencas montañosas

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

- T_c : Tiempo de concentración, en min.
 L : máxima longitud del recorrido, en m.
 H : Diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal, en m

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{19740^3}{100} \right)^{0.385}$$

$$T_c = 302.80 \text{ min}$$

El tiempo de concentración de la cuenca en análisis es **302.80 min.**

b. Tiempo de retardo (T_r)

Se define como tiempo de retardo al tiempo de equilibrio necesario, cuando se tiene una lluvia uniforme, para que se forme en movimiento estacionario, es decir aquel tiempo en el que toda la cuenca interviene en la formación de la escorrentía hasta el sitio de análisis. (Campos, 2016)

$$T_r = 0.6T_c$$

$$T_r = 0.6(302.80)$$

$$T_r = 181.68 \text{ min}$$

El tiempo de retardo de la cuenca en análisis es **181.68 min.**

Tabla 22:
Parámetros geomorfológicos de la cuenca Coline

Características	Simbología	Valor
Área de la cuenca	A	536.76 km ²
Perímetro de la cuenca	P	116.50 km
Longitud de la cuenca	L	32.68 km
Desnivel altitudinal de la cuenca	D	939 m
Elevación media de la cuenca	Em	4,615 m.s.n.m.
Longitud del cauce principal	Lcp	19.74 km
Cota máx. cauce principal	Cmáx	4,400 m.s.n.m
Cota mín. cauce principal	Cmín	4,300 m.s.n.m
Longitud total de cauces	Lct	101 km
Pendiente media de la cuenca	Smed	15.97 %
Pendiente media del cauce principal	S	0.51 %
Tiempo de concentración	T_c	302.80 min
Tiempo de retardo	T_r	181.68 min

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.6.7 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS HIDROMETEREOLÓGICOS

a. Precipitaciones máximas en 24 horas

En la siguiente tabla 23, se muestran los registros de precipitaciones anuales máximas de 24 horas para la estación Alto Crucero, la cual está cerca al proyecto a desarrollar.

Los datos fueron obtenidos del SENAMHI para los años 1963 – 2014.

*Tabla 23:
Registro de máxima precipitación en 24 horas*

Estación Crucero Alto							
Año	P(mm)	Año	P(mm)	Año	P(mm)	Año	P(mm)
1963	62	1976	15	1989	19.2	2002	30.6
1964	48	1977	28.4	1990	18	2003	15.7
1965	38.1	1978	14.9	1991	19.5	2004	28.2
1966	31.5	1979	31	1992	13.9	2005	35.3
1967	34.7	1980	24.7	1993	22.6	2006	23.4
1968	38.5	1981	21.5	1994	32.1	2007	32.5
1969	26.8	1982	38.9	1995	31.8	2008	15.4
1970	21.9	1983	20	1996	27.6	2009	32.7
1971	18.5	1984	28.3	1997	27.4	2010	33.8
1972	27.2	1985	22.9	1998	23.6	2011	27.9
1973	32.8	1986	19.2	1999	32.7	2012	37.1
1974	27.9	1987	14.4	2000	21.9	2013	23.8
1975	28.5	1988	18.8	2001	25.9	2014	30.0

Fuente: (Elaboración propia).

b. Frecuencia de lluvias

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías.

La magnitud de un evento extremo está inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir eventos muy extremos ocurren con menor frecuencia.

c. Periodo de retorno de una avenida

Para el caso de un caudal de diseño, el periodo de retorno (T), se define como el intervalo de tiempo dentro del cual un evento de magnitud Q, puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio. (Villon, 2002, p. 242)

La probabilidad de que el evento, ocurra al menos una vez en n años sucesivos, es conocida como riesgo o falla R, y se representa por:

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

Para el diseño tendrá una vida útil de $n = 50$ años, la siguiente tabla 24, muestra los diferentes periodos de retorno y su riesgo:

*Tabla 24:
Periodo de retorno y riesgo*

T	R
5	1,00
10	0,99
25	0,87
50	0,64
100	0,39
200	0,22

Fuente: (Elaboración propia).

d. Distribución Gumbel o extremo tipo I

Una familia importante de distribuciones usadas en el análisis de frecuencia hidrológico es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizado para representar el comportamiento de crecientes y sequias.

El método consiste en ajustar a los valores originales de precipitación a una distribución teórica la cual, considerando la distribución de Gumbel Tipo I, tiene la siguiente expresión.

$$P_{Gumbel} = e^{-e^{-\alpha(Y-\beta)}} \quad P_{empírico} = 1 - \frac{m}{n+1}$$

Donde:

P_{Gumbel} : Probabilidad de que ocurra un evento menor

e : Base de los logaritmos neperianos

Y : Datos de precipitación, en mm

Los valores de α y β se determinan a través de las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{1.281}{S_y} \quad \beta = Y_m - 0.4506 S_y$$

Donde:

S_y : Desviación estándar de la muestra de datos y

Y_m : Valor medio de Y

La desviación estándar de la muestra de datos S_y :

$$S_y = \left[\frac{1}{n-1} \left(\sum_{i=1}^n (Y - Y_m)^2 \right) \right]^{0.5}$$

Obtenida la ecuación de ajuste, se determina la precipitación máxima, para un determinado periodo de retorno, despejando la variable y , de la ecuación siguiente.

$$y = \beta - \frac{\text{Ln} \left(-\text{Ln} \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right)}{\alpha}$$

Tabla 25:
Análisis de la estación Crucero Alto

N°	Y	(Y-Ym) ²	P _{Empírica}	P _{gumbel}	Diferencia
1	62	1207.563	0.9811	0.9962	0.0150
2	48	430.562	0.9623	0.9717	0.0095
3	38.9	135.723	0.9434	0.8997	0.0437
4	38.5	126.563	0.9245	0.8941	0.0304
5	38.1	117.723	0.9057	0.8882	0.0174
6	37.1	97.022	0.8868	0.8722	0.0146
7	35.3	64.802	0.8679	0.8377	0.0302
8	34.7	55.502	0.8491	0.8245	0.0245
9	33.8	42.902	0.8302	0.8029	0.0273
10	32.8	30.802	0.8113	0.7762	0.0351
11	32.7	29.702	0.7925	0.7733	0.0191
12	32.7	29.702	0.7736	0.7733	0.0002
13	32.5	27.562	0.7547	0.7676	0.0129
14	32.1	23.522	0.7358	0.7557	0.0198
15	31.8	20.702	0.7170	0.7464	0.0295
16	31.5	18.062	0.6981	0.7369	0.0388
17	31	14.062	0.6792	0.7204	0.0411
18	30.6	11.222	0.6604	0.7066	0.0462
19	30	7.562	0.6415	0.6849	0.0434
20	28.5	1.562	0.6226	0.6254	0.0028
21	28.4	1.322	0.6038	0.6212	0.0174
22	28.3	1.102	0.5849	0.6169	0.0320
23	28.2	0.902	0.5660	0.6126	0.0466
24	27.9	0.422	0.5472	0.5996	0.0524
25	27.9	0.422	0.5283	0.5996	0.0713
26	27.6	0.122	0.5094	0.5863	0.0768
27	27.4	0.022	0.4906	0.5772	0.0867
28	27.2	0.003	0.4717	0.5681	0.0964
29	26.8	0.203	0.4528	0.5494	0.0966
30	25.9	1.823	0.4340	0.5059	0.0720
31	24.7	6.503	0.4151	0.4452	0.0301
32	23.8	11.903	0.3962	0.3982	0.0020
33	23.6	13.323	0.3774	0.3877	0.0104
34	23.4	14.823	0.3585	0.3772	0.0187
35	22.9	18.923	0.3396	0.3508	0.0112
36	22.6	21.623	0.3208	0.3350	0.0143
37	21.9	28.623	0.3019	0.2985	0.0034
38	21.9	28.623	0.2830	0.2985	0.0155
39	21.5	33.063	0.2642	0.2780	0.0138
40	20	52.563	0.2453	0.2044	0.0408
41	19.5	60.063	0.2264	0.1817	0.0447
42	19.2	64.803	0.2075	0.1686	0.0390
43	19.2	64.803	0.1887	0.1686	0.0201
44	18.8	71.403	0.1698	0.1518	0.0181
45	18.5	76.563	0.1509	0.1397	0.0113
46	18	85.563	0.1321	0.1207	0.0114
47	15.7	133.403	0.1132	0.0528	0.0604
48	15.4	140.423	0.0943	0.0464	0.0479
49	15	150.063	0.0755	0.0387	0.0367
50	14.9	152.523	0.0566	0.0370	0.0196
51	14.4	165.123	0.0377	0.0289	0.0088
52	13.9	178.223	0.0189	0.0222	0.0034
Σ=	1417.00	4072.090		máx=	0.0966

Fuente: (Elaboración propia).

Valor medio Y_m

$$Y_m = \frac{1417}{52}$$

$$Y_m = 27.25$$

Desviación estándar S_y

$$S_y = \left[\frac{1}{n-1} \left(\sum_{i=1}^n (Y - Y_m)^2 \right) \right]^{0.5}$$

$$S_y = \left[\frac{1}{52-1} (4072.090) \right]^{0.5}$$

$$S_y = 8.936$$

Parámetros α y β

$$\alpha = \frac{1.281}{S_y}$$

$$\beta = Y_m - 0.4506 S_y$$

$$\alpha = 0.143$$

$$\beta = 23.224$$

Precipitaciones para un periodo de retorno determinado

$$y = \beta - \frac{Ln \left(-Ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right)}{\alpha}$$

Tabla 26:

Precipitaciones para diferentes periodos de retorno

T (años)	Precipitación (mm)
5	33.69
10	38.92
25	45.53
50	50.44
100	55.31
200	60.16

Fuente: (Elaboración propia).

e. Curvas intensidad – duración – frecuencia

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/hr)

$$i = \frac{P}{Td}$$

Donde:

P : es la profundidad de lluvia (mm)
Td : es la duración usualmente en horas

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son elementos de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

En el Perú debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, es dificultoso elaborar estas curvas, solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas.

Para tormentas menores a una hora, o no se cuente con registros pluviógrafos que permitan obtener intensidades máximas, estas se pueden calcular usando la metodología Dick Peschke, para obtener las intensidades máximas, con la siguiente expresión:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25}$$

Donde:

P_d : Precipitación total.
d : duración en minutos.
 P_{24h} : Precipitación máxima en 24 horas.

Tabla 27:
Precipitación máxima modelo Dick Peschke Estación Alto Crucero

Duración (minutos)	Precipitación en 24 horas (mm)					
	33.69	38.92	45.53	50.44	55.31	60.16
	Periodo de Retorno (Años)					
	5	10	25	50	100	200
	Precipitación (mm)					
5	8.18	9.45	11.05	12.24	13.43	14.60
10	9.73	11.24	13.14	14.56	15.97	17.37
15	10.76	12.43	14.55	16.11	17.67	19.22
20	11.57	13.36	15.63	17.32	18.99	20.65
25	12.23	14.13	16.53	18.31	20.08	21.84
30	12.80	14.79	17.30	19.16	21.01	22.86
35	13.30	15.37	17.98	19.92	21.84	23.75
40	13.75	15.89	18.59	20.59	22.58	24.56
45	14.16	16.36	19.14	21.21	23.25	25.29
50	14.54	16.80	19.65	21.77	23.88	25.97
55	14.89	17.21	20.13	22.30	24.45	26.60
60	15.22	17.58	20.57	22.79	24.99	27.18

Fuente: (Elaboración propia).

La intensidad se halla dividiendo la precipitación Pd entre la duración.

Tabla 28:
Intensidad máxima modelo Dick Peschke Estación Alto Crucero

Duración (minutos)	Periodo de Retorno (Años)					
	5	10	25	50	100	200
	Intensidad (mm/hr)					
5	98.14	113.37	132.63	146.93	161.12	175.24
10	58.35	67.41	78.86	87.36	95.80	104.20
15	43.05	49.74	58.18	64.46	70.68	76.88
20	34.70	40.08	46.89	51.95	56.96	61.96
25	29.35	33.91	39.66	43.94	48.18	52.41
30	25.60	29.57	34.60	38.33	42.03	45.71
35	22.80	26.34	30.82	34.14	37.44	40.72
40	20.63	23.83	27.88	30.89	33.87	36.84
45	18.89	21.82	25.52	28.28	31.01	33.73
50	17.45	20.16	23.58	26.13	28.65	31.16
55	16.25	18.77	21.96	24.33	26.67	29.01
60	15.22	17.58	20.57	22.79	24.99	27.18

Fuente: (Elaboración propia).

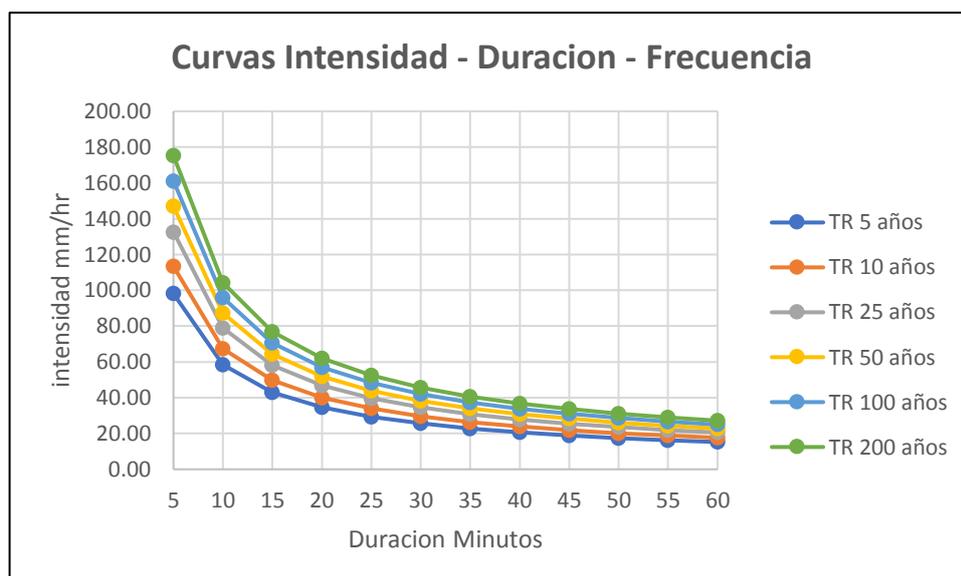


Figura 50: Curvas IDF modelo Dick Peschke Estación Alto Crucero.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.6.8 MODELIZACIÓN HIDROLÓGICA DE EVENTOS MÁXIMOS

HEC-HMS.

El sistema de modelado hidrológico (HEC-HMS) está diseñado para simular los procesos hidrológicos completos de los sistemas de cuencas dendríticas. El software incluye muchos procedimientos tradicionales de análisis hidrológico, como la infiltración de eventos, los hidrogramas unitarios y el enrutamiento hidrológico, está diseñado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU. Fue desarrollado en el año 1992.

El Software HEC-HMS 4.2.1, reporta los hidrogramas de salida en forma tabular y gráfica, lo que permite visualizar el desarrollo de los eventos.

Los caudales máximos obtenidos se muestran en la tabla 29:

*Tabla 29:
Caudales máximos para la cuenca coline*

Periodo de retorno	Caudal (m ³ /s)
5	30.9
10	44.0
25	67.1
50	89.0
100	114.1
200	141.8

Fuente: (HEC-HMS 4.2.1).

Seleccionamos el periodo de retorno de 25 años de acuerdo a la tabla 30:

*Tabla 30:
Periodo de retorno recomendado para estructuras menores*

Tipo de estructura	Periodo de Retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50-100
Puente sobre carretera secundaria	25

Fuente: (Villon, p. 244).

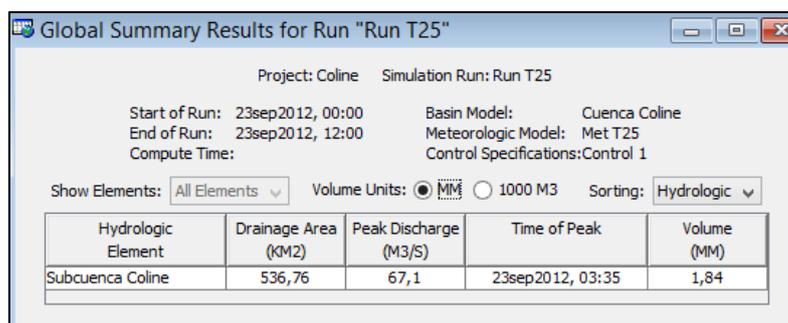


Figura 51: Resultados de la modelación en HEC-HMS para un periodo de retorno de 25 años.

Fuente: (HEC-HMS 4.2.1).

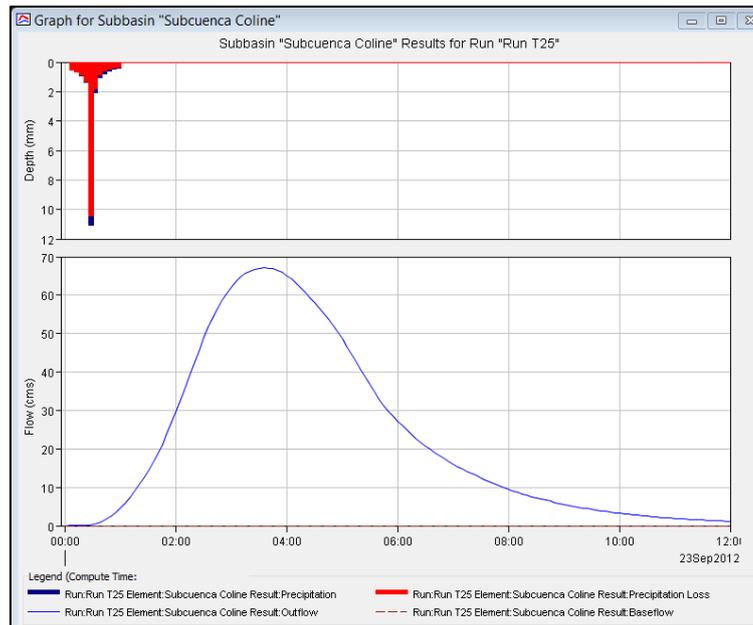


Figura 52: Hietograma e Hidrograma para un periodo de retorno de 25 años.
Fuente: (HEC-HMS 4.2.1).

3.2.6.9 DISEÑO HIDRÁULICO

El cálculo hidráulico considerado para establecer las dimensiones mínimas de la sección para el puente a proyectarse, está establecido por la fórmula de Robert Manning en 1885, para canales abiertos, la cual permite obtener la velocidad del flujo y caudal para una condición de régimen uniforme mediante la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

- Q = Caudal máximo (m³/s).
- n = Coeficiente de rugosidad.
- A = Área hidráulica promedio (m²).
- R = Radio hidráulico promedio (m).
- S = Pendiente (m/m).

Asumimos una Sección trapezoidal del cauce

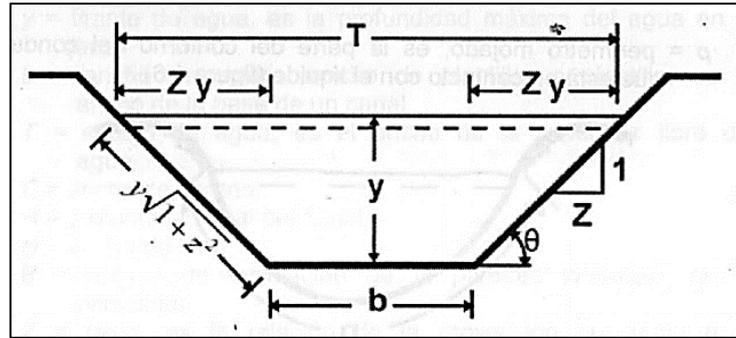


Figura 53: Sección trapezoidal del cauce.

Fuente: (Villon, p. 20).

Área hidráulica:

$$A = by + Zy^2$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{by + Zy^2}{b + 2y\sqrt{1 + Z^2}}$$

Reemplazando datos en la ecuación de Robert Manning se obtiene:

$$b = 35.50 \text{ m}$$

$$n = 0.040 \text{ Superficie con lecho pedregoso}$$

$$S = 0.0051 \text{ m/m}$$

$$Q_{\text{máx}} = \frac{0.0051^{\frac{1}{2}}(2.22y^2 + 35.50y)^{\frac{5}{3}}}{(35.50 + 4.90y)^{\frac{2}{3}}}$$

Tabla 31:

Tirante de agua para distintos periodos de retorno

Periodo de retorno	Caudal $Q_{\text{máx}}(\text{m}^3/\text{s})$	Tirante de agua $Y(\text{m})$
5	30.9	0.65
10	44.0	0.80
25	67.1	1.03
50	89.0	1.21
100	114.1	1.40
200	141.8	1.60

Fuente: (Elaboración propia).

Se consideró un periodo de retorno de 25 años con un tirante de agua de 1.00 m, para establecer la sección hidráulica del puente Coline. Además, se consideró la altura libre sobre el nivel de agua máximas del río, de 1.50 m, tal como indica el manual de puentes del MTC-2016, logrando así diseño económico de la subestructura.

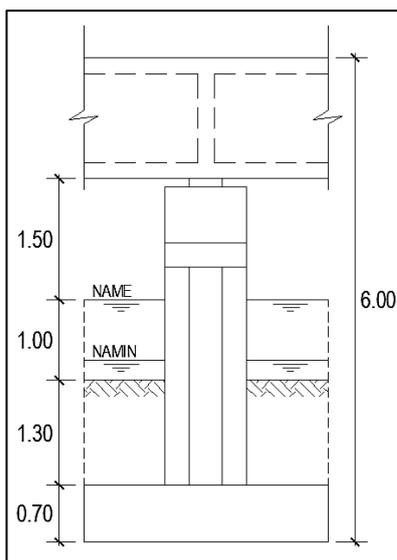


Figura 54: Nivel de aguas máximas extraordinarias y mínimas en la sección del puente Coline.

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 32:
Resultados del cálculo hidráulico del puente Coline

Descripción	Valor	Unidad
Caudal de diseño	67.10	m ³ /s
Velocidad media	1.72	m/s
Tirante máximo extraordinario	1.00	m
Coefficiente de rugosidad	0.040	
Pendiente de río	0.0051	m/m

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.7 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE TIPO CAJÓN

3.2.7.1 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL PUENTE

Tipo de Puente	: Viga - Cajón
Longitud del Puente	: 38 m
Número de tramos	: 2 tramos
Luz por tramo	: 19.00 m
Numero de vías	: 1 vía
Ancho de la vía	: 3.60 m
Tipo de Sobre Carga	: HL-93
Categoría de la vía	: Trocha carrozable
Zona geográfica	: Sierra
Bombeo	: 2%
Losas y Vigas	: Concreto $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$
Estribos	: Concreto $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$
Armadura	: $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

3.2.7.2 CRITERIOS LRFD APLICABLES: Para $n=1$

a. Estado límite de resistencia I

$$U = n[(1.25 \text{ ó } 0.90)DC + (1.50 \text{ ó } 0.65)DW + 1.75 (LL+IM)]$$

b. Factores de resistencia

$\phi = 0.90$ Para flexión.

$\phi = 0.90$ Para cortante.

3.2.7.3 CARACTERÍSTICAS DE CARGA DEL CAMIÓN HL-93

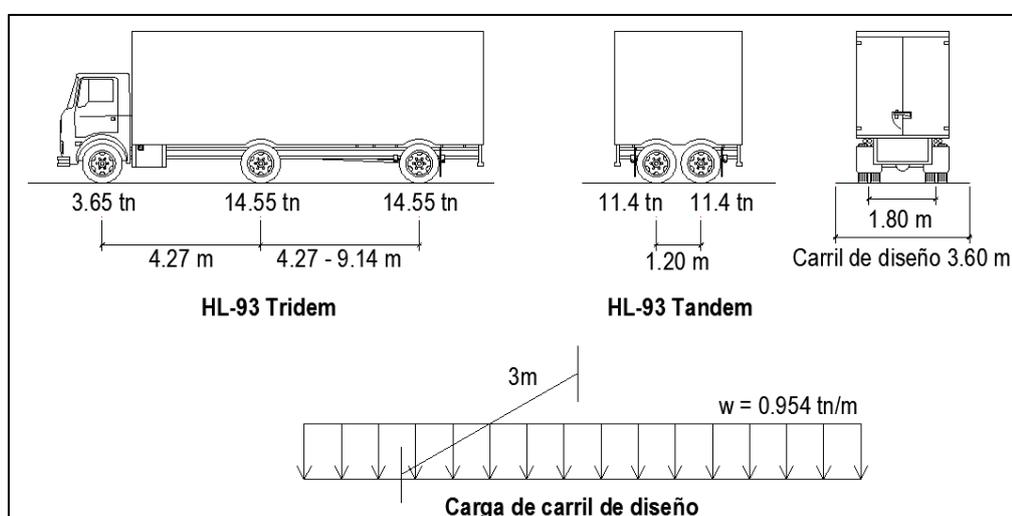


Figura 55: Carga del camión HL-93 y carga de carril.
Fuente: (Elaboración propia de acuerdo al MTC-2016).

3.2.7.4 SECCIÓN LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DEL PUENTE

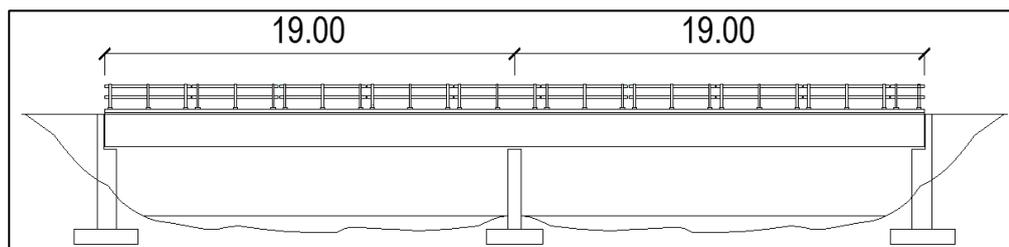


Figura 56: Sección longitudinal del puente tipo cajón.

Fuente: (Elaboración propia).

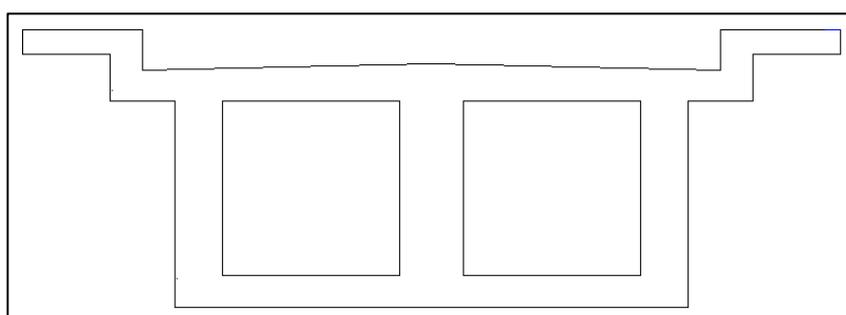


Figura 57: Sección transversal del puente tipo cajón.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.7.5 DIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

a. Ancho de carril de tráfico de puente

Para 1 vía, la calzada es de 3.60 m.

b. Predimensionamiento de la acera

b.1. Ancho de la acera:

Ancho de circulación peatonal	: 0.65 m
Colocación de baranda	: 0.10 m
Ancho total	: 0.75 m

b.2. Peralte de acera

Carga muerta (WD)	$2.40 \text{ tn/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} = 0.270 \text{ tn/m}$
Carga viva (WL)	: 0.367 tn/m
Carga ultima (WU=1.4WD+1.7WL)	: 1.002 tn/m
	10.02 kg/cm

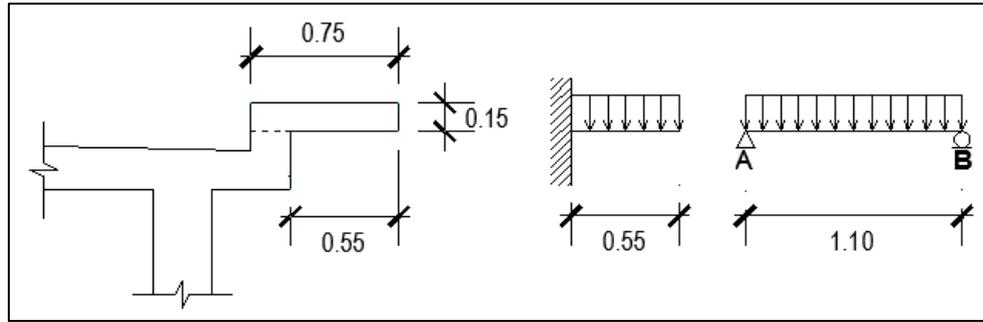


Figura 58: Predimensionamiento de la acera.

Fuente: (Elaboración propia).

$$h = 0.08 L \qquad h_{acera} = 1.41 x h$$

$$h = 0.08 \times 1.10 \qquad h_{acera} = 0.12 \text{ m}$$

$$h = 0.09 \qquad h = \frac{L}{4\sqrt{Wu}}$$

Adoptamos $h_{acera} = 0.15 \text{ m}$.

c. Predimensionamiento de losas y vigas

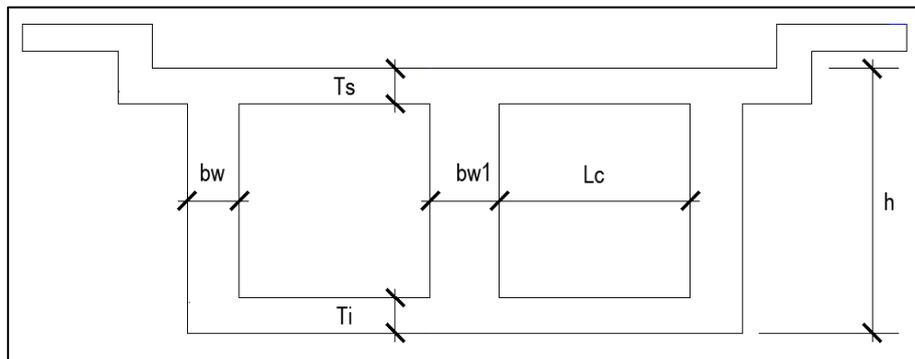


Figura 59: Predimensionamiento de losa y vigas.

Fuente: (Elaboración propia).

De acuerdo al manual de Puentes del MTC-2016

Altura para vigas cajón

Espesor de losa superior e inferior

$$h = 0.055L$$

$$T_s \geq 17.5 \text{ cm}$$

$$T_i \geq 14.0 \text{ cm}$$

$$L = 19 \text{ m}$$

Espesor de viga exterior

$$h = 0.055 \times 38$$

$$bw \geq 28 \text{ cm}$$

$$h = 1.05 \text{ m}$$

Espesor de viga interior

adoptamos:

$$bw1 \geq bw$$

$$h = 1.50 \text{ m} \quad T_s = 20 \text{ cm}$$

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

$$T_i = 20 \text{ cm}$$

$$bw1 = 40 \text{ cm}$$

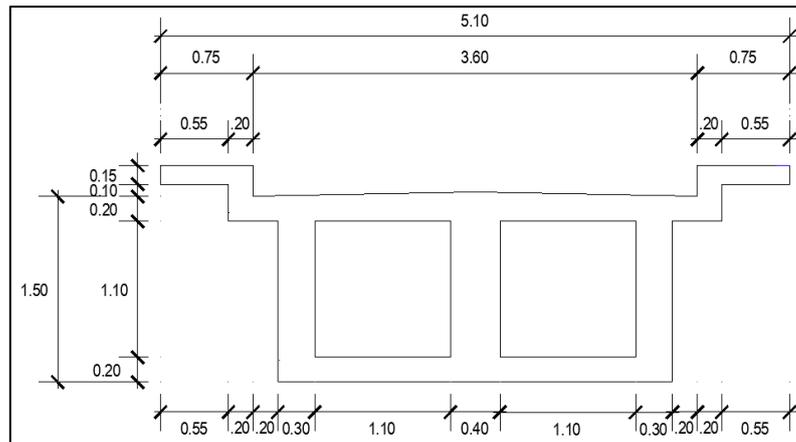


Figura 60: Dimensionamiento de losas y vigas.
Fuente: (Elaboración propia).

3.2.7.6 DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN FRANJAS FINITAS

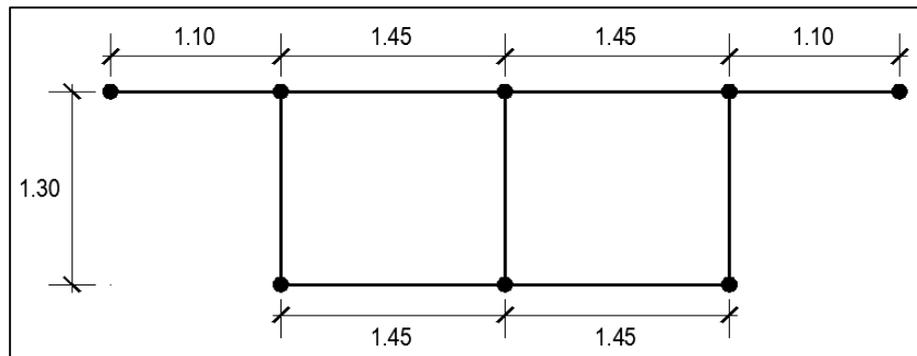


Figura 61: Discretización inicial de la sección transversal del puente cajón.
Fuente: (Elaboración propia).

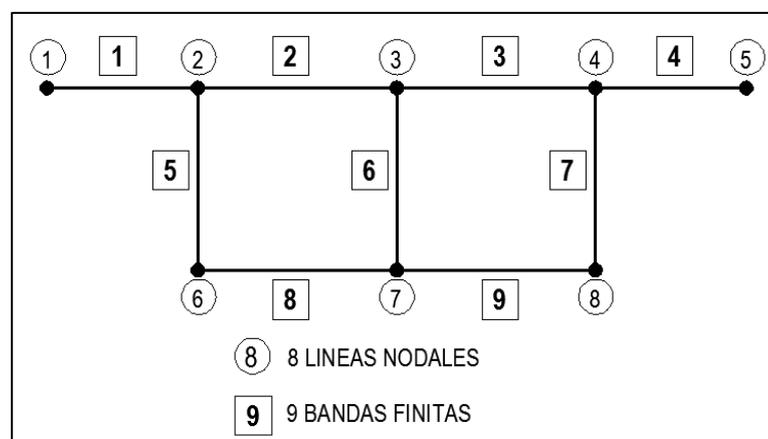


Figura 62: Discretización final de la sección transversal del puente cajón.
Fuente: (Elaboración propia).

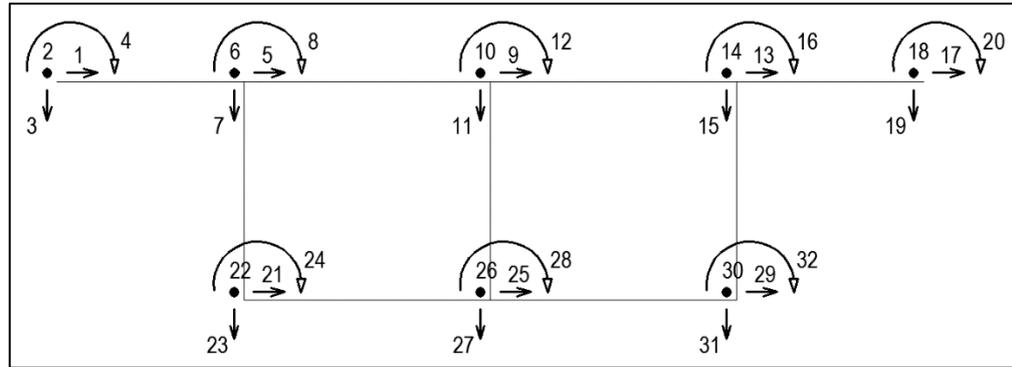


Figura 63: Grados de libertad de cada línea nodal.
Fuente: (Elaboración propia).

$$GDL = 32$$

Orden de matriz de la estructura = 32 x 32

a. Franja finita 1 - Losa voladizo izquierda

a.1. Módulo de elasticidad del concreto

$$E = 15100 \sqrt{f'c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 252,671 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2,526,713 \text{ tn/m}^2$$

a.2. Módulo de Poisson del concreto

$\nu = 0.11$ Para concreto de alta resistencia

a.3. Matriz de elasticidad de flexión para material isotrópico

$$D_b = \begin{bmatrix} D & D_1 & 0 \\ D_1 & D & 0 \\ 0 & 0 & D_{xy} \end{bmatrix} \quad D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}; \quad D_1 = \nu D; \quad D_{xy} = \frac{1-\nu}{2} D$$

$$D_b = \begin{bmatrix} 1705 & 188 & 0 \\ 188 & 1705 & 0 \\ 0 & 0 & 759 \end{bmatrix}$$

a.4. Matriz de elasticidad de tensión plana para material isotrópico

$$D_p = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}$$

$$D_p = \begin{bmatrix} 2,557,661 & 281,343 & 0 \\ 281,343 & 2,557,661 & 0 \\ 0 & 0 & 1,138,159 \end{bmatrix}$$

a.5. La matriz de rigidez para la franja en flexión

$$K_{bm} = \begin{bmatrix} K_{b1} & K_{b3} & K_{b4} & -K_{b5} \\ K_{b3} & K_{b2} & K_{b5} & K_{b6} \\ K_{b4} & K_{b5} & K_{b1} & -K_{b3} \\ -K_{b5} & K_{b6} & -K_{b3} & K_{b2} \end{bmatrix}$$

$$K_{b1} = \frac{13}{70} Lb k_m^4 D + \frac{12}{5} \frac{L}{b} k_m^2 D_{xy} + \frac{6}{5} \frac{L}{b} k_m^2 D_1 + 6 \frac{L}{b^3} D$$

$$K_{b2} = \frac{1}{210} Lb^3 k_m^4 D + \frac{4}{15} Lb k_m^2 D_{xy} + \frac{2}{15} Lb k_m^2 D_1 + 2 \frac{L}{b} D$$

$$K_{b3} = \frac{11}{420} Lb^2 k_m^4 D + \frac{1}{5} Lk_m^2 D_{xy} + \frac{3}{5} Lk_m^2 D_1 + 3 \frac{L}{b^2} D$$

$$K_{b4} = \frac{9}{140} Lb k_m^4 D - \frac{12}{5} \frac{L}{b} k_m^2 D_{xy} - \frac{6}{5} \frac{L}{b} k_m^2 D_1 - 6 \frac{L}{b^3} D$$

$$K_{b5} = \frac{13}{840} Lb^2 k_m^4 D - \frac{1}{5} Lk_m^2 D_{xy} - \frac{1}{10} Lk_m^2 D_1 - 3 \frac{L}{b^2} D$$

$$K_{b6} = -\frac{1}{280} Lb^3 k_m^4 D - \frac{1}{15} Lb k_m^2 D_{xy} - \frac{1}{30} Lb k_m^2 D_1 + \frac{L}{b} D$$

$$km = \frac{m\pi}{L}$$

$$\begin{aligned} m &= 1 & km &= 0.083 \\ \Pi &= 3.1416 & b &= 1.10 \text{ m} \\ L &= 38 \text{ m} \end{aligned}$$

$$K_{bm} = \begin{bmatrix} 292,568 & 160,715 & -292,567 & 160,691 \\ 160,715 & 117,872 & -160,691 & 58,887 \\ -292,567 & -160,691 & 292,568 & -160,715 \\ 160,691 & 58,887 & -160,715 & 117,872 \end{bmatrix}$$

a.6. La matriz de rigidez para la franja de tensión plana

$$K_{bm} = \begin{bmatrix} K_{p1} & K_{p3} & K_{p4} & K_{p6} \\ K_{p3} & K_{p2} & -K_{p6} & K_{p5} \\ K_{p4} & -K_{p6} & K_{p1} & -K_{p3} \\ K_{p6} & K_{p5} & -K_{p3} & K_{p2} \end{bmatrix}$$

$$E_1 = \frac{E}{1-\nu^2}; E_2 = \frac{E}{1-\nu^2}; E_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)} = G$$

$$\begin{aligned}
 K_{p1} &= \frac{1}{2b}LE_1 + \frac{1}{6}Lbk_m^2E_{xy} \\
 K_{p2} &= \frac{1}{2b}LE_{xy} + \frac{1}{6}Lbk_m^2E_2 \\
 K_{p3} &= \frac{1}{4}Lk_mv_xE_1 - \frac{1}{4}Lk_mE_{xy} \\
 K_{p4} &= -\frac{1}{2b}LE_1 + \frac{1}{12}Lbk_m^2E_{xy} \\
 K_{p5} &= -\frac{1}{2b}LE_{xy} + \frac{1}{12}Lbk_m^2E_2 \\
 K_{p6} &= \frac{1}{4}Lk_mv_xE_1 + \frac{1}{4}Lk_mE_{xy}
 \end{aligned}$$

$$E_1 = 2,557,661; \quad E_2 = 2,551,661; \quad E_{xy} = 1,138,159$$

$$K_{pm} = \begin{bmatrix} 8,846,395 & -134,588 & -8,830,137 & 222,975 \\ -134,588 & 3,956,180 & -222,975 & -3,919,644 \\ -8,830,137 & -222,975 & 8,846,395 & 134,588 \\ 222,975 & -3,919,644 & -134,588 & 3,956,180 \end{bmatrix}$$

a.7. La matriz de transformación es:

$\alpha = 0^\circ$ Para losas;

$\alpha = 90^\circ$ Para vigas

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos(\alpha) & 0 & \text{sen}(\alpha) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\text{sen}(\alpha) & 0 & \cos(\alpha) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos(\alpha) & 0 & \text{sen}(\alpha) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\text{sen}(\alpha) & 0 & \cos(\alpha) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$[T] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

a.8. La matriz transpuesta es:

$$[T^T] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

a.9. La matriz de rigidez de la franja en coordenadas locales es:

$$[k] = \begin{bmatrix} K_{p1} & K_{p3} & 0 & 0 & K_{p4} & K_{p6} & 0 & 0 \\ K_{p3} & K_{p2} & 0 & 0 & -K_{p6} & K_{p5} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{b1} & K_{b3} & 0 & 0 & K_{b4} & -K_{b5} \\ 0 & 0 & K_{b3} & K_{b2} & 0 & 0 & K_{b5} & K_{b6} \\ K_{p4} & -K_{p6} & 0 & 0 & K_{p1} & -K_{p3} & 0 & 0 \\ K_{p6} & K_{p5} & 0 & 0 & -K_{p3} & K_{p2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{b4} & K_{b5} & 0 & 0 & K_{b1} & -K_{b3} \\ 0 & 0 & -K_{b5} & K_{b6} & 0 & 0 & -K_{b3} & K_{b2} \end{bmatrix}$$

$$[k] = \begin{bmatrix} 8,846,395 & -134,588 & 0 & 0 & -8,830,137 & 222,975 & 0 & 0 \\ -134,588 & 3,956,180 & 0 & 0 & -222,975 & -3,919,644 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 292,568 & 160,715 & 0 & 0 & -292,567 & 160,691 \\ 0 & 0 & 160,715 & 117,872 & 0 & 0 & -160,691 & 58,887 \\ -8,830,137 & -222,975 & 0 & 0 & 8,846,395 & 134,588 & 0 & 0 \\ 222,975 & -3,919,644 & 0 & 0 & 134,588 & 3,956,180 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -292,567 & -160,691 & 0 & 0 & 292,568 & -160,715 \\ 0 & 0 & 160,691 & 58,887 & 0 & 0 & -160,715 & 117,872 \end{bmatrix}$$

a.10. La matriz de rigidez de la franja compuesta en coordenadas

globales es:

$$[K] = [T]^T ([k] \cdot [T])$$

Matriz de rigidez de la franja finita 1 - losa voladizo izquierda

$$[K] = \begin{bmatrix} \mathbf{1} & \mathbf{2} & \mathbf{3} & \mathbf{4} & \mathbf{5} & \mathbf{6} & \mathbf{7} & \mathbf{8} \\ 8,846,395 & -134,588 & 0 & 0 & -8,830,137 & 222,975 & 0 & 0 & \mathbf{1} \\ -134,588 & 3,956,180 & 0 & 0 & -222,975 & -3,919,644 & 0 & 0 & \mathbf{2} \\ 0 & 0 & 292,568 & 160,715 & 0 & 0 & -292,567 & 160,691 & \mathbf{3} \\ 0 & 0 & 160,715 & 117,872 & 0 & 0 & -160,691 & 58,887 & \mathbf{4} \\ -8,830,137 & -222,975 & 0 & 0 & 8,846,395 & 134,588 & 0 & 0 & \mathbf{5} \\ 222,975 & -3,919,644 & 0 & 0 & 134,588 & 3,956,180 & 0 & 0 & \mathbf{6} \\ 0 & 0 & -292,567 & -160,691 & 0 & 0 & 292,568 & -160,715 & \mathbf{7} \\ 0 & 0 & 160,691 & 58,887 & 0 & 0 & -160,715 & 117,872 & \mathbf{8} \end{bmatrix}$$

De manera análoga para las demás franjas tendremos:

Matriz de rigidez de la franja finita 2 – losa superior

	5	6	7	8	9	10	11	12	
[K] =	6,717,123	-134,588	0	0	-6,695,692	222,975	0	0	5
	-134,588	3,014,869	0	0	-222,975	-2,966,708	0	0	6
	0	0	127,889	92,522	0	0	-127,887	92,497	7
	0	0	92,522	89,457	0	0	-92,497	44,664	8
	-6,695,692	-222,975	0	0	6,717,123	134,588	0	0	9
	222,975	-2,966,708	0	0	134,588	3,014,869	0	0	10
	0	0	-127,887	-92,497	0	0	127,889	-92,522	11
	0	0	92,497	44,664	0	0	-92,522	89,457	12

Matriz de rigidez de la franja finita 3 – losa superior

	9	10	11	12	13	14	15	16	
[K] =	6,717,123	-134,588	0	0	-6,695,692	222,975	0	0	9
	-134,588	3,014,869	0	0	-222,975	-2,966,708	0	0	10
	0	0	127,889	92,522	0	0	-127,887	92,497	11
	0	0	92,522	89,457	0	0	-92,497	44,664	12
	-6,695,692	-222,975	0	0	6,717,123	134,588	0	0	13
	222,975	-2,966,708	0	0	134,588	3,014,869	0	0	14
	0	0	-127,887	-92,497	0	0	127,889	-92,522	15
	0	0	92,497	44,664	0	0	-92,522	89,457	16

Matriz de rigidez de la franja finita 4 – losa voladizo izquierda

	13	14	15	16	17	18	19	20	
[K] =	8,846,395	-134,588	0	0	-8,830,137	222,975	0	0	13
	-134,588	3,956,180	0	0	-222,975	-3,919,644	0	0	14
	0	0	292,568	160,715	0	0	-292,567	160,691	15
	0	0	160,715	117,872	0	0	-160,691	58,887	16
	-8,830,137	-222,975	0	0	8,846,395	134,588	0	0	17
	222,975	-3,919,644	0	0	134,588	3,956,180	0	0	18
	0	0	-292,567	-160,691	0	0	292,568	-160,715	19
	0	0	160,691	58,887	0	0	-160,715	117,872	20

Matriz de rigidez de la franja finita 5 – viga exterior izquierda

	5	6	7	8	21	22	23	24	
[K] =	598,597	0	0	-388,421	-598,593	0	0	-388,339	5
	0	5,033,569	-201,883	0	0	-4,968,801	-334,462	0	6
	0	-201,883	11,233,574	0	0	334,462	-11,204,752	0	7
	-388,421	0	0	336,690	388,339	0	0	168,151	8
	-598,593	0	0	388,339	598,597	0	0	388,421	21
	0	-	334,462	0	0	5,033,569	201,883	0	22
	0	4,968,801	-11,204,752	0	0	201,883	11,233,574	0	23
	-388,339	0	0	168,151	388,421	0	0	336,690	24

Matriz de rigidez de la franja finita 6 – viga interior

	9	10	11	12	25	26	27	28	
[K] =	1,418,896	0	0	-920,703	-1,418,888	0	0	-920,506	9
	0	6,711,425	-269,177	0	0	-6,625,067	-445,950	0	10
	0	-269,177	14,978,099	0	0	445,950	-14,939,670	0	11
	-920,703	0	0	798,080	920,506	0	0	398,579	12
	-1,418,888	0	0	920,506	1,418,896	0	0	920,703	25
	0	-6,625,067	445,950	0	0	6,711,425	269,177	0	26
	0	-445,950	-14,939,670	0	0	269,177	14,978,099	0	27
	-920,506	0	0	398,579	920,703	0	0	798,080	28

Matriz de rigidez de la franja finita 7 – viga exterior derecha

	13	14	15	16	29	30	31	32	
[K] =	598,597	0	0	-388,421	-598,593	0	0	-388,339	13
	0	5,033,569	-201,883	0	0	-4,968,801	-334,462	0	14
	0	-201,883	11,233,574	0	0	334,462	-11,204,752	0	15
	-388,421	0	0	336,690	388,339	0	0	168,151	16
	-598,593	0	0	388,339	598,597	0	0	388,421	29
	0	-4,968,801	334,462	0	0	5,033,569	201,883	0	30
	0	-334,462	-11,204,752	0	0	201,883	11,233,574	0	31
	-388,339	0	0	168,151	388,421	0	0	336,690	32

Matriz de rigidez de la franja finita 7 – losa inferior

	21	22	23	24	25	26	27	28	
[K] =	6,717,123	-134,588	0	0	-6,695,692	222,975	0	0	21
	-134,588	3,014,869	0	0	-222,975	-2,966,708	0	0	22
	0	0	127,889	92,522	0	0	-127,887	92,497	23
	0	0	92,522	89,457	0	0	-92,497	44,664	24
	-6,695,692	-222,975	0	0	6,717,123	134,588	0	0	25
	222,975	-2,966,708	0	0	134,588	3,014,869	0	0	26
	0	0	-127,887	-92,497	0	0	127,889	-92,522	27
	0	0	92,497	44,664	0	0	-92,522	89,457	28

Matriz de rigidez de la franja finita 8 – losa inferior

	25	26	27	28	29	30	31	32	
[K] =	6,717,123	-134,588	0	0	-6,695,692	222,975	0	0	25
	-134,588	3,014,869	0	0	-222,975	-2,966,708	0	0	26
	0	0	127,889	92,522	0	0	-127,887	92,497	27
	0	0	92,522	89,457	0	0	-92,497	44,664	28
	-6,695,692	-222,975	0	0	6,717,123	134,588	0	0	29
	222,975	-2,966,708	0	0	134,588	3,014,869	0	0	30
	0	0	-127,887	-92,497	0	0	127,889	-92,522	31
	0	0	92,497	44,664	0	0	-92,522	89,457	32



3.2.7.8 MATRIZ INVERSA GLOBAL

Table with 33 columns and 33 rows of numerical data. The first column is labeled '(M)=' and the last column contains integers from 1 to 32. Each cell contains a value in scientific notation (e.g., 1.1E-04, 2.2E-05).

3.2.7.9 VECTORES DE CARGAS

a. Vector de carga por peso propio

Las losas serán analizadas como placas rectangulares, cuyo vector por peso propio es:

$$[P]_m = \begin{bmatrix} z_{im} \\ M_{im} \\ z_{jm} \\ M_{jm} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{b}{2} \\ \frac{b^2}{12} \\ \frac{b}{2} \\ -\frac{b^2}{12} \end{bmatrix} [1 - (-1)^m] \frac{Q_o L}{m\pi}$$

$L = 38 \text{ m}; \quad m = 1$

Franja finita 1 - Vol izq.

$$b = 1.10 \text{ m}$$

$$Q_o = 2.40 \text{ tn/m}^3 \times 0.20 \text{ m}$$

$$Q_o = 0.48 \text{ tn/m}^2$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 0.550 \\ 0.101 \\ 0.550 \\ -0.101 \end{vmatrix} \times 11.612$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 6.387 \text{ tn} \\ 1.171 \text{ tn.m} \\ 6.387 \text{ tn} \\ -1.171 \text{ tn.m} \end{vmatrix}$$

Franja finita 4 - Vol der.

$$b = 1.10 \text{ m}$$

$$Q_o = 2.40 \text{ tn/m}^3 \times 0.20 \text{ m}$$

$$Q_o = 0.48 \text{ tn/m}^2$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 0.550 \\ 0.101 \\ 0.550 \\ -0.101 \end{vmatrix} \times 11.612$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 6.387 \text{ tn} \\ 1.171 \text{ tn.m} \\ 6.387 \text{ tn} \\ -1.171 \text{ tn.m} \end{vmatrix}$$

Franja finita 2 - Losa sup.

$$b = 1.45 \text{ m}$$

$$Q_o = 2.40 \text{ tn/m}^3 \times 0.20 \text{ m}$$

$$Q_o = 0.48 \text{ tn/m}^2$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 0.725 \\ 0.175 \\ 0.725 \\ -0.175 \end{vmatrix} \times 11.612$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 8.419 \text{ tn} \\ 2.035 \text{ tn.m} \\ 8.419 \text{ tn} \\ -2.035 \text{ tn.m} \end{vmatrix}$$

Franja finita 3 - Losa sup.

$$b = 1.45 \text{ m}$$

$$Q_o = 2.40 \text{ tn/m}^3 \times 0.20 \text{ m}$$

$$Q_o = 0.48 \text{ tn/m}^2$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 0.725 \\ 0.175 \\ 0.725 \\ -0.175 \end{vmatrix} \times 11.612$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 8.419 \text{ tn} \\ 2.035 \text{ tn.m} \\ 8.419 \text{ tn} \\ -2.035 \text{ tn.m} \end{vmatrix}$$

Franja finita 8 - Losa inf.

$$\begin{aligned}
 b &= 1.45 \text{ m} \\
 Q_o &= 2.40 \text{ tn/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \\
 Q_o &= 0.48 \text{ tn/m}^2 \\
 [P]_m &= \begin{vmatrix} 0.725 \\ 0.175 \\ 0.725 \\ -0.175 \end{vmatrix} \times 11.612 \\
 [P]_m &= \begin{vmatrix} 8.419 \text{ tn} \\ 2.035 \text{ tn.m} \\ 8.419 \text{ tn} \\ -2.035 \text{ tn.m} \end{vmatrix}
 \end{aligned}$$

Franja finita 9 - Losa inf.

$$\begin{aligned}
 b &= 1.45 \text{ m} \\
 Q_o &= 2.40 \text{ tn/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \\
 Q_o &= 0.48 \text{ tn/m}^2 \\
 [P]_m &= \begin{vmatrix} 0.725 \\ 0.175 \\ 0.725 \\ -0.175 \end{vmatrix} \times 11.612 \\
 [P]_m &= \begin{vmatrix} 8.419 \text{ tn} \\ 2.035 \text{ tn.m} \\ 8.419 \text{ tn} \\ -2.035 \text{ tn.m} \end{vmatrix}
 \end{aligned}$$

Franja finita 5 - Viga izq.

$$\begin{aligned}
 b &= 1.30 \text{ m} \\
 Q_o &= 2.40 \text{ tn/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \\
 Q_o &= 0.72 \text{ tn/m}^2 \\
 [P]_m &= \begin{vmatrix} 0.650 \\ 0.000 \\ 0.650 \\ 0.000 \end{vmatrix} \times 17.418 \\
 [P]_m &= \begin{vmatrix} 11.322 \text{ tn} \\ 0.000 \text{ tn.m} \\ 11.322 \text{ tn} \\ 0.000 \text{ tn.m} \end{vmatrix}
 \end{aligned}$$

Franja finita 6 - Viga int.

$$\begin{aligned}
 b &= 1.30 \text{ m} \\
 Q_o &= 2.40 \text{ tn/m}^3 \times 0.40 \text{ m} \\
 Q_o &= 0.96 \text{ tn/m}^2 \\
 [P]_m &= \begin{vmatrix} 0.650 \\ 0.000 \\ 0.650 \\ 0.000 \end{vmatrix} \times 23.224 \\
 [P]_m &= \begin{vmatrix} 15.096 \text{ tn} \\ 0.000 \text{ tn.m} \\ 15.096 \text{ tn} \\ 0.000 \text{ tn.m} \end{vmatrix}
 \end{aligned}$$

Franja finita 7 - Viga der.

$$\begin{aligned}
 b &= 1.30 \text{ m} \\
 Q_o &= 2.40 \text{ tn/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \\
 Q_o &= 0.72 \text{ tn/m}^2 \\
 [P]_m &= \begin{vmatrix} 0.650 \\ 0.000 \\ 0.650 \\ 0.000 \end{vmatrix} \times 17.418
 \end{aligned}$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 11.322 \text{ tn} \\ 0.000 \text{ tn.m} \\ 11.322 \text{ tn} \\ 0.000 \text{ tn.m} \end{vmatrix}$$

b. Vector carga viva vehicular para momento positivo

b.1. Línea de influencia del momento flector en la sección 104 - momento positivo

Ubicamos las cargas de camión de diseño HL-93, de acuerdo el manual de puentes MTC-2016, según se indica en 2.4.3.2.2.2

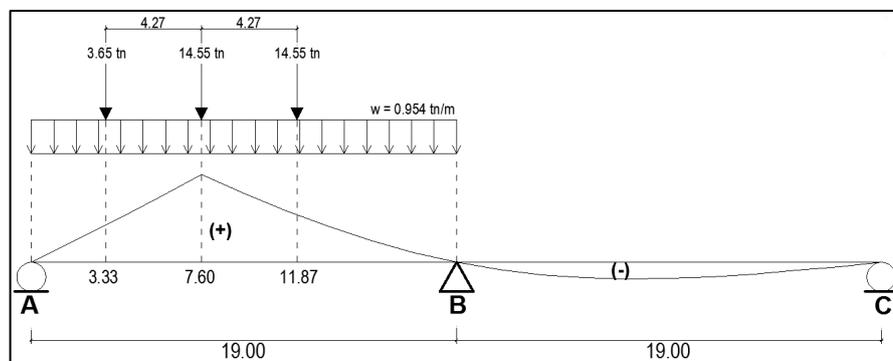


Figura 64: Carga viva vehicular en la sección 104. Fuente: (Elaboración propia).

b.2. Área de contacto de los neumáticos

Distribuimos el área de contacto de los neumáticos de acuerdo al manual de puentes del MTC-2016, según se indica en 2.4.3.2.2.5

- Rueda delantera : (0.25 m x 0.25 m)
- Rueda intermedia : (0.25 m x 0.50 m)
- Rueda trasera : (0.25 m x 0.50 m)

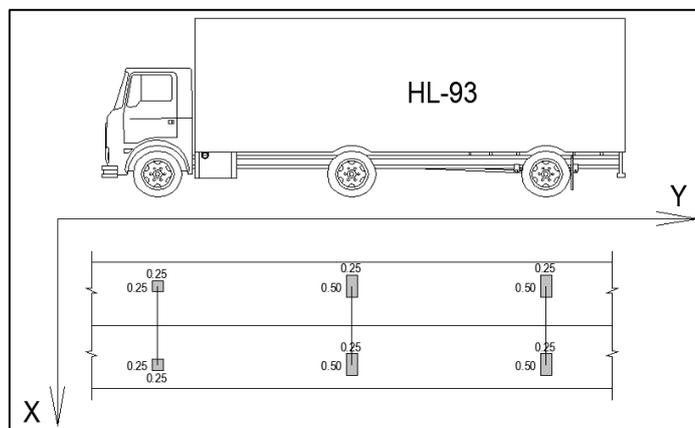


Figura 65: Huella de los neumáticos en franjas finitas. Fuente: (Elaboración propia).

Entonces las cargas por unidad de superficie serán:

Rueda delantera

$$q_d = \frac{R_d}{(0.25 \times 0.25)}$$

$$q_d = \frac{1.825}{(0.25 \times 0.25)}$$

$$q_d = 29.20 \text{ tn/m}^2$$

Rueda intermedia y trasera

$$q_t = \frac{R_t}{(0.50 \times 0.25)}$$

$$q_t = \frac{7.275}{(0.50 \times 0.25)}$$

$$q_t = 58.20 \text{ tn/m}^2$$

b.3. Sobrecarga de neumáticos en franjas:

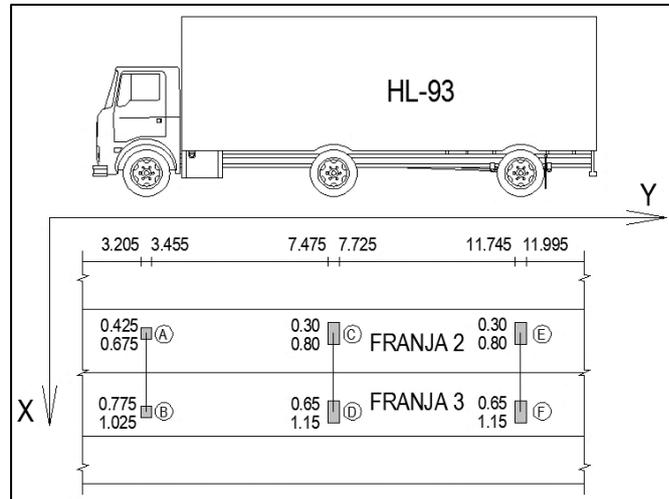


Figura 66: Sobrecarga vehicular en franjas finitas.
Fuente: (Elaboración propia).

Se determinará el vector de cargas para los neumáticos del camión de diseño HL-93 para el primer tramo del puente.

$$[P]_m = \begin{bmatrix} Z_{im} \\ M_{im} \\ Z_{jm} \\ M_{jm} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \ddot{X} - \frac{\ddot{X}^3}{b^2} + \frac{\ddot{X}^4}{2b^3} \\ \frac{\ddot{X}^2}{2} - \frac{2\ddot{X}^3}{3b} + \frac{\ddot{X}^4}{4b^2} \\ \frac{\ddot{X}^3}{b^2} - \frac{\ddot{X}^4}{2b^3} \\ -\frac{\ddot{X}^3}{3b} + \frac{\ddot{X}^4}{4b^2} \end{bmatrix} [Q_0 C_m]$$

$$C_m = \frac{1}{km} (\cos kmy_1 - \cos kmy_2) \quad \ddot{X}^n = x_2^n - x_1^n \quad km = \frac{m\pi}{L}$$

Para n = 1,2,3 y 4.

Franja finita 2 - Losa sup.

Rueda delantera (A)

$$\begin{aligned} \ddot{X}_A &= 0.675 - 0.425 = 0.250 \\ \ddot{X}_A^2 &= 0.675^2 - 0.425^2 = 0.275 \\ \ddot{X}_A^3 &= 0.675^3 - 0.425^3 = 0.231 \\ \ddot{X}_A^4 &= 0.675^4 - 0.425^4 = 0.175 \end{aligned}$$

Franja finita 3 - Losa sup.

Rueda delantera (B)

$$\begin{aligned} \ddot{X}_B &= 1.025 - 0.775 = 0.250 \\ \ddot{X}_B^2 &= 1.025^2 - 0.775^2 = 0.450 \\ \ddot{X}_B^3 &= 1.025^3 - 0.775^3 = 0.611 \\ \ddot{X}_B^4 &= 1.025^4 - 0.775^4 = 0.743 \end{aligned}$$

Rueda intermedia (C)

$$\begin{aligned} \ddot{X}_A &= 0.80 - 0.30 = 0.500 \\ \ddot{X}_A^2 &= 0.80^2 - 0.30^2 = 0.550 \\ \ddot{X}_A^3 &= 0.80^3 - 0.30^3 = 0.485 \\ \ddot{X}_A^4 &= 0.80^4 - 0.30^4 = 0.402 \end{aligned}$$

Rueda intermedia (D)

$$\begin{aligned} \ddot{X}_B &= 1.15 - 0.65 = 0.500 \\ \ddot{X}_B^2 &= 1.15^2 - 0.65^2 = 0.900 \\ \ddot{X}_B^3 &= 1.15^3 - 0.65^3 = 1.246 \\ \ddot{X}_B^4 &= 1.15^4 - 0.65^4 = 1.571 \end{aligned}$$

Rueda trasera (E)

$$\begin{aligned} \ddot{X}_A &= 0.80 - 0.30 = 0.500 \\ \ddot{X}_A^2 &= 0.80^2 - 0.30^2 = 0.550 \\ \ddot{X}_A^3 &= 0.80^3 - 0.30^3 = 0.485 \\ \ddot{X}_A^4 &= 0.80^4 - 0.30^4 = 0.402 \end{aligned}$$

Rueda trasera (F)

$$\begin{aligned} \ddot{X}_B &= 1.15 - 0.65 = 0.500 \\ \ddot{X}_B^2 &= 1.15^2 - 0.65^2 = 0.900 \\ \ddot{X}_B^3 &= 1.15^3 - 0.65^3 = 1.246 \\ \ddot{X}_B^4 &= 1.15^4 - 0.65^4 = 1.571 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= 1 & km &= 0.083 \\ \Pi &= 3.1416 & b &= 1.45 \text{ m} \\ L &= 38 \text{ m} \end{aligned}$$

Franja finita 2 - Losa sup.

Rueda delantera (A)

$$\begin{aligned} y_1 &= 3.205 \text{ m} & y_2 &= 3.455 \text{ m} \\ qd &= 29.20 \text{ tn/m}^2 \\ Cm &= 0.068 \end{aligned}$$

$$[P]m = \begin{vmatrix} 0.169 \\ 0.052 \\ 0.081 \\ -0.032 \end{vmatrix} \times 1.984$$

$$[P]m = \begin{vmatrix} 0.335 \\ 0.104 \\ 0.161 \\ -0.064 \end{vmatrix}$$

Franja finita 3 - Losa sup.

Rueda delantera (B)

$$\begin{aligned} y_1 &= 3.205 & y_2 &= 3.455 \\ qd &= 29.20 \text{ tn/m}^2 \\ Cm &= 0.068 \end{aligned}$$

$$[P]m = \begin{vmatrix} 0.081 \\ 0.032 \\ 0.169 \\ -0.052 \end{vmatrix} \times 1.984$$

$$[P]m = \begin{vmatrix} 0.161 \\ 0.064 \\ 0.335 \\ -0.104 \end{vmatrix}$$

Rueda intermedia (C)

$$\begin{aligned} y_1 &= 7.475 \text{ m} & y_2 &= 7.725 \text{ m} \\ qt &= 58.20 \text{ tn/m}^2 \\ Cm &= 0.147 \end{aligned}$$

$$[P]m = \begin{vmatrix} 0.335 \\ 0.100 \\ 0.165 \\ -0.064 \end{vmatrix} \times 8.55$$

$$[P]m = \begin{vmatrix} 2.87 \\ 0.85 \\ 1.41 \\ -0.55 \end{vmatrix}$$

Rueda intermedia (D)

$$\begin{aligned} y_1 &= 7.475 & y_2 &= 7.725 \\ qt &= 58.20 \text{ tn/m}^2 \\ Cm &= 0.147 \end{aligned}$$

$$[P]m = \begin{vmatrix} 0.165 \\ 0.064 \\ 0.335 \\ -0.100 \end{vmatrix} \times 8.55$$

$$[P]m = \begin{vmatrix} 1.41 \\ 0.55 \\ 2.87 \\ -0.85 \end{vmatrix}$$

Rueda trasera (E)

$$\begin{aligned} y_1 &= 11.745 \text{ m} & y_2 &= 11.995 \text{ m} \\ qt &= 58.20 \text{ tn/m}^2 \\ Cm &= 0.208 \end{aligned}$$

Rueda trasera (F)

$$\begin{aligned} y_1 &= 11.745 & y_2 &= 11.995 \\ qt &= 58.20 \text{ tn/m}^2 \\ Cm &= 0.208 \end{aligned}$$

$$[P]_m = \begin{bmatrix} 0.335 \\ 0.100 \\ 0.165 \\ -0.064 \end{bmatrix} \times 12.09$$

$$[P]_m = \begin{bmatrix} 0.165 \\ 0.064 \\ 0.335 \\ -0.100 \end{bmatrix} \times 12.09$$

$$[P]_m = \begin{bmatrix} 4.05 \\ 1.21 \\ 1.99 \\ -0.77 \end{bmatrix}$$

$$[P]_m = \begin{bmatrix} 1.99 \\ 0.77 \\ 4.05 \\ -1.21 \end{bmatrix}$$

b.4. Sobrecarga carril de diseño

Ubicamos la carga de carril de diseño en el primer tramo, de acuerdo al manual de puentes (MTC-2016).

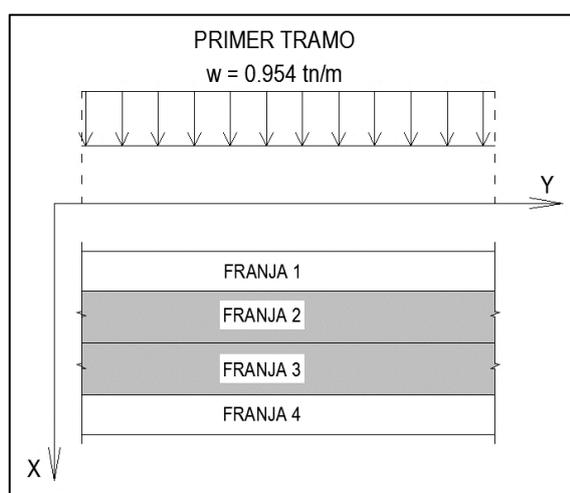


Figura 67: Sobrecarga carril de diseño $w=0.954 \text{ tn/m}$.
Fuente: (Elaboración propia).

Para el carril de diseño, el vector de carga es:

$$[P]_m = \begin{bmatrix} z_{im} \\ M_{im} \\ z_{jm} \\ M_{jm} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{b}{2} \\ \frac{b^2}{12} \\ \frac{b}{2} \\ -\frac{b^2}{12} \end{bmatrix} [1 - (-1)^m] \frac{QoL}{m\pi}$$

$m = 1 \quad \Pi = 3.1416 \quad L = 19 \text{ m}$

Franja finita 2 - Losa sup.

$$\begin{aligned}
 b &= 1.45 \text{ m} \\
 Q_o &= 0.954 \text{ tn/m} / 3.00 \text{ m} \\
 Q_o &= 0.318 \text{ tn/m}^2
 \end{aligned}$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 0.725 \\ 0.175 \\ 0.725 \\ -0.175 \end{vmatrix} \times 3.846$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 2.789 & \text{tn} \\ 0.674 & \text{tn.m} \\ 2.789 & \text{tn} \\ -0.674 & \text{tn.m} \end{vmatrix}$$

Franja finita 3 - Losa sup.

$$\begin{aligned}
 b &= 1.45 \text{ m} \\
 Q_o &= 0.954 \text{ tn/m} / 3.00 \text{ m} \\
 Q_o &= 0.318 \text{ tn/m}^2
 \end{aligned}$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 0.725 \\ 0.175 \\ 0.725 \\ -0.175 \end{vmatrix} \times 3.846$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 2.789 & \text{tn} \\ 0.674 & \text{tn.m} \\ 2.789 & \text{tn} \\ -0.674 & \text{tn.m} \end{vmatrix}$$

S/C vehicular $M(+)$ = 1.33(LL) + W

Total, S/C Franja finita 2 – Losa sup.

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 12.438 & \text{tn} \\ 3.551 & \text{tn.m} \\ 7.529 & \text{tn} \\ -2.510 & \text{tn.m} \end{vmatrix}$$

Total, S/C Franja finita 3 – Losa sup.

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 7.529 & \text{tn} \\ 2.510 & \text{tn.m} \\ 12.438 & \text{tn} \\ -3.551 & \text{tn.m} \end{vmatrix}$$

c. Vector de carga para la sobrecarga peatonal

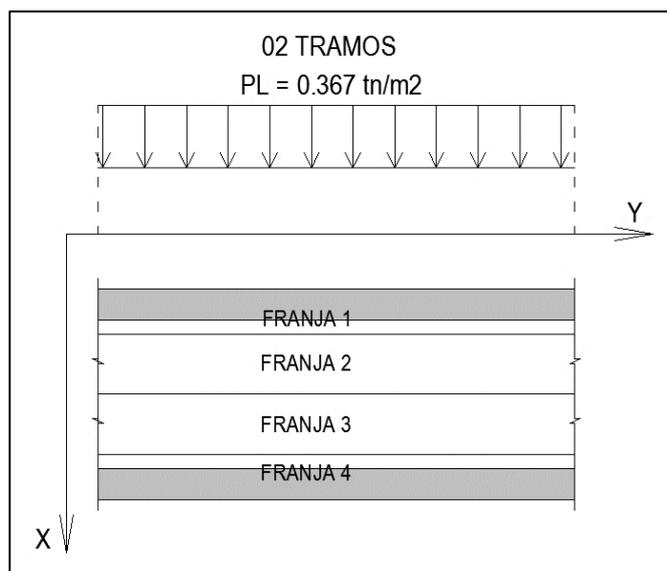


Figura 68: Sobrecarga peatonal $PL=0.367 \text{ tn/m}^2$.
 Fuente: (Elaboración propia).

Se determinará el vector de cargas:

$$[P]_m = \begin{bmatrix} Z_{im} \\ M_{im} \\ Z_{jm} \\ M_{jm} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \ddot{X} - \frac{\ddot{X}^3}{b^2} + \frac{\ddot{X}^4}{2b^3} \\ \frac{\ddot{X}^2}{2} - \frac{2\ddot{X}^3}{3b} + \frac{\ddot{X}^4}{4b^2} \\ \frac{\ddot{X}^3}{b^2} - \frac{\ddot{X}^4}{2b^3} \\ -\frac{\ddot{X}^3}{3b} + \frac{\ddot{X}^4}{4b^2} \end{bmatrix} [Q_0 C_m]$$

$$C_m = \frac{1}{km} (\cos kmy_1 - \cos kmy_2) \quad \ddot{X}_n = x_2^n - x_1^n \quad km = \frac{m\pi}{L}$$

Para n = 1,2,3 y 4.

**Franja finita 1 - Vol izq.
S/C Peatonal**

$$\begin{aligned} \ddot{X}_A &= 0.75 - 0.00 = 0.750 \\ \ddot{X}_A^2 &= 0.75^2 - 0.00^2 = 0.563 \\ \ddot{X}_A^3 &= 0.75^3 - 0.00^3 = 0.422 \\ \ddot{X}_A^4 &= 0.75^4 - 0.00^4 = 0.316 \end{aligned}$$

m = 1 Π = 3.1416

**Franja finita 4 - Vol der.
S/C Peatonal**

$$\begin{aligned} \ddot{X}_B &= 1.10 - 0.35 = 0.750 \\ \ddot{X}_B^2 &= 1.10^2 - 0.35^2 = 1.088 \\ \ddot{X}_B^3 &= 1.10^3 - 0.35^3 = 1.288 \\ \ddot{X}_B^4 &= 1.10^4 - 0.35^4 = 1.449 \end{aligned}$$

L = 38.00 m b = 1.10 m

**Franja finita 1 - Vol izq.
S/C Peatonal**

$$\begin{aligned} y_1 &= 0 \quad m \quad y_2 = 38 \quad m \\ Q_0 &= 0.367 \quad \text{tn/m}^2 \\ C_m &= 24.192 \end{aligned}$$

$$[P]_m = \begin{bmatrix} 0.520 \\ 0.091 \\ 0.230 \\ -0.062 \end{bmatrix} \times 8.88$$

**Franja finita 4 - Vol der.
S/C Peatonal**

$$\begin{aligned} y_1 &= 0 \quad m \quad y_2 = 38 \quad m \\ Q_0 &= 0.367 \quad \text{tn/m}^2 \\ C_m &= 24.192 \end{aligned}$$

$$[P]_m = \begin{bmatrix} 0.230 \\ 0.062 \\ 0.520 \\ -0.091 \end{bmatrix} \times 8.88$$

S/C Peatonal (PL)

Total, S/C

Franja finita 1 - Vol izq.

$$[P]_m = \begin{bmatrix} 4.619 \\ 0.807 \\ 2.040 \\ -0.555 \end{bmatrix} \begin{array}{l} \text{tn} \\ \text{tn.m} \\ \text{tn} \\ \text{tn.m} \end{array}$$

Total, S/C

Franja finita 4 - Vol der.

$$[P]_m = \begin{bmatrix} 2.040 \\ 0.555 \\ 4.619 \\ -0.807 \end{bmatrix} \begin{array}{l} \text{tn} \\ \text{tn.m} \\ \text{tn} \\ \text{tn.m} \end{array}$$

d. Vector de carga baranda

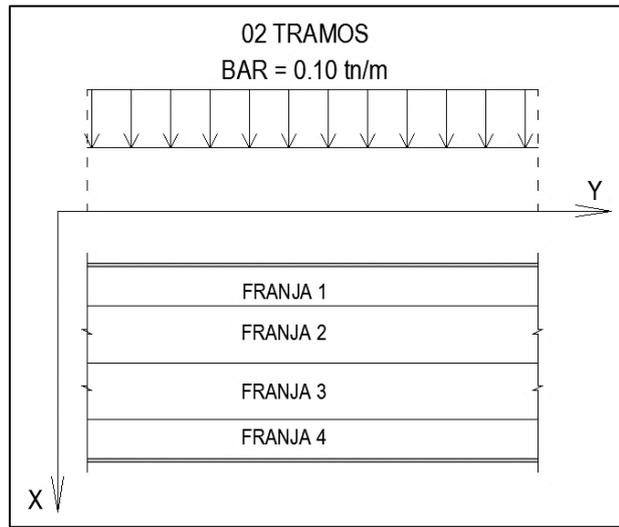


Figura 69: Carga baranda Bar=0.10 tn/m.
Fuente: (Elaboración propia).

Se determinará el vector de cargas:

$$[P]_m = \begin{bmatrix} Z_{im} \\ M_{im} \\ Z_{jm} \\ M_{jm} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \ddot{X} - \frac{\ddot{X}^3}{b^2} + \frac{\ddot{X}^4}{2b^3} \\ \frac{\ddot{X}^2}{2} - \frac{2\ddot{X}^3}{3b} + \frac{\ddot{X}^4}{4b^2} \\ \frac{\ddot{X}^3}{b^2} - \frac{\ddot{X}^4}{2b^3} \\ -\frac{\ddot{X}^3}{3b} + \frac{\ddot{X}^4}{4b^2} \end{bmatrix} [Q_0 C_m]$$

$$C_m = \frac{1}{km} (\cos k m y_1 - \cos k m y_2) \quad \ddot{X}_n = x_2^n - x_1^n \quad km = \frac{m\pi}{L}$$

Para n = 1,2,3 y 4.

**Franja finita 1 - Vol izq.
Baranda**

$$\begin{aligned} \ddot{X}_A &= 0.100 - 0.000 = 0.100 \\ \ddot{X}_A^2 &= 0.1002 - 0.0002 = 0.010 \\ \ddot{X}_A^3 &= 0.1003 - 0.0003 = 0.001 \\ \ddot{X}_A^4 &= 0.1004 - 0.0004 = 0.000 \end{aligned}$$

m = 1 Π = 3.1416

**Franja finita 1 - Vol izq.
Baranda**

$$\begin{aligned} y_1 &= 0 \quad m \quad y_2 = 38 \quad m \\ Q_0 &= 1.000 \quad \text{tn/m}^2 \\ C_m &= 24.192 \end{aligned}$$

**Franja finita 4 - Vol der.
Baranda**

$$\begin{aligned} \ddot{X}_B &= 0.550 - 0.450 = 0.100 \\ \ddot{X}_B^2 &= 0.5502 - 0.4502 = 0.100 \\ \ddot{X}_B^3 &= 0.5503 - 0.4503 = 0.075 \\ \ddot{X}_B^4 &= 0.5504 - 0.4504 = 0.051 \end{aligned}$$

L = 38.00 m b = 1.10 m

**Franja finita 4 - Vol der.
Baranda**

$$\begin{aligned} y_1 &= 0 \quad m \quad y_2 = 38 \\ Q_0 &= 1.000 \quad \text{tn/m}^2 \\ C_m &= 24.192 \end{aligned}$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 0.099 \\ 0.004 \\ 0.001 \\ 0.000 \end{vmatrix} \times 24.19$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 0.057 \\ 0.015 \\ 0.043 \\ -0.012 \end{vmatrix} \times 24.19$$

Baranda (DC)

Total

Franja finita 1 - Vol izq.

Total

Franja finita 4 - Vol der.

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 2.400 & \text{tn} \\ 0.107 & \text{tn.m} \\ 0.019 & \text{tn} \\ -0.007 & \text{tn.m} \end{vmatrix}$$

$$[P]_m = \begin{vmatrix} 1.374 & \text{tn} \\ 0.359 & \text{tn.m} \\ 1.046 & \text{tn} \\ -0.299 & \text{tn.m} \end{vmatrix}$$

3.2.7.10 FRANJAS FINITAS Y LÍNEAS NODALES

Franja 1 Vol. izq		Franja 2 Losa sup	Franja 3 Losa sup	Franja 4 Vol der.	Franja 5 Viga izq.	Franja 6 Viga int.	Franja 7 Viga der.	Franja 8 Losa inf	Franja 9 Losa inf
1	u1								
2	v1								
3	w1								
4	Θ1								
5	u2	u2			u2				
6	v2	v2			v2				
7	w2	w2			w2				
8	Θ2	Θ2			Θ2				
9		u3	u3			u3			
10		v3	v3			v3			
11		w3	w3			w3			
12		Θ3	Θ3			Θ3			
13			u4	u4			u4		
14			v4	v4			v4		
15			w4	w4			w4		
16			Θ4	Θ4			Θ4		
17				u5					
18				v5					
19				w5					
20				Θ5					
21					u6			u6	
22					v6			v6	
23					w6			w6	
24					Θ6			Θ6	
25						u7		u7	u7
26						v7		v7	v7
27						w7		w7	w7
28						Θ7		Θ7	Θ7
29							u8		u8
30							v8		v8
31							w8		w8
32							Θ8		Θ8

Fuente: (Elaboración propia).

a. Vector carga losa

	Franja 1 Vol. izq.	Franja 2 Losa sup.	Franja 3 Losa sup.	Franja 4 Vol. der.	Franja 5 Viga izq.	Franja 6 Viga int.	Franja 7 Viga der.	Franja 8 Losa inf.	Franja 9 Losa inf.	Peso Prop.
1										0.000
2										0.000
3	6.387									6.387
4	1.171									1.171
5										0.000
6										0.000
7	6.387	8.419			11.322					26.127
8	-1.171	2.035			0.000					0.864
9										0.000
10										0.000
11		8.419	8.419			15.096				31.933
12		-2.035	2.035			0.000				0.000
13										0.000
14										0.000
15			8.419	6.387			11.322			26.127
16			-2.035	1.171			0.000			-0.864
17										0.000
18										0.000
19				6.387						6.387
20				-1.171						-1.171
21										0.000
22										0.000
23					11.322			8.419		19.740
24					0.000			2.035		2.035
25										0.000
26										0.000
27						15.096		8.419	8.419	31.933
28						0.000		-2.035	2.035	0.000
29										0.000
30										0.000
31							11.322		8.419	19.740
32							0.000		-2.035	-2.035

Fuente: (Elaboración propia).

b. Vector carga para la sobrecarga vehicular y peatonal para m=1

Franja 2 Losa sup		Franja 3 Losa sup	Vector carga S/C Vehicular
1			0.000
2			0.000
3			0.000
4			0.000
5			0.000
6			0.000
7	12.438		12.438
8	3.551		3.551
9			0.000
10			0.000
11	7.529	7.529	15.058
12	-2.510	2.510	0.000
13			0.000
14			0.000
15		12.438	12.438
16		-3.551	-3.551
17			0.000
18			0.000
19			0.000
20			0.000
21			0.000
22			0.000
23			0.000
24			0.000
25			0.000
26			0.000
27			0.000
28			0.000
29			0.000
30			0.000
31			0.000
32			0.000

Franja 1 Vol izq		Franja 4 Vol der	Vector carga S/C Peatonal
1			0.000
2			0.000
3	4.619		4.619
4	0.807		0.807
5			0.000
6			0.000
7	2.040		2.040
8	-0.555		-0.555
9			0.000
10			0.000
11			0.000
12			0.000
13			0.000
14			0.000
15		2.040	2.040
16		0.555	0.555
17			0.000
18			0.000
19		4.619	4.619
20		-0.807	-0.807
21			0.000
22			0.000
23			0.000
24			0.000
25			0.000
26			0.000
27			0.000
28			0.000
29			0.000
30			0.000
31			0.000
32			0.000

Fuente: (Elaboración propia).

c. Vector carga para la baranda para m=1

	Franja 1	Franja 4	Vector carga
	Vol izq.	Vol der.	Baranda
1			0.000
2			0.000
3	2.400		2.400
4	0.107		0.107
5			0.000
6			0.000
7	0.019		0.019
8	-0.007		-0.007
9			0.000
10			0.000
11			0.000
12			0.000
13			0.000
14			0.000
15		1.374	1.374
16		0.359	0.359
17			0.000
18			0.000
19		1.046	1.046
20		-0.299	-0.299
21			0.000
22			0.000
23			0.000
24			0.000
25			0.000
26			0.000
27			0.000
28			0.000
29			0.000
30			0.000
31			0.000
32			0.000

Fuente: (Elaboración propia).

d. Vector de carga total y desplazamientos

Para el vector de carga total, se consideró los factores de carga para el estado límite de resistencia I, considerando: $m = 1$; $y = 19.00$ m; $L = 38$ m

$$V_{Total} = 1.25(V_{Losa} + V_{Baranda}) + 1.75(V_{Vehicular} + V_{Peatonal})$$

	Vector carga Total		Desplazamiento m = 1		Desplazamiento y = 19.00 m
	1	0.00	-0.000186		-0.000186
	2	0.00	0.007428		0.007428
	3	19.07	0.167147		0.167147
	4	3.01	-0.000616		-0.000616
	5	0.00	-0.000110		-0.000110
	6	0.00	0.007510		0.007510
	7	58.02	0.166617		0.166617
	8	6.31	-0.000230		-0.000230
	9	0.00	-0.000005		-0.000005
	10	0.00	0.007550		0.007550
	11	66.27	0.166448		0.166448
	12	0.00	-0.000007		-0.000007
	13	0.00	0.000100		0.000100
	14	0.00	0.007509		0.007509
	15	59.71	0.166598	$x \text{ Sen}(m\pi y/L)$	0.166598
[Matriz Inversa] X	16	-5.87	= 0.000211	$x 1.00$	0.000211
	17	0.00	0.000176		0.000176
	18	0.00	0.007428		0.007428
	19	17.37	0.167078		0.167078
	20	-3.25	0.000557		0.000557
	21	0.00	0.000139		0.000139
	22	0.00	-0.010216		-0.010216
	23	24.68	0.166599		0.166599
	24	2.54	-0.000175		-0.000175
	25	0.00	0.000005		0.000005
	26	0.00	-0.010178		-0.010178
	27	39.92	0.166432		0.166432
	28	0.00	-0.000007		-0.000007
	29	0.00	-0.000130		-0.000130
	30	0.00	-0.010215		-0.010215
	31	24.68	0.166579		0.166579
	32	-2.54	0.000163		0.000163



*Tabla 33:
Deflexión para 20 armónicos del puente simplemente apoyado, en la línea nodal 7*

Y	m=1	m=2	m=3	m=4	m=5	m=6	m=7	m=8	m=9	m=10	m=11	m=12	m=13	m=14	m=15	m=16	m=17	m=18	m=19	m=20	TOTAL	
0.00	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
3.80	0.051430	0.001381	0.000761	0.000008	0.000028	-0.000013	0.000008	0.000001	0.000001	0.000000	0.000000	0.000000	-0.000002	-0.000001	-0.000001	0.000000	0.000001	0.000001	0.000000	0.000000	0.000000	0.053604
7.60	0.097826	0.002235	0.000894	0.000005	0.000000	0.000008	-0.000009	-0.000002	-0.000003	0.000000	0.000001	0.000000	0.000002	0.000001	0.000000	0.000000	0.000001	0.000001	0.000000	0.000000	0.000000	0.100960
11.40	0.134646	0.002235	0.000291	-0.000005	-0.000028	0.000008	0.000003	0.000002	0.000004	0.000000	-0.000001	0.000000	-0.000001	0.000001	0.000001	0.000000	0.000000	0.000001	0.000001	0.000000	0.000000	0.137156
15.20	0.158286	0.001381	-0.000553	-0.000008	0.000000	-0.000013	0.000006	-0.000001	-0.000004	0.000000	0.000001	0.000000	-0.000001	-0.000001	0.000000	0.000000	0.000000	0.000001	0.000000	0.000000	0.000000	0.159093
19.00	0.166432	0.000000	-0.000940	0.000000	0.000028	0.000000	-0.000010	0.000000	0.000004	0.000000	-0.000001	0.000000	0.000002	0.000000	-0.000001	0.000000	-0.000001	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.165514
22.80	0.158286	-0.001381	-0.000553	0.000008	0.000000	0.000013	0.000006	0.000001	-0.000004	0.000000	0.000001	0.000000	-0.000001	0.000001	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.000001	0.000000	0.000000	0.156376
26.60	0.134646	-0.002235	0.000291	0.000005	-0.000028	-0.000008	0.000003	-0.000002	0.000004	0.000000	-0.000001	0.000000	-0.000001	-0.000001	0.000001	0.000000	0.000000	0.000000	-0.000001	0.000000	0.000000	0.132675
30.40	0.097826	-0.002235	0.000894	-0.000005	0.000000	-0.000008	-0.000009	0.000002	-0.000003	0.000000	0.000001	0.000000	0.000002	-0.000001	0.000000	0.000000	0.000001	-0.000001	0.000000	0.000000	0.000000	0.096463
34.20	0.051430	-0.001381	0.000761	-0.000008	0.000028	0.000013	0.000008	-0.000001	0.000001	0.000000	0.000000	0.000000	-0.000002	0.000001	-0.000001	0.000000	0.000001	-0.000001	0.000000	0.000000	0.000000	0.050849
38.00	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

Fuente: (Elaboración propia).

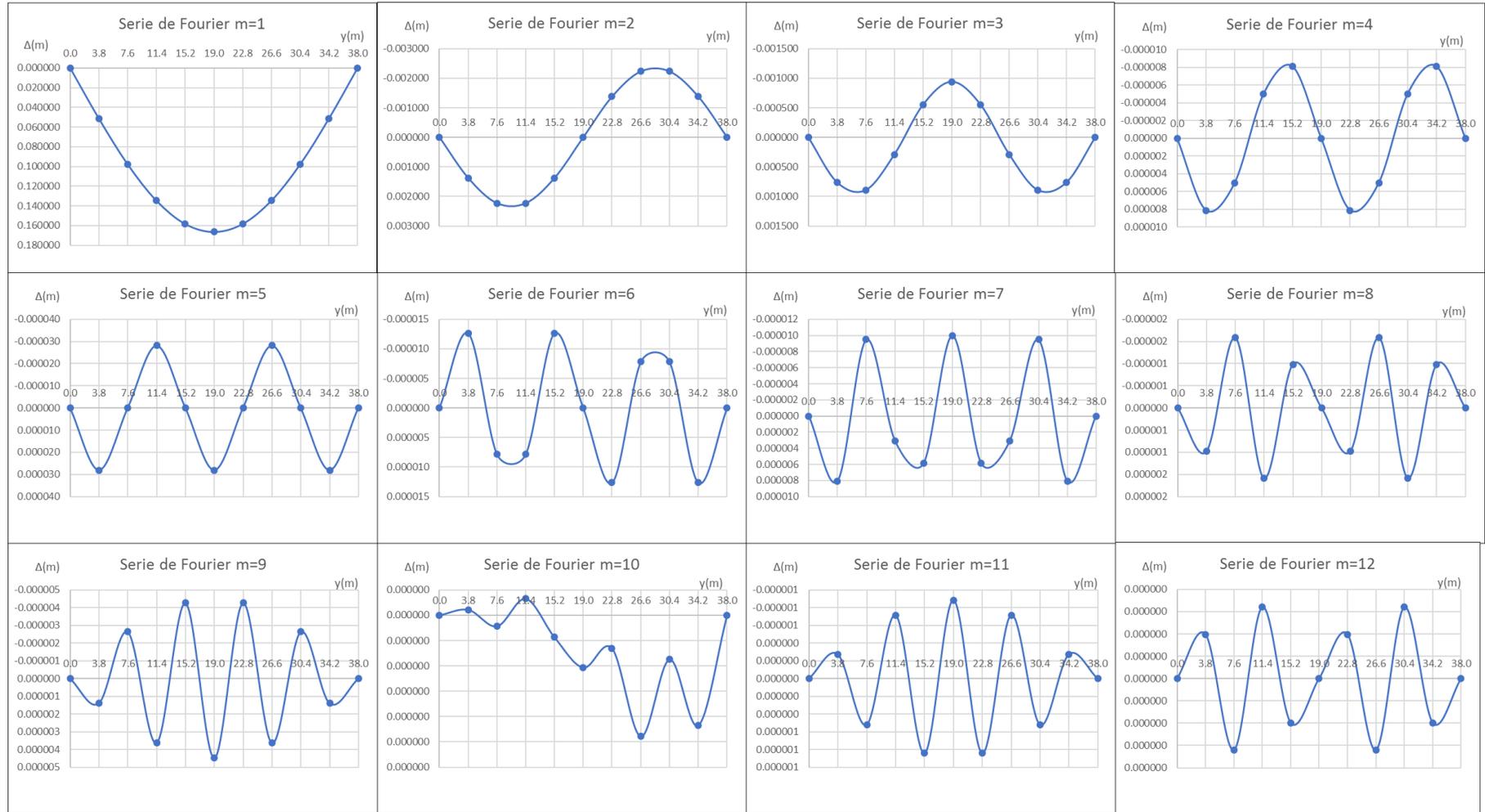


Figura 70: Series de Fourier para 20 armónicos ($m=1-12$), cálculo de la deflexión en la línea nodal 7, para el puente simplemente apoyado.

Fuente: (Elaboración propia).

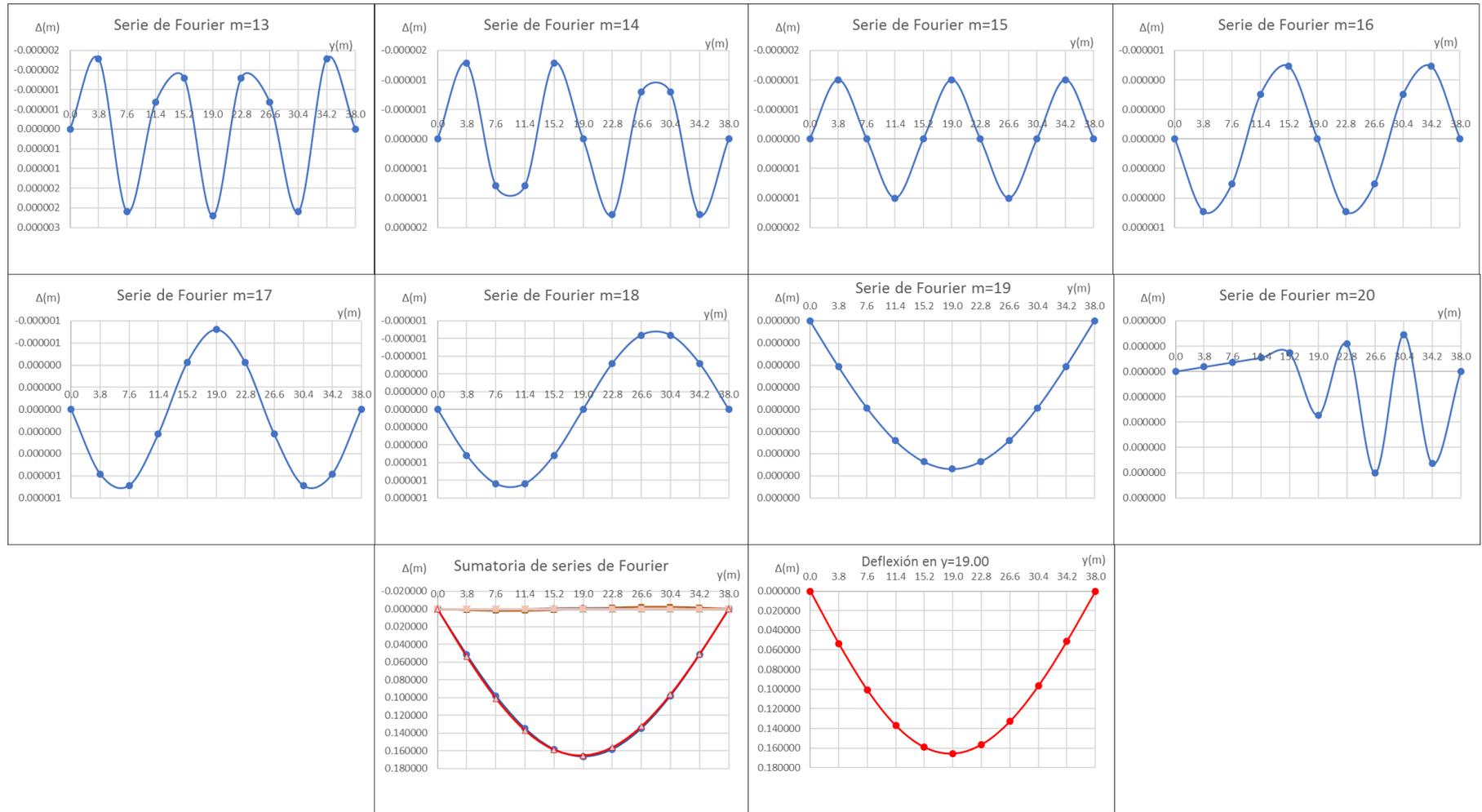


Figura 71: Series de Fourier para 20 armónicos ($m=13-20$), cálculo de la deflexión en la línea nodal 7, para el puente simplemente apoyado.
Fuente: (Elaboración propia).

3.2.7.11 MÉTODO DE LAS FLEXIBILIDADES

a. Deflexión inicial en $x = 19.00$ m, del puente simplemente apoyado.

La deflexión para el estado límite de resistencia I, en $y = 19.00$ m, será la sumatoria de 20 armónicos ($m=20$) en las líneas nodales 6,7 y 8 de la losa inferior serán:

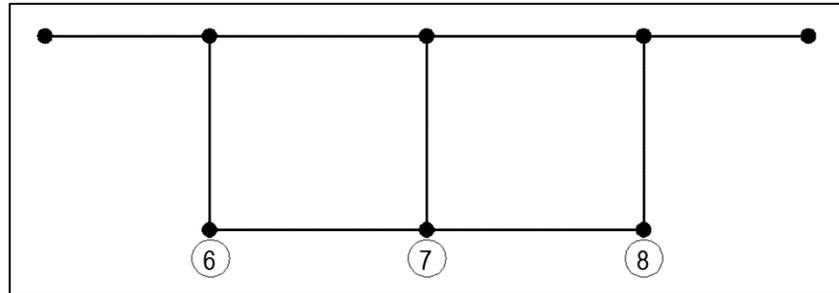


Figura 72: Deflexión en $x = 19.00$ m, del puente simplemente apoyado.
Fuente: (Elaboración propia).

	LN 6 (23)	LN 7 (27)	LN 8 (31)
Deflexión (m)	0.165669	0.165514	0.165650

b. Cargas redundantes unitarias

Se ubicará 03 cargas unitarias en sentido contrario a la deflexión en cada línea nodal del apoyo intermedio del puente, se analizará independientemente cada estado de carga, para obtener sus deflexiones.

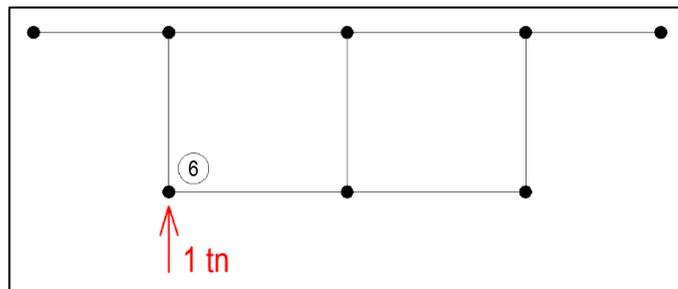


Figura 73: 1º Estado de carga unitaria en línea nodal 6, $y=19.00$ m.
Fuente: (Elaboración propia).

	LN 6 (23)	LN 7 (27)	LN 8 (31)
Deflexión (m)	-0.000561	-0.000545	-0.000535

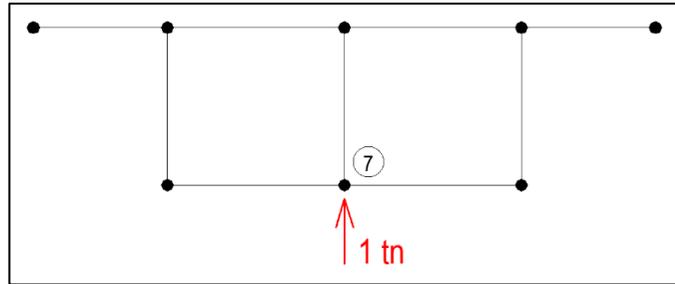


Figura 74: 2º Estado de carga unitaria en línea nodal 7, y=19.00m.
Fuente: (Elaboración propia).

	LN 6 (23)	LN 7 (27)	LN 8 (31)
Deflexión (m)	-0.000545	-0.000549	-0.000545

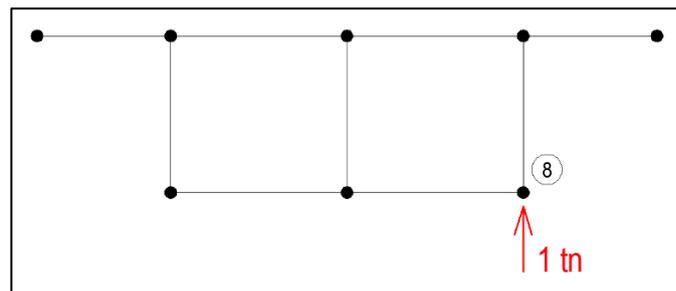


Figura 75: 3º Estado de carga unitaria en línea nodal 8, y=19.00m.
Fuente: (Elaboración propia).

	LN 6 (23)	LN 7 (27)	LN 8 (31)
Deflexión (m)	-0.000535	-0.000545	-0.000561

c. Matriz inicial

Se forma una matriz con las deflexiones para los 03 estados de carga.

$$[A] = \begin{vmatrix} \text{LN 6 (23)} & \text{LN 7 (27)} & \text{LN 8 (31)} \\ -0.000561 & -0.000545 & -0.000535 \\ -0.000545 & -0.000549 & -0.000545 \\ -0.000535 & -0.000545 & -0.000561 \end{vmatrix}$$

d. Matriz inversa

$$[A]^{-1} = \begin{vmatrix} -57,009.53 & 74,806.06 & -18,294.42 \\ 74,806.06 & -150,445.80 & 74,806.06 \\ -18,294.42 & 74,806.06 & -57,009.53 \end{vmatrix}$$

e. Fuerzas redundantes

$$[F] = [A]^{-1} \times [\Delta]_{\text{Inicial}}$$

$$[F] = \begin{vmatrix} -57,009.53 & 74,806.06 & -18,294.42 \\ 74,806.06 & -150,445.80 & 74,806.06 \\ -18,294.42 & 74,806.06 & -57,009.53 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 0.165669 \\ 0.165514 \\ 0.165650 \end{vmatrix}$$

$$[F] = \begin{vmatrix} -93.75 \\ -116.19 \\ -93.00 \end{vmatrix} \begin{matrix} \text{tn} \\ \text{tn} \\ \text{tn} \end{matrix}$$

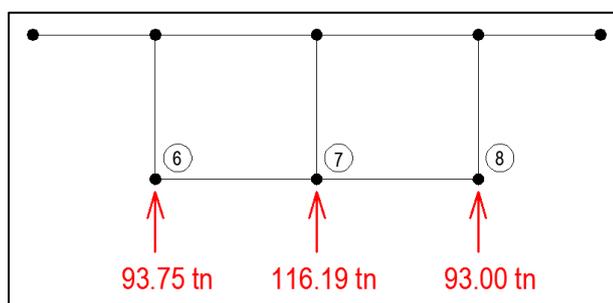


Figura 76: Fuerzas redundantes en la sección transversal del puente
Fuente: (Elaboración propia).

f. Vector de fuerzas redundantes en el apoyo intermedio para m=1

	Franja 8 LN 6	Franja 8 LN 7	Franja 9 LN 8	Fuerzas Redundantes
1				0.00
2				0.00
3				0.00
4				0.00
5				0.00
6				0.00
7				0.00
8				0.00
9				0.00
10				0.00
11				0.00
12				0.00
13				0.00
14				0.00
15				0.00
16				0.00
17				0.00
18				0.00
19				0.00
20				0.00
21				0.00
22				0.00
23	-93.75	0.00		-93.75
24	0.00	0.00		0.00
25				0.00
26				0.00
27	0.00	-116.19	0.00	-116.19
28	0.00	0.00	0.00	0.00
29				0.00
30				0.00
31			-93.00	-93.00
32			0.00	0.00

Fuente: (Elaboración propia).

g. Vector de carga total y desplazamientos

Para el vector de carga total, se consideró los factores de carga para el estado límite de resistencia I, considerando: $m = 1$; $y = 7.60$ m; $L = 38$ m

$$V_{Total} = 1.25(V_{Losa} + V_{Baranda}) + 1.75(V_{Vehicular} + V_{Peatonal}) + F_{Redundantes}$$

	Vector carga Total		Desplazamiento m = 1		Desplazamiento y = 7.60 m
	1	0.00	-0.000007		-0.000004
	2	0.00	0.000161		0.000095
	3	19.07	0.003948		0.002320
	4	3.01	-0.000304		-0.000179
	5	0.00	-0.000006		-0.000003
	6	0.00	0.000163		0.000096
	7	58.02	0.003689		0.002168
	8	6.31	-0.000049		-0.000029
	9	0.00	-0.000002		-0.000001
	10	0.00	0.000163		0.000096
	11	66.27	0.003649		0.002145
	12	0.00	-0.000002		-0.000001
	13	0.00	0.000002		0.000001
	14	0.00	0.000163		0.000096
	15	59.71	0.003683	$x \text{ Sen}(m\pi y/L)$	0.002165
[Matriz Inversa] X	16	-5.87	0.000039	$x 0.59$	0.000023
	17	0.00	0.000003		0.000002
	18	0.00	0.000161		0.000095
	19	17.37	0.003904		0.002295
	20	-3.25	0.000254		0.000149
	21	0.00	0.000006		0.000004
	22	0.00	-0.000228		-0.000134
	23	-69.07	0.003682		0.002164
	24	2.54	0.000006		0.000004
	25	0.00	0.000002		0.000001
	26	0.00	-0.000226		-0.000133
	27	-76.27	0.003644		0.002142
	28	0.00	-0.000003		-0.000002
	29	0.00	-0.000002		-0.000001
	30	0.00	-0.000228		-0.000134
	31	-68.32	0.003676		0.002161
	32	-2.54	-0.000010		-0.000006



*Tabla 34:
Deflexión para 20 armónicos para el puente de 02 tramos, en la línea nodal 7*

Y	m=1	m=2	m=3	m=4	m=5	m=6	m=7	m=8	m=9	m=10	m=11	m=12	m=13	m=14	m=15	m=16	m=17	m=18	m=19	m=20	TOTAL	
0.00	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
3.80	0.001126	0.001381	0.002523	0.000008	-0.000299	-0.000013	0.000091	0.000001	-0.000013	0.000000	-0.000008	0.000000	0.000012	-0.000001	-0.000013	0.000000	0.000008	0.000001	-0.000002	0.000000	0.000000	0.004803
7.60	0.002142	0.002235	0.002966	0.000005	0.000000	0.000008	-0.000107	-0.000002	0.000025	0.000000	0.000016	0.000000	-0.000014	0.000001	0.000000	0.000000	0.000009	0.000001	-0.000004	0.000000	0.000000	0.007282
11.40	0.002948	0.002235	0.000964	-0.000005	0.000299	0.000008	0.000035	0.000002	-0.000034	0.000000	-0.000022	0.000000	0.000004	0.000001	0.000013	0.000000	0.000003	0.000001	-0.000006	0.000000	0.000000	0.006445
15.20	0.003466	0.001381	-0.001833	-0.000008	0.000000	-0.000013	0.000066	-0.000001	0.000040	0.000000	0.000025	0.000000	0.000008	-0.000001	0.000000	0.000000	-0.000006	0.000001	-0.000007	0.000000	0.000000	0.003119
19.00	0.003644	0.000000	-0.003119	0.000000	-0.000299	0.000000	-0.000113	0.000000	-0.000042	0.000000	-0.000027	0.000000	-0.000014	0.000000	-0.000013	0.000000	-0.000010	0.000000	-0.000007	0.000000	0.000000	0.000001
22.80	0.003466	-0.001381	-0.001833	0.000008	0.000000	0.000013	0.000066	0.000001	0.000040	0.000000	0.000025	0.000000	0.000008	0.000001	0.000000	0.000000	-0.000006	-0.000001	-0.000007	0.000000	0.000000	0.000402
26.60	0.002948	-0.002235	0.000964	0.000005	0.000299	-0.000008	0.000035	-0.000002	-0.000034	0.000000	-0.000022	0.000000	0.000004	-0.000001	0.000013	0.000000	0.000003	-0.000001	-0.000006	0.000000	0.000000	0.001964
30.40	0.002142	-0.002235	0.002966	-0.000005	0.000000	-0.000008	-0.000107	0.000002	0.000025	0.000000	0.000016	0.000000	-0.000014	-0.000001	0.000000	0.000000	0.000009	-0.000001	-0.000004	0.000000	0.000000	0.002784
34.20	0.001126	-0.001381	0.002523	-0.000008	-0.000299	0.000013	0.000091	-0.000001	-0.000013	0.000000	-0.000008	0.000000	0.000012	0.000001	-0.000013	0.000000	0.000008	-0.000001	-0.000002	0.000000	0.000000	0.002048
38.00	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

Fuente: (Elaboración propia).

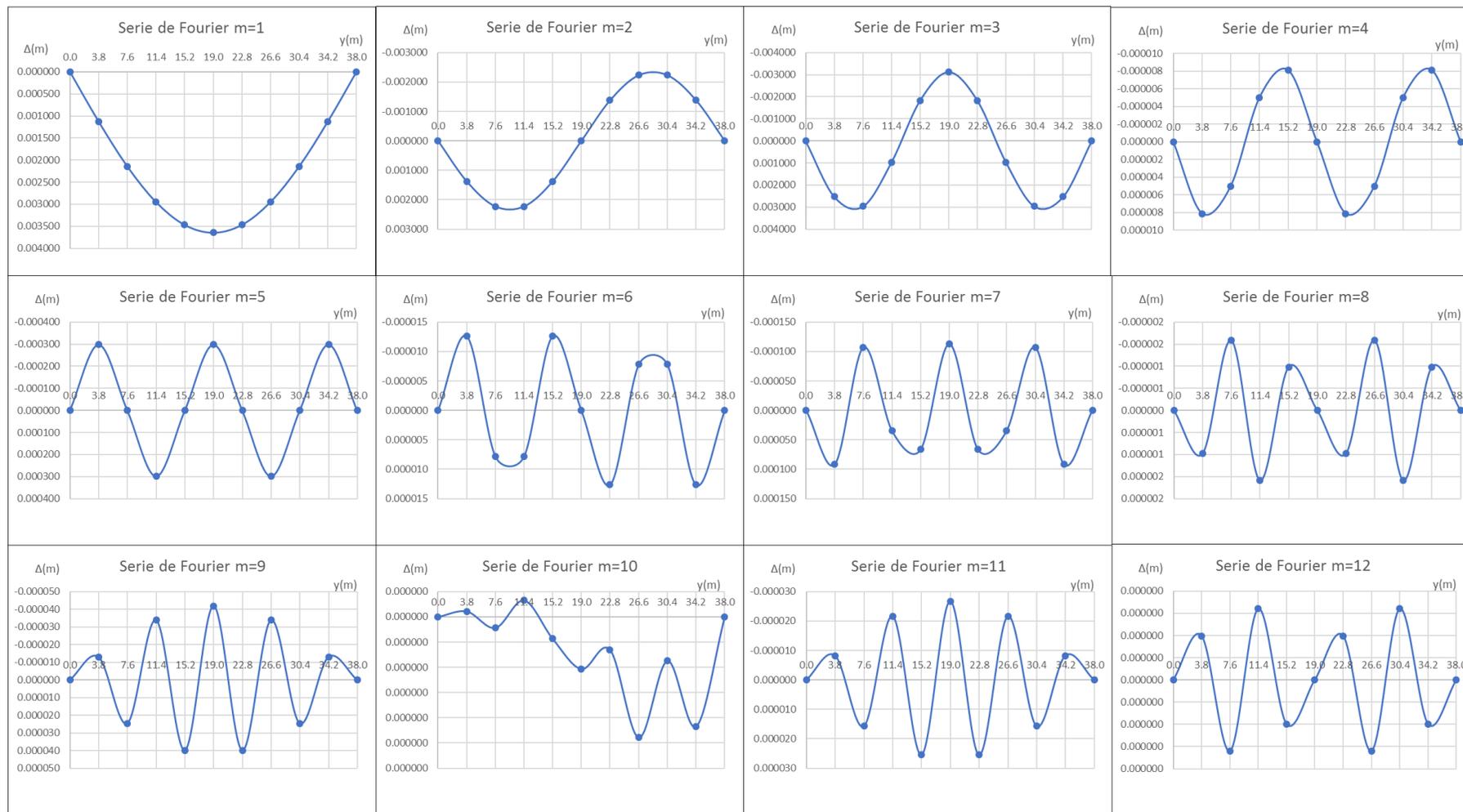


Figura 77: Series de Fourier para 20 armónicos ($m=1-12$), cálculo de la deflexión en la línea nodal 7, para el puente de 02 tramos.

Fuente: (Elaboración propia).

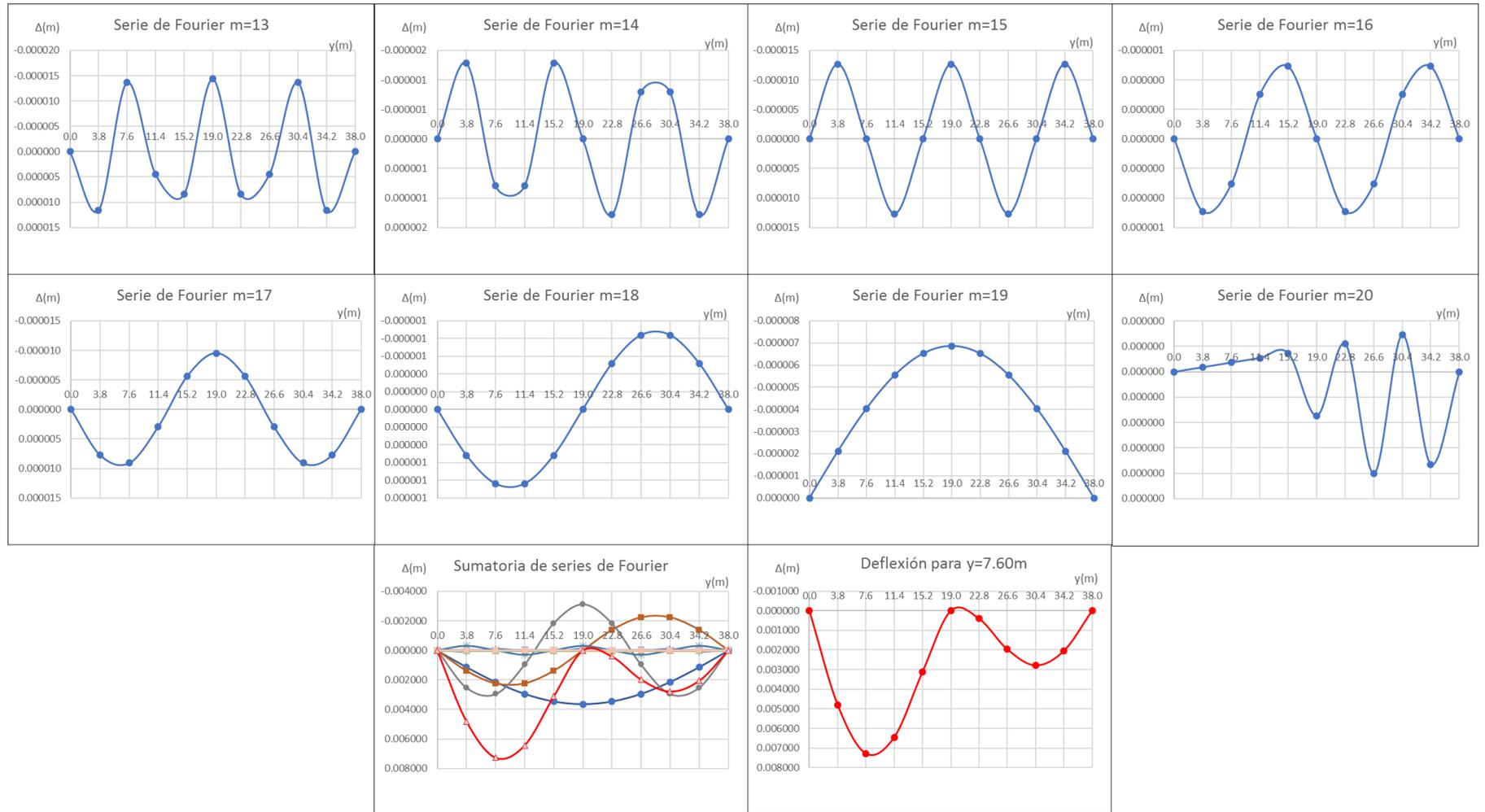


Figura 78: Series de Fourier para 20 armónicos ($m=13-20$), cálculo de la deflexión en la línea nodal 7, para el puente de 02 tramos.
Fuente: (Elaboración propia).

h. Matriz de Flexión

$$Km = \frac{m\pi}{L};$$

$$m = 1 \quad \Pi = 3.1416 \quad L = 38.00 \text{ m} \quad b = 1.10 \text{ m} \quad y = 7.60 \text{ m}.$$

Para la línea nodal inicial de cada franja finita

$$[B]_{bm(x=0)} = \begin{bmatrix} \frac{6}{b^2} \text{senkmy} & \frac{4}{b} \text{senkmy} & -\frac{6}{b^2} \text{senkmy} & \frac{2}{b} \text{senkmy} \\ K_m^2 \text{senkmy} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2K_m \text{coskmy} & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Para la línea nodal final de cada franja finita

$$[B]_{bm(x=b)} = \begin{bmatrix} -\frac{6}{b^2} \text{senkmy} & -\frac{2}{b} \text{senkmy} & \frac{6}{b^2} \text{senkmy} & -\frac{4}{b} \text{senkmy} \\ 0 & 0 & K_m^2 \text{senkmy} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2K_m \text{coskmy} \end{bmatrix}$$

Matriz de elasticidad de flexión para material isotrópico

$$D_b = \begin{bmatrix} D & D_1 & 0 \\ D_1 & D & 0 \\ 0 & 0 & D_{xy} \end{bmatrix} \quad D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}; \quad D_1 = \nu D; \quad D_{xy} = \frac{1-\nu}{2} D$$

$$D_b = \begin{bmatrix} 1705 & 188 & 0 \\ 188 & 1705 & 0 \\ 0 & 0 & 759 \end{bmatrix}$$

h.1. Franja finita 1 – Vol izq.

h.1.1. Línea Nodal 1 – inicial

$$[B]_{bm(x=0)} = \begin{bmatrix} 2.91 & 2.14 & -2.91 & 1.07 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.13 & 0.00 & 0.00 \end{bmatrix}$$

$$[D_b]x[B_{bm(x=0)}] = \begin{bmatrix} 4,971 & 3,644 & -4,970 & 1,822 \\ 554 & 401 & -547 & 200 \\ 0 & 101 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

h.1.2. Línea Nodal 2 – final

$$[B]_{bm(x=1.10)} = \begin{bmatrix} -2.91 & -1.07 & 2.91 & -2.14 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.13 \end{bmatrix}$$

$$[D_b]x[B_{bm(x=1.10)}] = \begin{bmatrix} -4,970 & -1,822 & 4,971 & -3,644 \\ -547 & -200 & 554 & -401 \\ 0 & 0 & 0 & 101 \end{bmatrix}$$

De manera análoga se realiza para todas las franjas finitas.

i. Matriz de esfuerzo plano

$$Km = \frac{m\pi}{L};$$

$$m = 1 \quad \Pi = 3.1416 \quad L = 38.00 \text{ m} \quad b = 1.10 \text{ m} \quad y = 7.60 \text{ m}.$$

Para la línea nodal inicial de cada franja finita

$$[B]_{pm(x=0)} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{b} \text{senkmy} & 0 & \frac{1}{b} \text{senkmy} & 0 \\ 0 & -k \text{msenkmy} & 0 & 0 \\ K \text{mcoskmy} & -\frac{1}{b} \text{coskmy} & 0 & \frac{1}{b} \text{coskmy} \end{bmatrix}$$

Para la línea nodal final de cada franja finita

$$[B]_{pm(x=b)} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{b} \text{senkmy} & 0 & \frac{1}{b} \text{senkmy} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K \text{msenkmy} \\ 0 & -\frac{1}{b} \text{coskmy} & K \text{mcoskmy} & \frac{1}{b} \text{coskmy} \end{bmatrix}$$

Matriz de elasticidad de tensión plana para material isotrópico

$$D_p = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}$$

$$D_p = \begin{bmatrix} 2,557,661 & 281,343 & 0 \\ 281,343 & 2,557,661 & 0 \\ 0 & 0 & 1,138,159 \end{bmatrix}$$

i.1. Franja finita 1 – Vol izq.

i.1.1. Línea Nodal 1 – inicial

$$[B]_{pm(x=0)} = \begin{bmatrix} -0.53 & 0.00 & 0.53 & 0.00 \\ 0.00 & -0.05 & 0.00 & 0.00 \\ 0.07 & -0.74 & 0.00 & 0.74 \end{bmatrix}$$

$$[D_p]x[B_{pm(x=0)}] = \begin{bmatrix} -1,366,687 & -13,672 & 1,366,687 & 0 \\ -150,336 & -124,288 & 150,336 & 0 \\ 76,125 & -837,082 & 0 & 837,082 \end{bmatrix}$$

i.1.2. Línea Nodal 2 – final

$$[B]_{pm(x=1.10)} = \begin{bmatrix} -0.53 & 0.00 & 0.53 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & -0.05 \\ 0.00 & -0.74 & 0.07 & 0.74 \end{bmatrix}$$

$$[D_p]x[B_{pm(x=1.10)}] = \begin{bmatrix} -1,366,687 & 0 & 1,366,687 & -13,672 \\ -150,336 & 0 & 150,336 & -124,288 \\ 0 & -837,082 & 76,125 & 837,082 \end{bmatrix}$$

De manera análoga se realiza para todas las franjas finitas.

j. Franjas finitas verticales – Vigas

Se convierte las coordenadas globales a coordenadas locales para su análisis.

La matriz de transformación es:

$\alpha = 90^\circ$ Para vigas

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos(\alpha) & 0 & \text{sen}(\alpha) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\text{sen}(\alpha) & 0 & \cos(\alpha) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos(\alpha) & 0 & \text{sen}(\alpha) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\text{sen}(\alpha) & 0 & \cos(\alpha) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$[T] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Viga exterior izquierda y viga interior

	GLOBAL		LOCAL		GLOBAL		LOCAL	
	FF 5		FF 5		FF 6		FF 6	
[T] x	-0.000003	=	0.002168	5	-0.000001	=	0.002145	9
	0.000096		0.000096	6	0.000096		0.000096	10
	0.002168		0.000003	7	0.002145		0.000001	11
	-0.000029		-0.000029	8	-0.000001		-0.000001	12
	0.000004		0.002164	21	0.000001		0.002142	25
	-0.000134		-0.000134	22	-0.000133		-0.000133	26
	0.002164		-0.000004	23	0.002142		-0.000001	27
	0.000004		0.000004	24	-0.000002		-0.000002	28

Viga exterior derecha

	GLOBAL		LOCAL	
	FF 7		FF 7	
[T] x	0.000001	=	0.002165	13
	0.000096		0.000096	14
	0.002165		-0.000001	15
	0.000023		0.000023	16
	-0.000001		0.002161	29
	-0.000134		-0.000134	30
	0.002161		0.000001	31
	-0.000006		-0.000006	32

k. Cálculo de esfuerzos

$$M = ([D]x[B])x[\Delta]$$

- Mx = Momento flector en x (tn.m/m).
- My = Momento flector en y (tn.m/m).
- Mxy = Momento de torsión xy (tn.m/m).
- Sx = Tensión normal (tn/m²).
- Sy = Tensión tangencial (tn/m²).
- Sxy = Tensión de cizalladura (tn/m²).

Los esfuerzos para m = 1 armónico:

i. Franja finita 1 – Voladizo Izquierdo

Línea nodal 1

								FF 1					
0	0	4,971	3,644	0	0	-4,970	1,822	x	-0.000004	=	0.05	Mx	
0	0	554	401	0	0	-547	200		0.000095		0.02	My	
0	0	0	101	0	0	0	0		0.002320		-0.02	Mxy	
-1,366,687	-13,672	0	0	1,366,687	0	0	0		-0.000179		0.03	Sx	
-150,336	-124,288	0	0	150,336	0	0	0		-0.000003		-11.62	Sy	
76,125	-837,082	0	0	0	837,082	0	0		0.000096		0.69	Sxy	
											0.002168		
											-0.000029		

Línea nodal 2

								FF1					
0	0	-4,970	-1,822	0	0	4,971	-3,644	x	-0.000004	=	-0.32	Mx	
0	0	-547	-200	0	0	554	-401		0.000095		-0.02	My	
0	0	0	0	0	0	0	101		0.002320		0.00	Mxy	
-1,366,687	0	0	0	1,366,687	-13,672	0	0		-0.000179		0.02	Sx	
-150,336	0	0	0	150,336	-124,288	0	0		-0.000003		-11.77	Sy	
0	-837,082	0	0	76,125	837,082	0	0		0.000096		0.77	Sxy	
											0.002168		
											-0.000029		

m. Franja finita 2 – Losa superior

Línea nodal 2

								FF 2					
0	0	2,861	2,765	0	0	-2,860	1,382	x	-0.000003	=	-0.01	Mx	
0	0	321	304	0	0	-315	152		0.000096		0.01	My	
0	0	0	101	0	0	0	0		0.002168		0.00	Mxy	
-1,036,797	-13,672	0	0	1,036,797	0	0	0		-0.000029		0.90	Sx	
-114,048	-124,288	0	0	114,048	0	0	0		-0.000001		-11.67	Sy	
76,125	-635,028	0	0	0	635,028	0	0		0.000096		-0.29	Sxy	
											0.002145		
											-0.000001		

Línea nodal 3

								FF2					
0	0	-2,860	-1,382	0	0	2,861	-2,765	x	-0.000003	=	-0.02	Mx	
0	0	-315	-152	0	0	321	-304		0.000096		0.01	My	
0	0	0	0	0	0	0	101		0.002168		0.00	Mxy	
-1,036,797	0	0	0	1,036,797	-13,672	0	0		-0.000029		0.90	Sx	
-114,048	0	0	0	114,048	-124,288	0	0		-0.000001		-11.67	Sy	
0	-635,028	0	0	76,125	635,028	0	0		0.000096		-0.13	Sxy	
											0.002145		
											-0.000001		

n. Franja finita 5 – Viga exterior izquierda

Línea nodal 2

$$\begin{array}{cccccccc|c|c|c|c}
 & & & & & & & & & \mathbf{FF\ 5} & & & & \\
 \left| \begin{array}{cccccccc}
 0 & 0 & 12,012 & 10,408 & 0 & 0 & -12,009 & 5,204 \\
 0 & 0 & 1,344 & 1,145 & 0 & 0 & -1,321 & 572 \\
 0 & 0 & 0 & 343 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -1,156,427 & -13,672 & 0 & 0 & 1,156,427 & 0 & 0 & 0 \\
 -127,207 & -124,288 & 0 & 0 & 127,207 & 0 & 0 & 0 \\
 76,125 & -708,300 & 0 & 0 & 0 & 708,300 & 0 & 0
 \end{array} \right. & \times & \left| \begin{array}{c}
 0.002168 \\
 0.000096 \\
 0.000003 \\
 -0.000029 \\
 0.002164 \\
 -0.000134 \\
 -0.000004 \\
 0.000004
 \end{array} \right. & = & \left| \begin{array}{c}
 -0.20 \\
 -0.02 \\
 -0.01 \\
 -6.15 \\
 -12.45 \\
 2.13
 \end{array} \right. & \left| \begin{array}{c}
 Mx \\
 My \\
 Mxy \\
 Sx \\
 Sy \\
 Sxy
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

Línea nodal 6

$$\begin{array}{cccccccc|c|c|c|c}
 & & & & & & & & & \mathbf{FF\ 5} & & & & \\
 \left| \begin{array}{cccccccc}
 0 & 0 & -12,009 & -5,204 & 0 & 0 & 12,012 & -10,408 \\
 0 & 0 & -1,321 & -572 & 0 & 0 & 1,344 & -1,145 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 343 \\
 -1,156,427 & 0 & 0 & 0 & 1,156,427 & -13,672 & 0 & 0 \\
 -127,207 & 0 & 0 & 0 & 127,207 & -124,288 & 0 & 0 \\
 0 & -708,300 & 0 & 0 & 76,125 & 708,300 & 0 & 0
 \end{array} \right. & \times & \left| \begin{array}{c}
 0.002168 \\
 0.000096 \\
 0.000003 \\
 -0.000029 \\
 0.002164 \\
 -0.000134 \\
 -0.000004 \\
 0.000004
 \end{array} \right. & = & \left| \begin{array}{c}
 0.03 \\
 0.00 \\
 0.00 \\
 -3.00 \\
 16.14 \\
 1.81
 \end{array} \right. & \left| \begin{array}{c}
 Mx \\
 My \\
 Mxy \\
 Sx \\
 Sy \\
 Sxy
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

o. Franja finita 8 – Losa inferior.

Línea nodal 6

$$\begin{array}{cccccccc|c|c|c|c}
 & & & & & & & & & \mathbf{FF\ 8} & & & & \\
 \left| \begin{array}{cccccccc}
 0 & 0 & 2,861 & 2,765 & 0 & 0 & -2,860 & 1,382 \\
 0 & 0 & 321 & 304 & 0 & 0 & -315 & 152 \\
 0 & 0 & 0 & 101 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -1,036,797 & -13,672 & 0 & 0 & 1,036,797 & 0 & 0 & 0 \\
 -114,048 & -124,288 & 0 & 0 & 114,048 & 0 & 0 & 0 \\
 76,125 & -635,028 & 0 & 0 & 0 & 635,028 & 0 & 0
 \end{array} \right. & \times & \left| \begin{array}{c}
 0.000004 \\
 -0.000134 \\
 0.002164 \\
 0.000004 \\
 0.000001 \\
 -0.000133 \\
 0.002142 \\
 -0.000002
 \end{array} \right. & = & \left| \begin{array}{c}
 0.07 \\
 0.02 \\
 0.00 \\
 -0.81 \\
 16.38 \\
 0.98
 \end{array} \right. & \left| \begin{array}{c}
 Mx \\
 My \\
 Mxy \\
 Sx \\
 Sy \\
 Sxy
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

Línea nodal 7

$$\begin{array}{cccccccc|c|c|c|c}
 & & & & & & & & & \mathbf{FF\ 8} & & & & \\
 \left| \begin{array}{cccccccc}
 0 & 0 & -2,860 & -1,382 & 0 & 0 & 2,861 & -2,765 \\
 0 & 0 & -315 & -152 & 0 & 0 & 321 & -304 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 101 \\
 -1,036,797 & 0 & 0 & 0 & 1,036,797 & -13,672 & 0 & 0 \\
 -114,048 & 0 & 0 & 0 & 114,048 & -124,288 & 0 & 0 \\
 0 & -635,028 & 0 & 0 & 76,125 & 635,028 & 0 & 0
 \end{array} \right. & \times & \left| \begin{array}{c}
 0.000004 \\
 -0.000134 \\
 0.002164 \\
 0.000004 \\
 0.000001 \\
 -0.000133 \\
 0.002142 \\
 -0.000002
 \end{array} \right. & = & \left| \begin{array}{c}
 -0.06 \\
 0.01 \\
 0.00 \\
 -0.83 \\
 16.24 \\
 0.78
 \end{array} \right. & \left| \begin{array}{c}
 Mx \\
 My \\
 Mxy \\
 Sx \\
 Sy \\
 Sxy
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

De manera análoga se realiza para todas las franjas finitas.



3.2.7.12 CÁLCULO DE ESFUERZOS PARA LA FRANJA FINITA 1 – VOL. IZQ.

Se considero 20 armónicos (m=20) para hallar el momento flector positivo máximo en y=7.60m

Línea nodal 1																					
FF 1	m=1	m=2	m=3	m=4	m=5	m=6	m=7	m=8	m=9	m=10	m=11	m=12	m=13	m=14	m=15	m=16	m=17	m=18	m=19	m=20	TOTAL
Mx	0.05	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.01	-0.01	0.00	0.00	0.15
My	0.02	0.10	0.31	0.00	0.00	0.00	0.08	0.00	-0.01	0.00	0.02	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.00	0.54
Mxy	-0.02	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.01	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01
Sx	0.03	0.80	4.98	0.01	0.00	-0.09	3.04	0.07	-0.78	0.00	0.74	0.04	-1.21	0.10	0.00	-0.05	-1.29	-0.34	0.26	0.00	6.30
Sy	-11.64	-74.36	-200.08	-0.33	0.00	0.80	-16.91	-0.31	1.90	0.00	-0.50	-0.06	-0.59	-0.08	0.00	0.03	-1.25	0.13	0.63	0.00	-302.62
Sxy	0.69	2.11	-8.65	-0.08	0.00	-0.32	2.06	-0.04	1.64	0.00	1.17	0.02	0.34	-0.14	0.00	-0.07	-0.26	0.08	-0.13	0.00	-1.57

Línea nodal 2																					
FF 1	m=1	m=2	m=3	m=4	m=5	m=6	m=7	m=8	m=9	m=10	m=11	m=12	m=13	m=14	m=15	m=16	m=17	m=18	m=19	m=20	TOTAL
Mx	-0.32	0.00	-0.26	0.00	0.00	0.00	-0.08	0.00	-0.03	0.00	-0.01	0.00	-0.06	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.03	0.00	0.00	-0.71
My	-0.02	0.10	0.27	0.00	0.00	0.00	0.05	0.00	-0.02	0.00	0.01	0.00	-0.02	0.00	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.01	0.00	0.34
Mxy	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.01	0.01	0.00	-0.02
Sx	0.02	0.43	2.58	0.01	0.00	-0.05	1.30	0.04	-0.30	0.00	0.23	0.02	-0.26	0.05	0.00	-0.03	-0.36	-0.23	-0.01	0.00	3.44
Sy	-11.78	-77.72	-221.87	-0.39	0.00	1.20	-32.64	-0.63	6.31	0.00	-5.16	-0.24	8.05	-0.46	0.00	0.22	7.17	1.19	-1.85	0.00	-328.61
Sxy	0.77	2.35	-9.73	-0.09	0.00	-0.38	2.52	-0.05	2.15	0.00	1.66	0.02	0.54	-0.22	0.00	-0.12	-0.52	0.17	-0.34	0.00	-1.28

Fuente: (Elaboración propia).

De manera análoga se realiza para todas las franjas finitas.

3.2.7.13 CÁLCULO DE ESFUERZOS PARA TODAS LAS FRANJAS

FINITAS PARA m=20, EN y=7.60m

	Vol. izq.		Losa superior		Losa superior		Vol. der.	
	Franja Finita 1		Franja Finita 2		Franja Finita 3		Franja Finita 4	
TOTAL	LN 1	LN 2	LN 2	LN 3	LN 3	LN 4	LN 4	LN 5
Mx	0.15	-0.71	0.01	-0.07	0.02	-0.09	-0.61	0.16
My	0.54	0.34	0.42	0.41	0.42	0.41	0.35	0.53
Mxy	-0.01	-0.02	-0.02	0.00	0.00	0.02	0.02	0.01
Sx	6.30	3.44	15.05	13.38	13.24	14.92	3.45	6.29
Sy	-302.62	-328.61	-327.34	-342.45	-342.46	-327.15	-328.41	-302.54
Sxy	-1.57	-1.28	-3.03	-1.32	1.17	2.87	1.31	1.60

	Viga izquierda		Viga interior		Viga derecha	
	Franja Finita 5		Franja Finita 6		Franja Finita 7	
TOTAL	LN 2	LN 6	LN 3	LN 7	LN 4	LN 8
Mx	-0.25	0.13	0.11	0.11	0.37	0.06
My	-0.02	0.00	0.01	0.01	0.03	0.02
Mxy	-0.05	0.01	0.00	0.00	0.05	-0.01
Sx	-46.70	40.36	-44.03	43.45	-47.14	39.88
Sy	-334.13	457.32	-348.76	446.53	-333.97	457.11
Sxy	0.18	1.14	0.06	1.11	0.01	0.96

	Losa inferior		Losa inferior	
	Franja Finita 8		Franja Finita 9	
TOTAL	LN 6	LN 7	LN 7	LN 8
Mx	0.04	-0.04	-0.13	0.15
My	0.42	0.41	0.40	0.43
Mxy	0.00	0.00	0.00	0.00
Sx	3.37	2.13	2.29	3.51
Sy	453.25	441.98	442.00	453.11
Sxy	-0.35	-0.50	0.63	0.49

3.2.7.14 CÁLCULO DE MOMENTO FLECTOR POSITIVO MÁXIMO EN

$$y = 7.60\text{m}$$

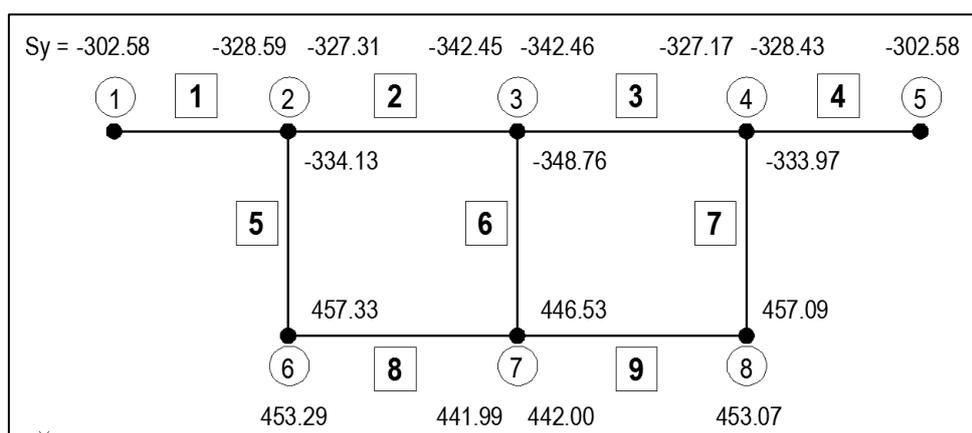


Figura 79: Tensión normal longitudinal para $x=7.60\text{m}$.

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 35:

Cálculo del momento flector positivo máximo M104 para el puente viga cajón

	Nº de veces	Sy(tn/m ²)	Espesor(m)	Brazo(m)	Ancho(m)	Momento		
LN 6	1	457.33	0.30	1.30	0.65	115.93	tn.m	
LN 7	1	446.53	0.40	1.30	0.65	150.93	tn.m	
LN 8	1	457.09	0.30	1.30	0.65	115.87	tn.m	
LN 6	1	453.29	0.20	1.30	0.725	85.45	tn.m	
LN 7	1	442.00	0.20	1.30	1.45	166.63	tn.m	
LN 8	1	453.07	0.20	1.30	0.725	85.40	tn.m	
						M104(+)=	720.22	tn.m

Fuente: (Elaboración propia).

Luego de resolverlo analíticamente obtenemos para el estado límite

de resistencia I, el momento flector positivo máximo en $y = 7.60\text{ m}$:

$$M104(+) = 720.22\text{ tn.m}$$

3.2.7.15 USO DEL PROGRAMA DE BANDAS FINITAS

Este programa fue desarrollado por el Ingeniero Civil Martin Daniel Orbe en el 2014, para su uso académico y se encuentra en la página web del mismo autor. Considera el eje X, como sentido longitudinal del puente.



Figura 80: Interfaz del programa de Bandas finitas.
Fuente: (Programa de Bandas finitas).

Primer Paso: Definimos la longitud del puente

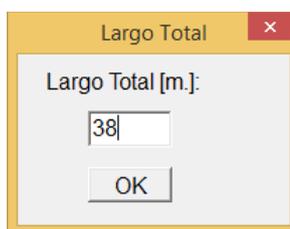


Figura 81: Longitud del puente.
Fuente: (Programa de Bandas finitas).

Segundo paso: construimos la geometría transversal del puente en base a puntos

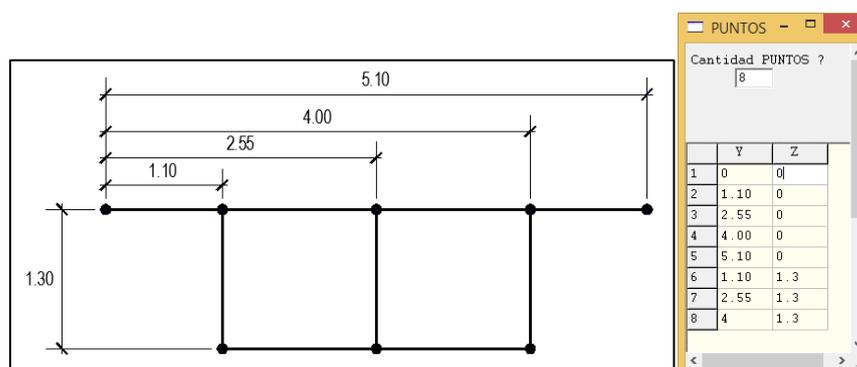


Figura 82: Geometría transversal del puente en base a puntos cartesianos (Y,Z).
Fuente: (Programa de Bandas finitas).

Tercer paso: Unimos mediante líneas los puntos o nodos.

Y obtenemos la sección transversal de nuestro puente en el programa de bandas finitas.

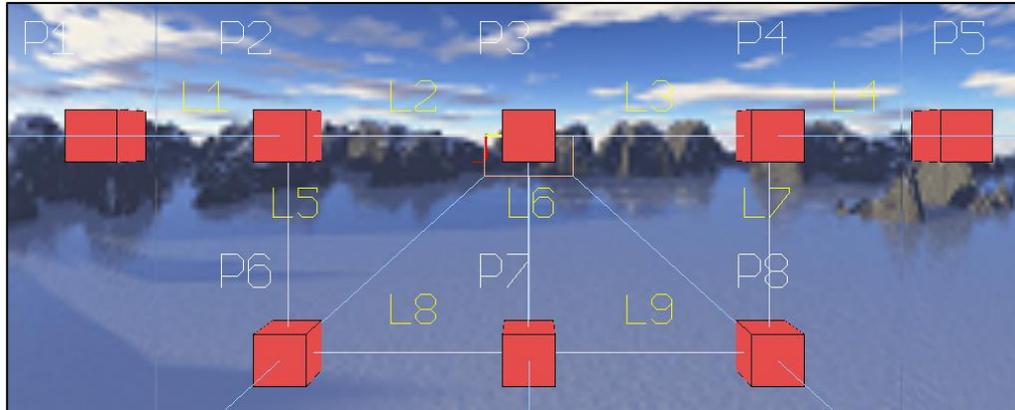


Figura 83: Sección transversal del puente en bandas finitas.

Fuente: (Programa de Bandas finitas).

Cuarto paso: Indicar el número de secciones a dividir longitudinalmente y el número de armónicos (número de ondas periódicas).

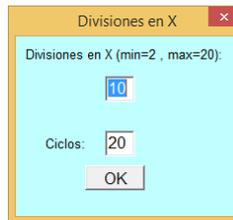


Figura 84: Divisiones y número de armónicos.

Fuente: (Programa de Bandas finitas).

Quinto paso: Asignamos los espesores a las placas, el módulo de elasticidad y el módulo de poisson. Consideramos el material isotrópico.

a. Módulo de elasticidad del concreto

$$E = 15100\sqrt{f'c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 252,671 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2,526,713 \text{ tn/m}^2$$

b. Módulo de Poisson del concreto

$$v = 0.11 \text{ Para concreto de alta resistencia}$$

PLACA	esp [m]	E[t/m2]	mu	DxL[tm]	DyL[tm]	DxyL[tm]	D1L[tm]	DxP[t/m]	DyP[t/m]	DxyP[t/m]	D1P[t/m]	Bandas	Tipo Material
1	0.2	2526713	0.11	1705	1705	759	188	511532	511532	227632	56269	2	Isotropo
2	0.2	2526713	0.11	1705	1705	759	188	511532	511532	227632	56269	2	Isotropo
3	0.2	2526713	0.11	1705	1705	759	188	511532	511532	227632	56269	2	Isotropo
4	0.2	2526713	0.11	1705	1705	759	188	511532	511532	227632	56269	2	Isotropo
5	0.3	2526713	0.11	5755	5755	2561	633	767298	767298	341448	84403	5	Isotropo
6	0.4	2526713	0.11	13641	13641	6070	1501	1023064	1023064	455263	112537	5	Isotropo
7	0.3	2526713	0.11	5755	5755	2561	633	767298	767298	341448	84403	5	Isotropo
8	0.2	2526713	0.11	1705	1705	759	188	511532	511532	227632	56269	2	Isotropo
9	0.2	2526713	0.11	1705	1705	759	188	511532	511532	227632	56269	2	Isotropo

Figura 85: Asignación de valores de espesores, módulos de elasticidad y de poisson.
Fuente: (Programa de Bandas finitas).

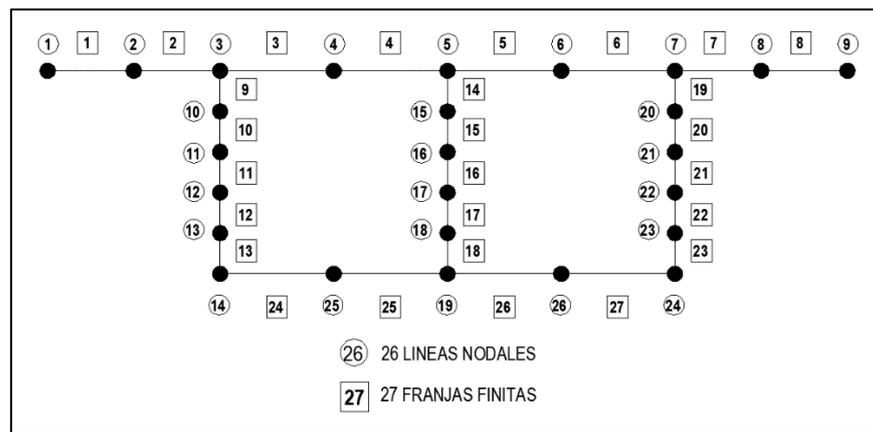


Figura 86: Discretización final de la sección transversal del puente cajón.
Fuente: (Elaboración propia).

Sexto paso: Asignación de cargas permanente y sobrecargas.

c. Posición del camión HL-93 en la sección transversal

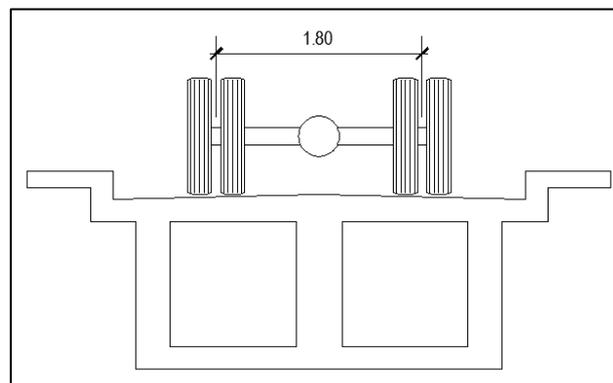


Figura 87: Posición del camión HL-93 en la sección transversal para máximo momento positivo y negativo.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.7.16 ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

a. Cálculo del momento flector positivo máximo

El momento flector positivo máximo se dará cuando el camión se ubica en la posición M104, es decir en el 40% de distancia del primer tramo $x_{104}=7.60$ m.

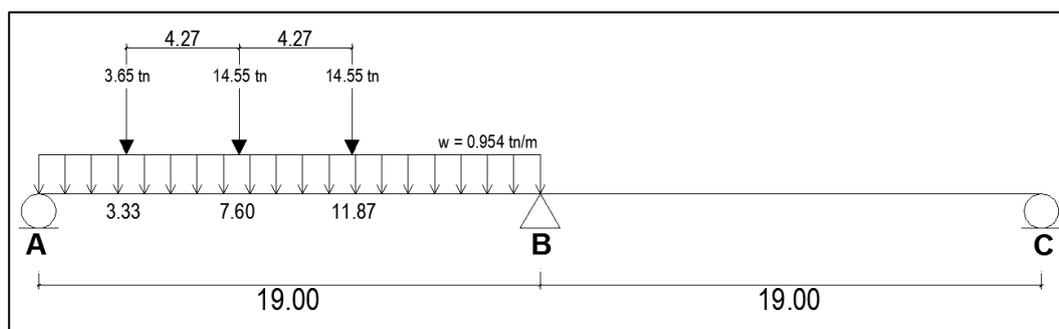


Figura 88: Ubicación del camión HL-93, para el momento flector positivo máximo.

Fuente: (Elaboración propia).

a.1. Cargas permanentes

Tabla 36:
Peso propio losas y vigas

	BF INICIAL	BF FINAL	P.e.	Espesor	Resist. I	Total
LOSA SUP.	BF1	BF8	2.40	0.20	1.25	0.60
VIGA IZQ.	BF9	BF13	2.40	0.30	1.25	0.90
VIGA INT.	BF14	BF18	2.40	0.40	1.25	1.20
VIGE DER.	BF19	BF23	2.40	0.30	1.25	0.90
LOSA INF.	BF24	BF27	2.40	0.20	1.25	0.60

Fuente: (Elaboración propia).

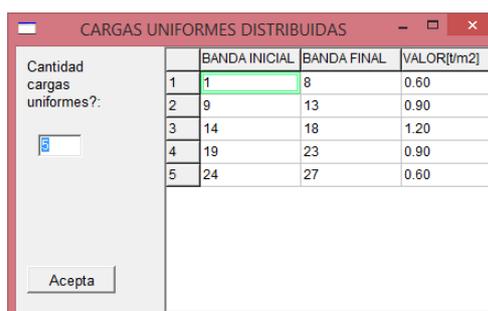


Figura 89: Cargas permanentes en el programa de bandas finitas.

Fuente: (Programa de Bandas finitas).

a.2. Cargas transitorias

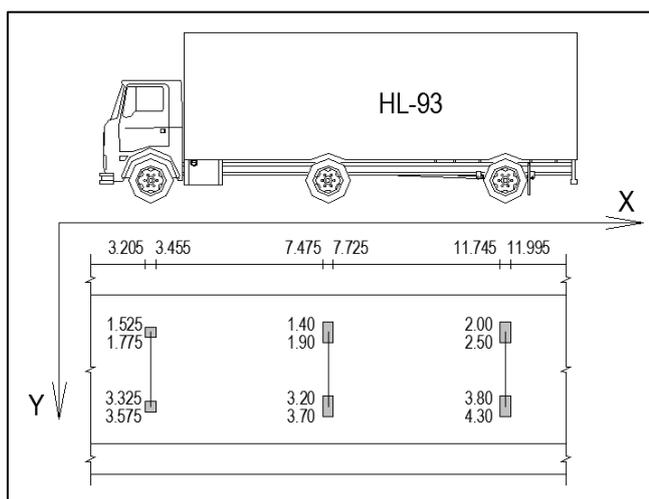


Figura 90: Ubicación de las coordenadas de la carga HL-93, para máximo momento positivo.

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 37: Peso de sobrecargas para máximo momento positivo

	Xinicial	Xfinal	Yinicial	Yfinal	Nivel (z)	Valor inicial	FPM	Impacto	Resist. I	Valor (tn/m ²)
R. delantera	3.205	3.455	1.525	1.775	0	29.2	1.2	1.33	1.75	81.5556
R. interior	7.475	7.725	1.40	1.90	0	58.2	1.2	1.33	1.75	162.5526
R. posterior	11.745	11.995	1.40	1.90	0	58.2	1.2	1.33	1.75	162.5526
R. delantera	3.205	3.455	3.325	3.575	0	29.2	1.2	1.33	1.75	81.5556
R. interior	7.475	7.725	3.20	3.70	0	58.2	1.2	1.33	1.75	162.5526
R. posterior	11.745	11.995	3.20	3.70	0	58.2	1.2	1.33	1.75	162.5526
s/c de carril	0	19	1.05	4.05	0	0.318	1.2	1	1.75	0.6678
PL izq	0	38	0	0.75	0	0.367	1	1	1.75	0.64225
PL der	0	38	4.35	5.10	0	0.367	1	1	1.75	0.64225
Bar. izq	0	38	0	0.10	0	1	1	1	1.25	1.25
Bar. der	0	38	5.00	5.10	0	1	1	1	1.25	1.25

Fuente: (Elaboración propia).

Cantidad cargas parciales?:	Valor	Xinicial	Xfinal	Yinicial	Yfinal	Nivel (z)
<input type="text" value="11"/>	81.5556	3.205	3.455	1.525	1.775	0
	162.5526	7.475	7.725	1.40	1.90	0
	162.5526	11.745	11.995	1.40	1.90	0
	81.5556	3.205	3.455	3.325	3.575	0
	162.5526	7.475	7.725	3.20	3.70	0
	162.5526	11.745	11.995	3.20	3.70	0
	0.6678	0	19	1.05	4.05	0
	0.64225	0	38	0	0.75	0
	0.64225	0	38	4.35	5.10	0
	1.25	0	38	0	0.10	0
	1.25	0	38	5	5.10	0

Figura 91: Cargas transitorias en el programa de bandas finitas.

Fuente: (Programa de Bandas finitas).

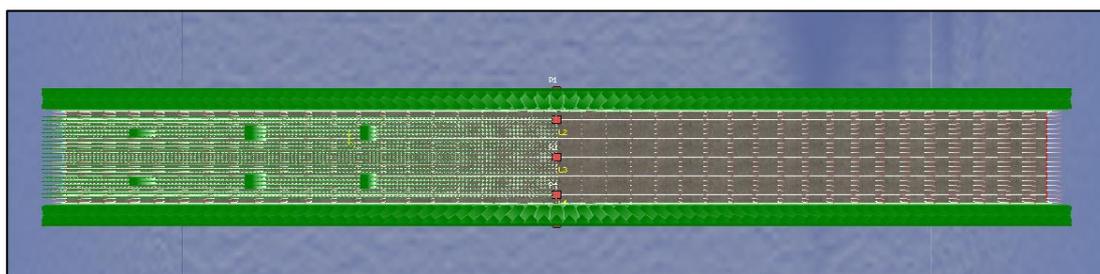


Figura 92: Cargas permanentes y transitorias.

Fuente: (Programa de Bandas finitas).

En esta investigación el puente cajón tiene dos tramos, usamos el método de las flexibilidades para hallar las fuerzas de reacción del apoyo intermedio.

a.3. Método de las flexibilidades

Hallamos las deflexiones en metros de la mitad del puente simplemente apoyado, con las cargas permanentes y transitorias.

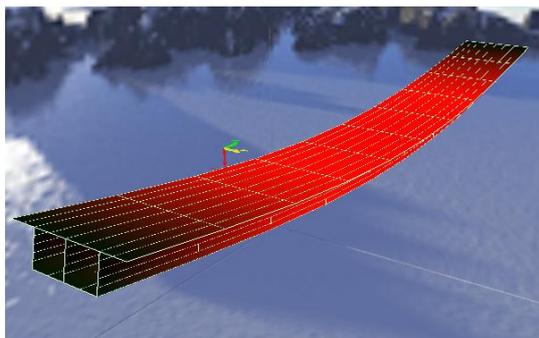


Figura 93: Deflexiones en la mitad del puente.

Fuente: (Programa de Bandas finitas).

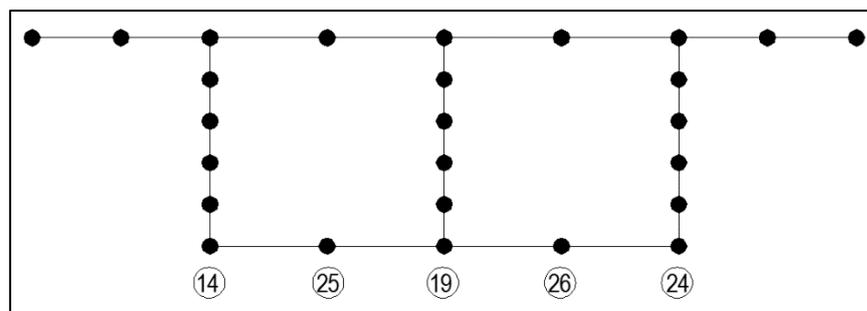


Figura 94: Líneas nodales en la losa inferior.

Fuente: (Elaboración propia).

LN 14	LN 25	LN 19	LN 26	LN 24
0.17745	0.17740	0.17740	0.17752	0.17769

Hallamos las deflexiones para los diferentes estados de carga.

Tabla 38:

Estados de carga unitaria para cada línea nodal en el apoyo intermedio

	X(m)	Y(m)	P(t)	Nivel (z)
1er Estado	19	1.1	-1	1.30
2do Estado	19	1.825	-1	1.30
3er Estado	19	2.55	-1	1.30
4to Estado	19	3.275	-1	1.30
5to Estado	19	4	-1	1.30

Fuente: (Elaboración propia)

Desplazamientos en líneas nodales, colocados en forma matricial.

$$A = \begin{vmatrix} -0.000560 & -0.000551 & -0.000543 & -0.000538 & -0.000534 \\ -0.000551 & -0.000554 & -0.000545 & -0.000541 & -0.000538 \\ -0.000543 & -0.000545 & -0.000547 & -0.000545 & -0.000543 \\ -0.000538 & -0.000541 & -0.000545 & -0.000554 & -0.000551 \\ -0.000534 & -0.000538 & -0.000543 & -0.000551 & -0.000560 \end{vmatrix}$$

Hallamos la matriz inversa de A

$$A^{-1} = \begin{vmatrix} -85928.36 & 75285.75 & 20860.29 & -1637.33 & -9005.29 \\ 75285.75 & -161136.86 & 94701.87 & -7290.70 & -1637.33 \\ 20860.29 & 94701.87 & -231954.88 & 94701.87 & 20860.29 \\ -1637.33 & -7290.70 & 94701.87 & -161136.86 & 75285.75 \\ -9005.29 & -1637.33 & 20860.29 & 75285.75 & -85928.36 \end{vmatrix}$$

Multiplicamos la matriz inversa A-1 por las deflexiones ocasionadas por el puente simplemente apoyado (Matriz B), obteniendo las fuerzas redundantes o reacciones.

$$A^{-1} = \begin{vmatrix} -85928.36 & 75285.75 & 20860.29 & -1637.33 & -9005.29 \\ 75285.75 & -161136.86 & 94701.87 & -7290.70 & -1637.33 \\ 20860.29 & 94701.87 & -231954.88 & 94701.87 & 20860.29 \\ -1637.33 & -7290.70 & 94701.87 & -161136.86 & 75285.75 \\ -9005.29 & -1637.33 & 20860.29 & 75285.75 & -85928.36 \end{vmatrix} \quad B = \begin{vmatrix} 0.17745 \\ 0.17740 \\ 0.17740 \\ 0.17752 \\ 0.17769 \end{vmatrix}$$

Las fuerzas redundantes son:

$$A^{-1} \times B = \begin{vmatrix} -82.49 \\ -11.29 \\ -128.88 \\ -11.29 \\ -91.72 \end{vmatrix} \text{ tn}$$

La reacción será la suma de las fuerzas redundantes = 325.67 tn

Insertamos las cargas redundantes en el programa de bandas finitas, como cargas puntuales.



Figura 95: Cargas redundantes para máximo momento positivo.
Fuente: (Programa de Bandas finitas).

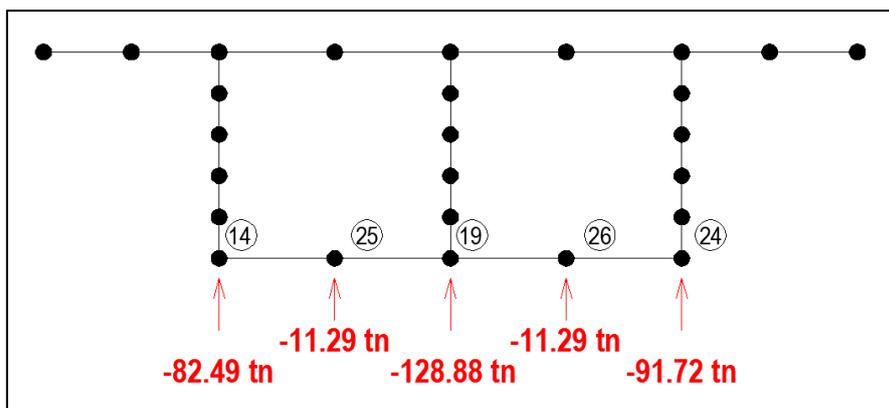


Figura 96: Cargas redundantes en líneas nodales.
Fuente: (Programa de Bandas finitas).

Como ya introducimos las cargas permanentes, transitorias y redundantes al programa de bandas finitas, procedemos a resolver el puente tipo cajón.

Para hallar los momentos necesitamos los siguientes valores:

$$M = \int_0^z N_x b dz$$

$$N_x = S_x(bw)$$

N_x : En placas fuerza sobre unidad de longitud (tn/m).

S_x : Tensión normal (tn/m²).

b : Brazo de palanca (m).

bw : Espesor de la placa (m).

Extraemos los datos de tensión normal “Sx” del programa para la ubicación M104; $x_{104} = 7.60$ m, como se muestra en tabla 39.

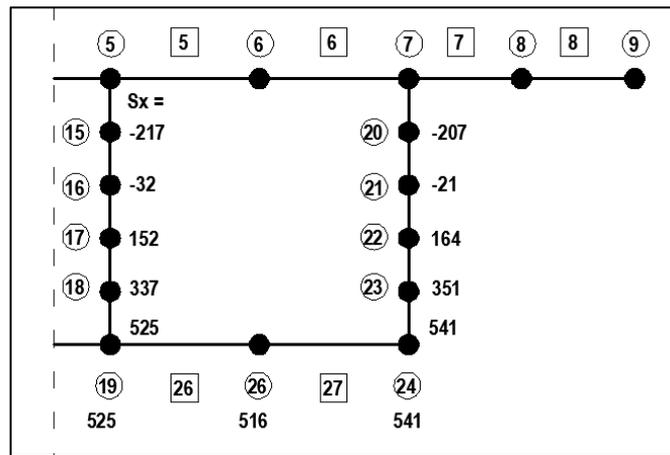


Figura 97: Tensión normal Sx en líneas nodales para $x = 7.60$ m.
Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 39:
Cálculo del momento flector positivo máximo M104 para el puente viga cajón

	Nº de veces	Sx(tn/m ²)	Espesor(m)	Brazo(m)	Ancho(m)	Momento
LN 15	1	-217	0.40	0.26	0.26	-5.87 tn.m
LN 16	1	-32	0.40	0.52	0.26	-1.73 tn.m
LN 17	1	152	0.40	0.78	0.26	12.33 tn.m
LN 18	1	337	0.40	1.04	0.26	36.45 tn.m
LN 19	1	525	0.40	1.30	0.13	35.49 tn.m
LN 20	2	-207	0.30	0.26	0.26	-8.40 tn.m
LN 21	2	-21	0.30	0.52	0.26	-1.70 tn.m
LN 22	2	164	0.30	0.78	0.26	19.96 tn.m
LN 23	2	351	0.30	1.04	0.26	56.95 tn.m
LN 24	2	541	0.30	1.30	0.13	54.86 tn.m
LN 19	1	525	0.20	1.30	0.725	98.96 tn.m
LN 26	2	516	0.20	1.30	0.725	194.53 tn.m
LN 24	2	541	0.20	1.30	0.3625	101.98 tn.m
M104(+)=						593.80 tn.m

Fuente: (Elaboración propia)

Para el estado límite de resistencia I, el momento flector positivo máximo será: $M104(+) = 593.80$ tn.m

Para hallar el diagrama de momento flector positivo máximo, tabulamos los valores de tensión normal $S_x(\text{tn/m}^2)$ para 21 secciones obteniendo la tabla 40:

*Tabla 40:
Tensión normal $S_x(\text{tn/m}^2)$ para el diagrama de momento flector positivo máximo*

x (m)	0	1.90	3.80	5.70	7.60	9.50	11.40	13.30	15.20	17.10	19.00
LN 15	0	-85	-148	-192	-217	-202	-171	-102	-7	118	253
LN 16	0	-13	-22	-28	-32	-31	-27	-18	-4	18	60
LN 17	0	58	105	136	152	142	116	65	0	-81	-132
LN 18	0	130	232	301	337	315	260	149	3	-177	-334
LN 19	0	203	360	468	525	491	407	236	7	-268	-558
LN 20	0	-81	-142	-183	-207	-192	-160	-93	-3	104	214
LN 21	0	-9	-14	-20	-21	-21	-16	-10	-1	5	25
LN 22	0	64	112	144	164	151	128	73	1	-93	-165
LN 23	0	136	240	308	351	323	272	157	4	-188	-367
LN 24	0	211	369	475	541	497	420	243	6	-276	-593
LN 19	0	203	360	467	525	490	407	236	6	-269	-543
LN 26	0	199	356	464	516	488	398	230	0	-277	-482
LN 24	0	211	368	474	541	496	420	243	6	-276	-578
M(+)	0	229.78	407.28	527.44	593.80	553.16	459.40	265.02	3.83	-312.01	-596.53

x(m)	20.90	22.80	24.70	26.60	28.50	30.40	32.30	34.20	36.10	38.00
LN 15	159	72	17	-26	-54	-70	-73	-63	-39	0
LN 16	23	6	-2	-7	-10	-11	-12	-10	-7	0
LN 17	-112	-60	-21	12	35	47	50	42	25	0
LN 18	-245	-126	-39	32	79	106	112	95	58	0
LN 19	-372	-193	-56	52	125	167	175	149	91	0
LN 20	144	74	22	-21	-49	-66	-69	-59	-37	0
LN 21	9	7	2	-2	-5	-7	-7	-6	-4	0
LN 22	-125	-59	-17	17	39	52	55	47	29	0
LN 23	-256	-126	-35	36	84	111	117	101	63	0
LN 24	-380	-193	-53	56	130	172	181	155	98	0
LN 19	-373	-193	-57	51	125	166	174	148	91	0
LN 26	-380	-199	-60	48	122	164	172	147	89	0
LN 24	-380	-193	-53	56	130	171	180	155	98	0
M(+)	-429.09	-220.68	-64.78	57.71	141.06	187.96	197.61	168.99	104.06	0

Fuente: (Elaboración propia).

b. Cálculo del momento flector negativo máximo

El momento flector negativo máximo será el 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño HL-93 separados como mínimo 15 m, entre el ultimo eje del primer camión hasta el eje delantero del camión que le sigue, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga de carril de diseño (carga distribuida). La distancia entre ejes de 14.55 tn de cada camión se deberá tomar como 4.27 m. Los dos camiones de diseño serán colocados en tramos adyacentes para producir los máximos esfuerzos.

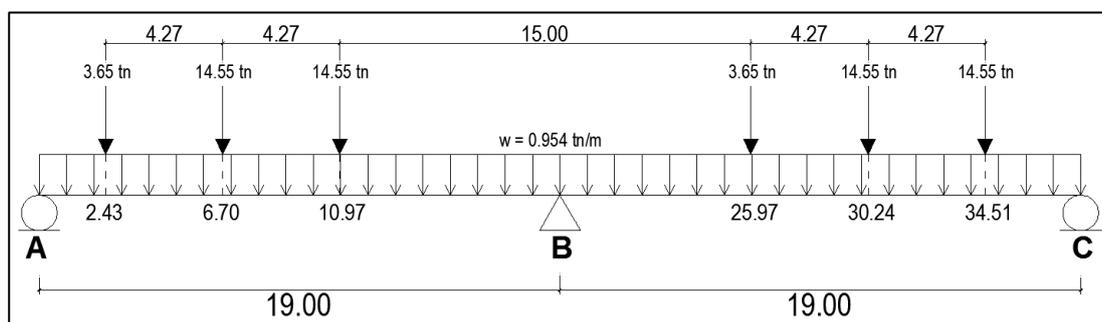


Figura 98: Ubicación de 2 camiones HL-93, para el momento flector negativo máximo.
Fuente: (Elaboración propia).

b.1. Cargas permanentes

Tabla 41:
Peso propio losas y vigas

	BF INICIAL	BF FINAL	P.e.	Espesor	Resist. I	Total
LOSA SUP.	BF1	BF 8	2.40	0.20	1.25	0.60
VIGA IZQ.	BF9	BF13	2.40	0.30	1.25	0.90
VIGA INT.	BF14	BF18	2.40	0.40	1.25	1.20
VIGE DER.	BF19	BF23	2.40	0.30	1.25	0.90
LOSA INF.	BF24	BF27	2.40	0.20	1.25	0.60

Fuente: (Elaboración propia).

b.2. Cargas transitorias

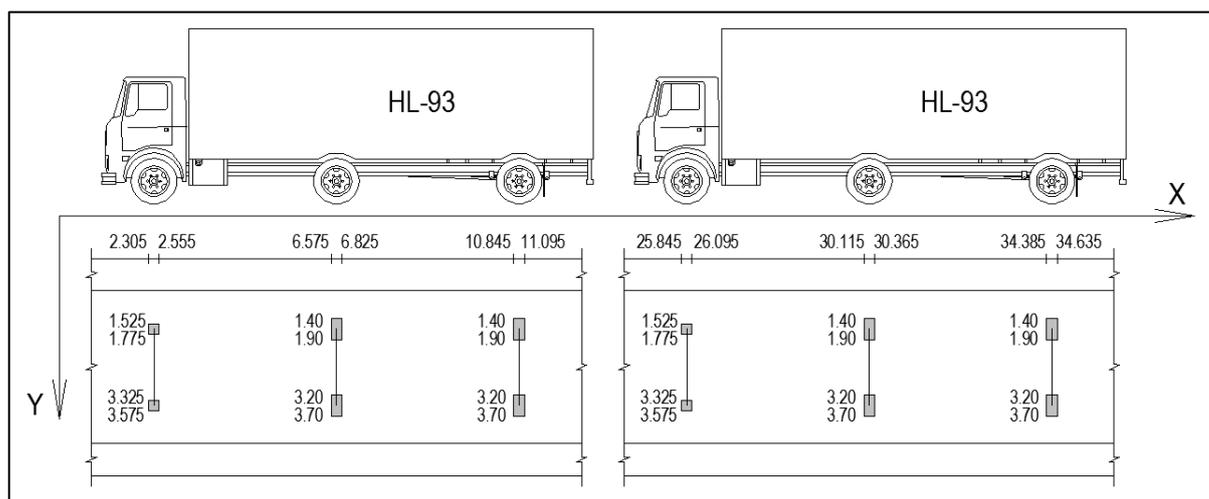


Figura 99: Ubicación de las coordenadas de 02 camiones HL-93, para máximo momento negativo.

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 42:

Peso de sobrecargas para máximo momento negativo

	Xinicial	Xfinal	Yinicial	Yfinal	Nivel(z)	Valor inicial	FPM	Impacto	Resist. I	Valor (tn/m ²)
R. delantera	2.305	2.555	1.525	1.775	0	29.2	1.2	1.33	1.75	73.40004
R. interior	6.575	6.825	1.40	1.90	0	58.2	1.2	1.33	1.75	146.29734
R. posterior	10.845	11.095	1.40	1.90	0	58.2	1.2	1.33	1.75	146.29734
R. delantera	2.305	2.555	3.325	3.575	0	29.2	1.2	1.33	1.75	73.40004
R. interior	6.575	6.825	3.20	3.70	0	58.2	1.2	1.33	1.75	146.29734
R. posterior	10.845	11.095	3.20	3.70	0	58.2	1.2	1.33	1.75	146.29734
R. delantera	25.845	26.095	1.525	1.775	0	29.2	1.2	1.33	1.75	73.40004
R. interior	30.115	30.365	1.40	1.90	0	58.2	1.2	1.33	1.75	146.29734
R. posterior	34.385	34.635	1.40	1.90	0	58.2	1.2	1.33	1.75	146.29734
R. delantera	25.845	26.095	3.325	3.575	0	29.2	1.2	1.33	1.75	73.40004
R. interior	30.115	30.365	3.20	3.70	0	58.2	1.2	1.33	1.75	146.29734
R. posterior	34.385	34.635	3.20	3.70	0	58.2	1.2	1.33	1.75	146.29734
s/c de carril	0	38	1.05	4.05	0	0.318	1.2	1	1.75	0.60102
PL izq	0	38	0	0.75	0	0.367	1	1	1.75	0.64225
PL der	0	38	4.35	5.10	0	0.367	1	1	1.75	0.64225
LL izq	0	38	0	0.10	0	1	1	1	1.25	1.25
LL der	0	38	5.00	5.10	0	1	1	1	1.25	1.25

Fuente: (Elaboración propia).

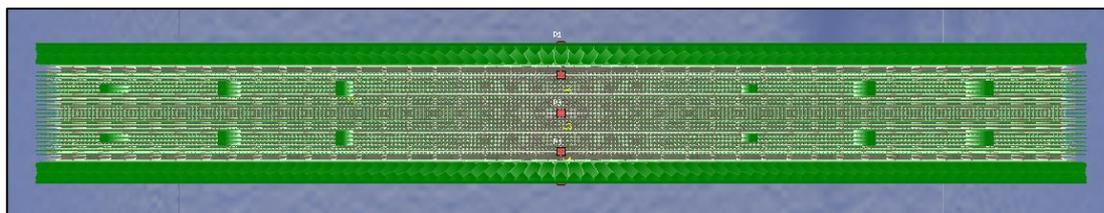


Figura 100: Cargas permanentes y transitorias.

Fuente: (Programa de Bandas finitas).

En esta investigación el puente cajón tiene dos tramos, usamos el método de las flexibilidades para hallar las fuerzas de reacción del apoyo intermedio.

b.3. Método de las flexibilidades

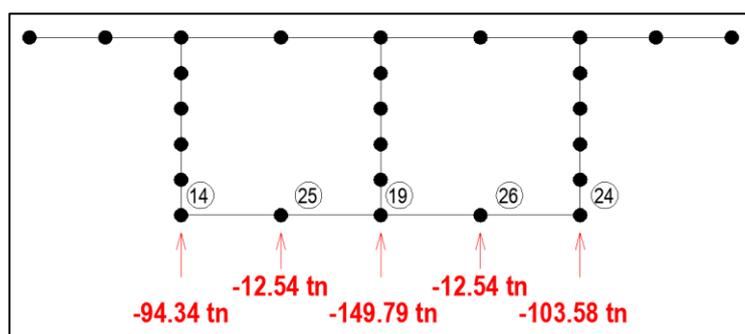


Figura 101: Cargas redundantes en líneas nodales.

Fuente: (Elaboración propia).

Como ya introducimos las cargas permanentes, transitorias y redundantes al programa de bandas finitas, procedemos a resolver el puente tipo cajón.

Para hallar los momentos necesitamos los siguientes valores:

$$M = \int_0^z N_x b dz$$

$$N_x = S_x (bw)$$

Nx : En placas fuerza sobre unidad de longitud (tn/m).

Sx : Tensión normal (tn/m²).

b : Brazo de palanca (m).

bw : Espesor de la placa (m).

Extraemos los datos de tensión normal “Sx” del programa para la ubicación M200; $x_{200} = 19.00$ m, como se muestra en tabla 43.

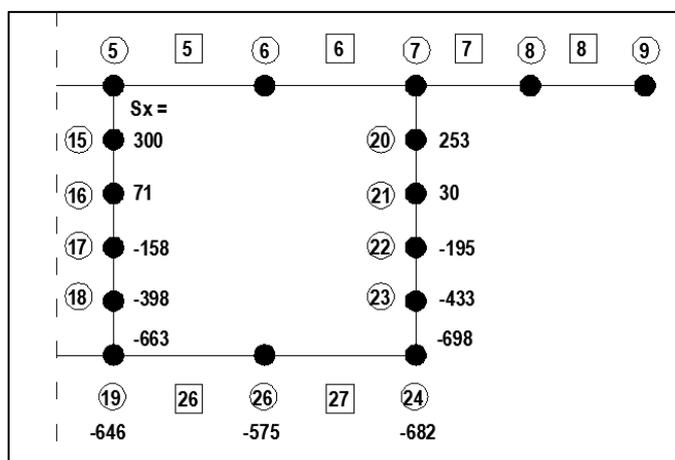


Figura 102: Tensión normal Sx en líneas nodales para $x = 19.00$ m.
Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 43:

Cálculo del momento flector negativo máximo M200 para el puente viga cajón

Nº de veces	Sx(tn/m²)	Espesor(m)	Brazo(m)	Ancho(m)	Momento
LN 15	1	300	0.40	0.26	8.11 tn.m
LN 16	1	71	0.40	0.26	3.84 tn.m
LN 17	1	-158	0.40	0.26	-12.82 tn.m
LN 18	1	-398	0.40	1.04	-43.05 tn.m
LN 19	1	-663	0.40	1.30	-44.82 tn.m
LN 20	2	253	0.30	0.26	10.26 tn.m
LN 21	2	30	0.30	0.52	2.43 tn.m
LN 22	2	-195	0.30	0.78	-23.73 tn.m
LN 23	2	-433	0.30	1.04	-70.25 tn.m
LN 24	2	-698	0.30	1.30	-70.78 tn.m
LN 19	1	-646	0.20	1.30	-121.77 tn.m
LN 26	2	-575	0.20	1.30	-216.78 tn.m
LN 24	2	-682	0.20	1.30	-128.56 tn.m
M200(-)=					-707.89 tn.m

Fuente: (Elaboración propia).

Para el estado límite de resistencia I, el momento flector negativo máximo será: $M200(-) = -707.89$ tn.m

Para hallar el diagrama de momento flector negativo máximo, tabulamos los valores de tensión normal $S_x(\text{tn}/\text{m}^2)$ para 21 secciones obteniendo la tabla 44:

Tabla 44:
Tensión normal $S_x(\text{tn}/\text{m}^2)$ para el diagrama de momento flector negativo máximo

x (m)	0	1.90	3.80	5.70	7.60	9.50	11.40	13.30	15.20	17.10	19.00
LN 15	0	-79	-134	-174	-184	-165	-127	-50	39	166	300
LN 16	0	-13	-20	-26	-28	-26	-22	-12	2	24	71
LN 17	0	53	93	121	128	113	83	27	-35	-116	-158
LN 18	0	119	208	268	285	254	188	67	-73	-253	-398
LN 19	0	187	324	419	444	397	296	109	-111	-383	-663
LN 20	0	-75	-127	-165	-174	-155	-117	-42	42	148	253
LN 21	0	-8	-13	-17	-18	-17	-11	-5	4	8	30
LN 22	0	59	100	131	138	122	94	33	-34	-131	-195
LN 23	0	127	215	279	295	262	200	71	-72	-266	-433
LN 24	0	197	330	431	455	403	309	111	-111	-394	-698
LN 19	0	187	323	419	443	396	296	108	-111	-384	-646
LN 26	0	182	321	413	437	393	287	105	-119	-392	-575
LN 24	0	196	329	430	454	403	310	110	-111	-394	-682
M(-)	0	211.85	365.46	473.59	500.84	446.93	334.46	120.16	-128.83	-443.71	-707.89

x (m)	20.90	22.80	24.70	26.60	28.50	30.40	32.30	34.20	36.10	38.00
LN 15	171	49	-35	-102	-149	-179	-171	-147	-86	0
LN 16	25	3	-9	-17	-24	-27	-27	-23	-15	0
LN 17	-120	-43	16	68	102	123	118	99	56	0
LN 18	-261	-90	43	153	229	274	264	222	128	0
LN 19	-396	-138	70	239	358	428	412	348	202	0
LN 20	153	53	-28	-94	-140	-169	-161	-138	-81	0
LN 21	9	5	-3	-9	-15	-17	-18	-14	-9	0
LN 22	-135	-43	22	75	111	135	127	110	63	0
LN 23	-274	-90	47	160	237	287	272	235	136	0
LN 24	-406	-138	74	246	365	442	418	363	210	0
LN 19	-397	-138	70	239	357	428	411	348	202	0
LN 26	-405	-145	65	234	354	419	410	341	198	0
LN 24	-406	-138	74	246	364	443	417	363	210	0
M(-)	-457.92	-159.03	77.32	269.67	403.36	483.97	464.52	394.52	228.22	0

Fuente: (Elaboración propia).

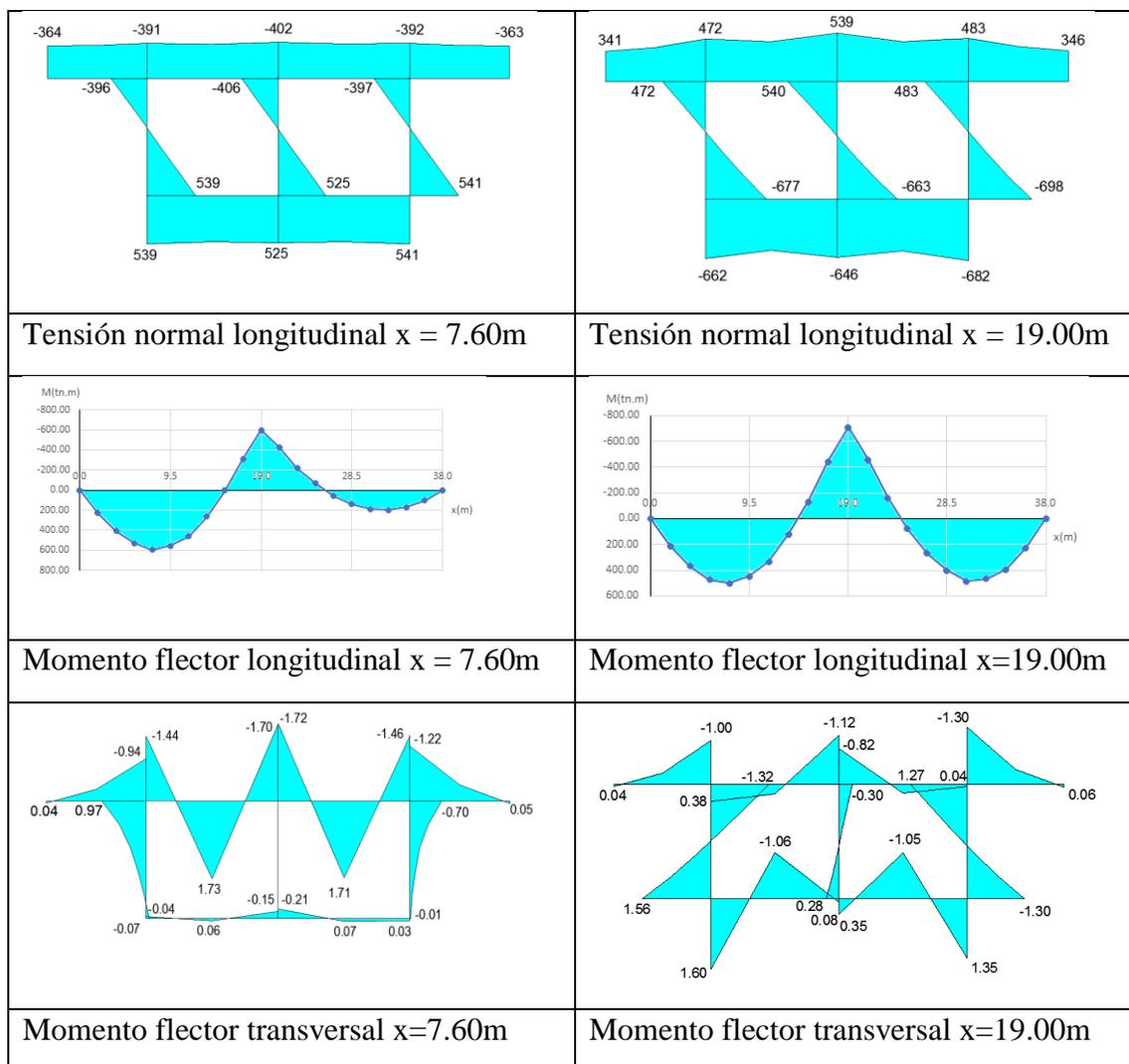


Figura 103: Diagramas de tensiones y momentos flectores, obtenidos con los datos del programa de bandas finitas.

Fuente: (Elaboración propia).

c. Cálculo de las máximas cortantes

Para la ubicación del camión en el tramo del puente se considera el valor del peralte efectivo de corte “dv” y considerando un ángulo de 45°, desde la cara interna del apoyo, tal como se observa en la figura 104, para el primer tramo y segundo tramo del puente.

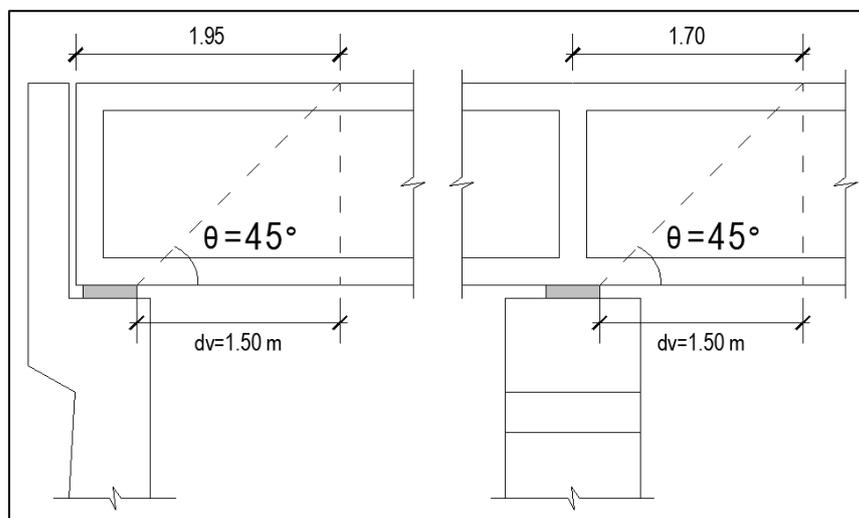


Figura 104: Peralte efectivo de corte en apoyos del puente tipo cajón.
Fuente: (Elaboración propia).

La posición de cargas del camión de diseño HL-93 en la sección transversal del puente tipo cajón, se colocará a una distancia de 0.60m, a partir del borde del carril de diseño, tal como se indica en la figura 105.

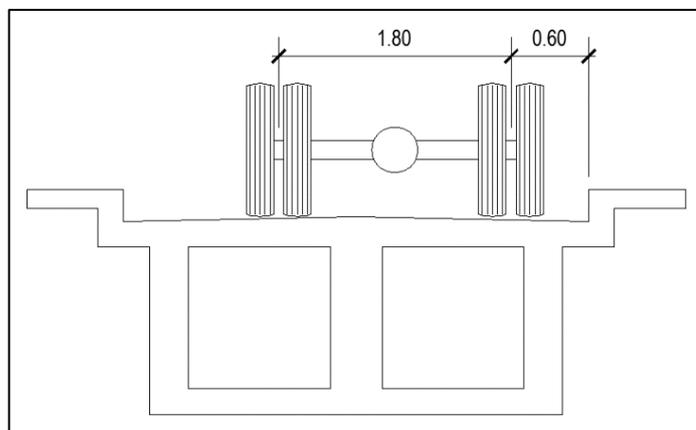


Figura 105: Posición del camión HL-93, en la sección transversal para máximos cortantes.
Fuente: (Elaboración propia).

Al transitar el camión de diseño HL-93 por el puente tipo cajón de dos tramos, se tendrá 03 ubicaciones en los cuales se obtendrán las máximas cortantes y la máxima reacción tal como se indica en las figuras 106, 107 y 108.

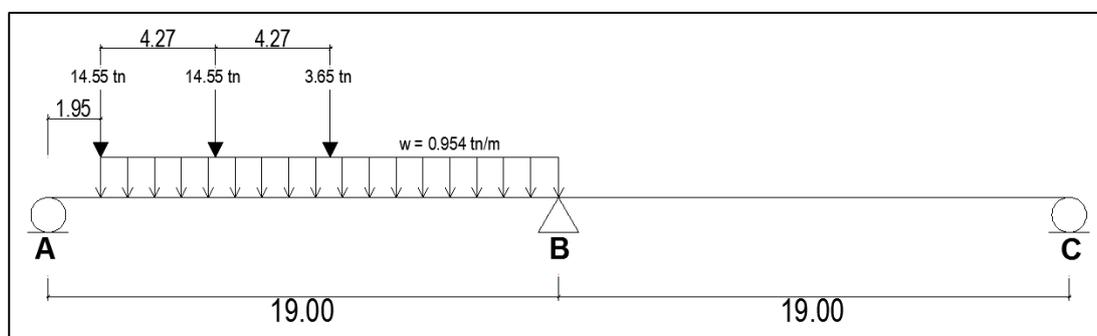


Figura 106: Ubicación N°01 de carga viva para máximo cortante en el primer tramo.

Fuente: (Elaboración propia).

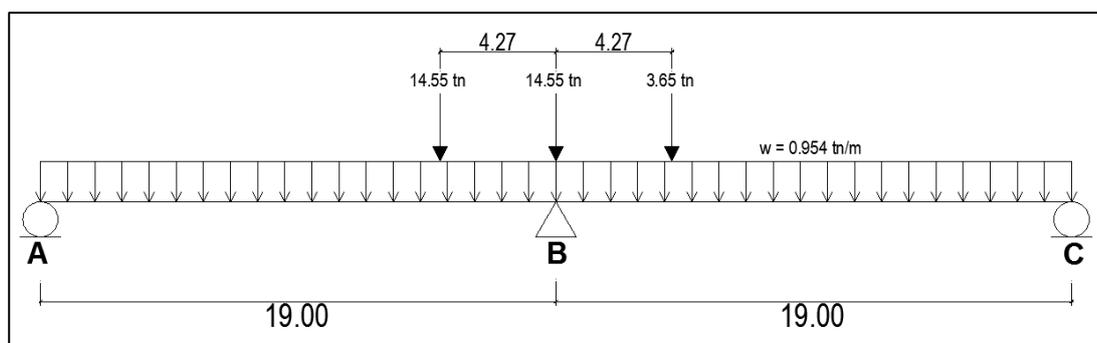


Figura 107: Ubicación N°02 de carga viva para máxima reacción en B.

Fuente: (Elaboración propia).

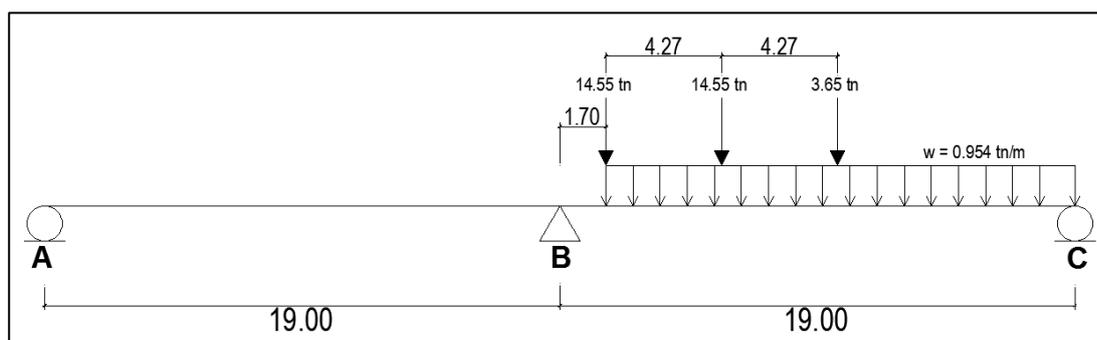


Figura 108: Ubicación N°03 de carga viva para máximo cortante en el segundo tramo.

Fuente: (Elaboración propia).

c.1. Cargas permanentes

*Tabla 45:
Peso propio losas y vigas*

	BF INICIAL	BF FINAL	P.e.	Espesor	Resist. I	Total
LOSA SUP.	BF1	BF 8	2.40	0.20	1.25	0.60
VIGA IZQ.	BF9	BF13	2.40	0.30	1.25	0.90
VIGA INT.	BF14	BF18	2.40	0.40	1.25	1.20
VIGE DER.	BF19	BF23	2.40	0.30	1.25	0.90
LOSA INF.	BF24	BF27	2.40	0.20	1.25	0.60

Fuente: (Elaboración propia).

c.2. Cargas transitorias – Ubicación N°01

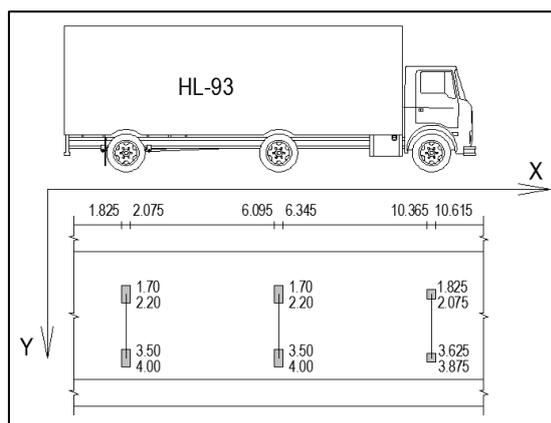


Figura 109: Ubicación N°01 de coordenadas para máximo cortante en el primer tramo.

Fuente: (Elaboración propia).

*Tabla 46:
Peso de sobrecargas para máximo cortante en el primer tramo*

	Xinicial	Xfinal	Yinicial	Yfinal	Nivel(z)	Valor inicial	FPM	Impacto	Resist. I	Valor (tn/m ²)
R. posterior	1.825	2.075	1.70	2.20	0	58.2	1.2	1.33	1.75	162.5526
R. interior	6.095	6.345	1.70	2.20	0	58.2	1.2	1.33	1.75	162.5526
R. delantera	10.365	10.615	1.825	2.075	0	29.2	1.2	1.33	1.75	81.5556
R. posterior	1.825	2.075	3.50	4.00	0	58.2	1.2	1.33	1.75	162.5526
R. interior	6.095	6.345	3.50	4.00	0	58.2	1.2	1.33	1.75	162.5526
R. delantera	10.365	10.615	3.625	3.875	0	29.2	1.2	1.33	1.75	81.5556
s/c de carril	1.95	19	1.35	4.35	0	0.318	1.2	1	1.75	0.6678
PL izq	0	38	0	0.75	0	0.367	1	1	1.75	0.64225
PL der	0	38	4.35	5.10	0	0.367	1	1	1.75	0.64225
LL izq	0	38	0	0.10	0	1	1	1	1.25	1.25
LL der	0	38	5.00	5.10	0	1	1	1	1.25	1.25

Fuente: (Elaboración propia)

c.3. Cargas transitorias – Ubicación N°02

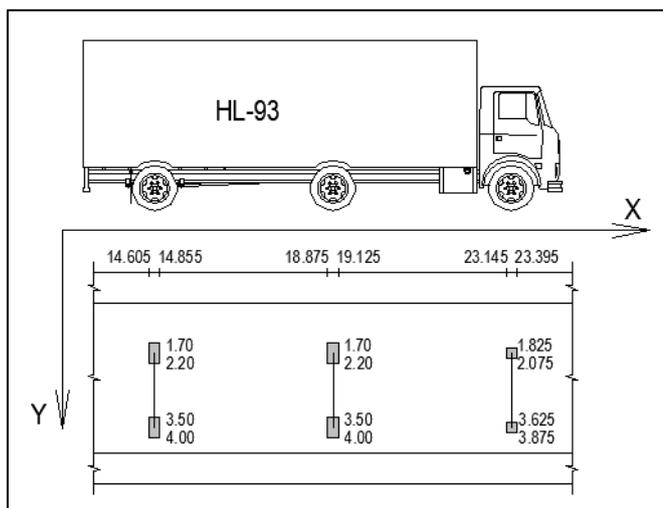


Figura 110: Ubicación N°02 de coordenadas para máximo reacción en el apoyo B.
Fuente: (Elaboración propia).

c.4. Cargas transitorias – Ubicación N°03

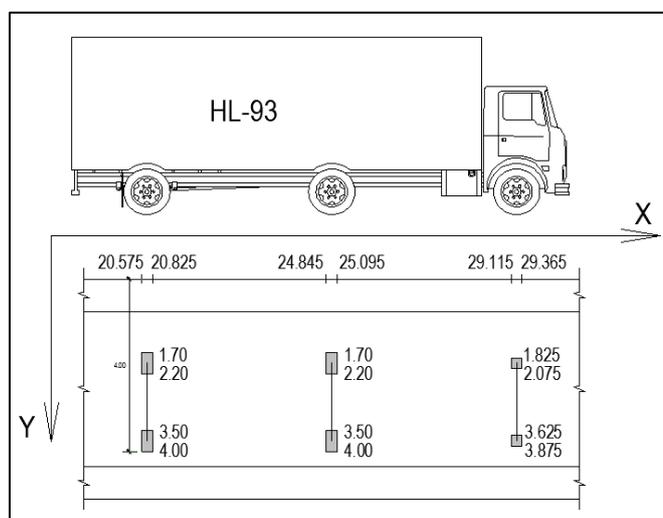


Figura 111: Ubicación N°03 de coordenadas para máximo cortante en el segundo tramo.
Fuente: (Elaboración propia).

c.5. Método de las flexibilidades

Usamos el método de la flexibilidad para los tres casos donde se ubica el camión de diseño HL-93, para obtener las cargas redundantes.

Insertamos las cargas redundantes en el programa de bandas finitas, como cargas puntuales.

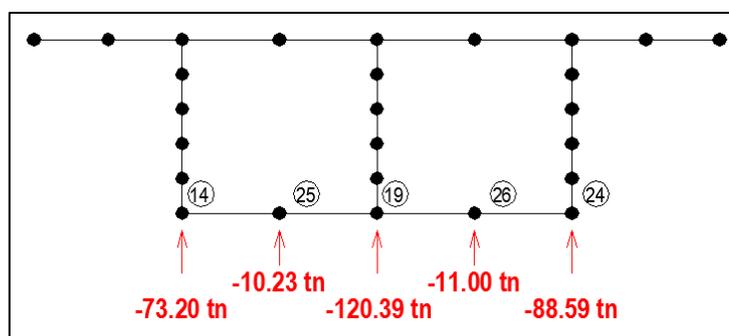


Figura 112: Cargas redundantes N°01 para máximo cortante en el primer tramo $x=19.00m$.
Fuente: (Elaboración propia).

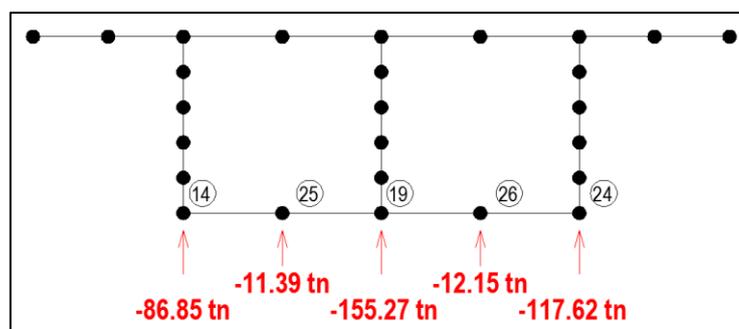


Figura 113: Cargas redundantes N°02 para máxima reacción en el apoyo B $x=19.00m$.
Fuente: (Elaboración propia).

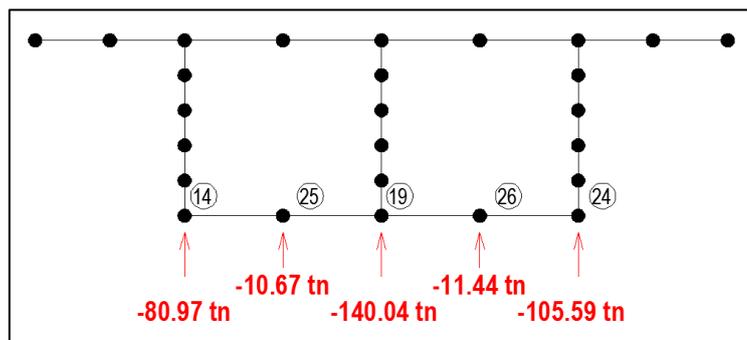


Figura 114: Cargas redundantes N°03 para máximo cortante en el segundo tramo $x=19.00m$.
Fuente: (Elaboración propia).

Como ya introducimos las cargas permanentes, transitorias y redundantes al programa de bandas finitas, procedemos a resolver el puente tipo cajón para cada caso.

c.6. Cortante máxima en la ubicación N°01 del camión de diseño HL-93

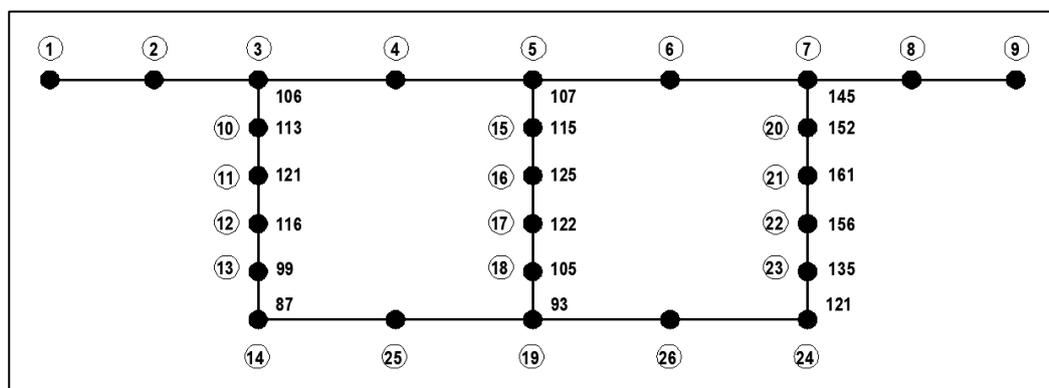


Figura 115: Cortantes máximas en puente viga cajón $x = 0.00m$.
Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 47:
Cortante máxima en viga exterior izquierda para $x=0 m$

	Sxy (tn/m ²)	Espesor (m)	Ancho (m)	Cortante (tn)
LN 3	106	0.30	0.13	4.13
LN 10	113	0.30	0.26	8.81
LN 11	121	0.30	0.26	9.44
LN 12	116	0.30	0.26	9.05
LN 13	99	0.30	0.26	7.72
LN 14	87	0.30	0.13	3.39
			VA(14)=	42.55

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 48:
Cortante máxima en viga interior para $x=0 m$

	Sxy (tn/m ²)	Espesor (m)	Ancho (m)	Cortante (tn)
LN 5	107	0.40	0.13	5.56
LN 15	115	0.40	0.26	11.96
LN 16	125	0.40	0.26	13.00
LN 17	122	0.40	0.26	12.69
LN 18	105	0.40	0.26	10.92
LN 19	93	0.40	0.13	4.84
			VA(19)=	58.97

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 49:
Cortante máxima en viga exterior derecha para $x=0$ m

	Sxy (tn/m ²)	Espesor (m)	Ancho (m)	Cortante (tn)
LN 7	145	0.30	0.13	5.66
LN 20	152	0.30	0.26	11.86
LN 21	161	0.30	0.26	12.56
LN 22	156	0.30	0.26	12.17
LN 23	135	0.30	0.26	10.53
LN 24	121	0.30	0.13	4.72
			VA(24)=	57.49

Fuente: (Elaboración propia).

La cortante en el apoyo A del puente tipo cajón será $VA = 159.00$ tn

c.7. Reacción máxima en la ubicación N°02 del camión de diseño HL-93

De la figura 113, obtenemos la reacción máxima del puente tipo cajón en el apoyo B, con la sumatoria de las fuerzas redundantes $RB=383.28$ tn.

c.8. Cortante máxima en la ubicación N°03 del camión de diseño HL-93

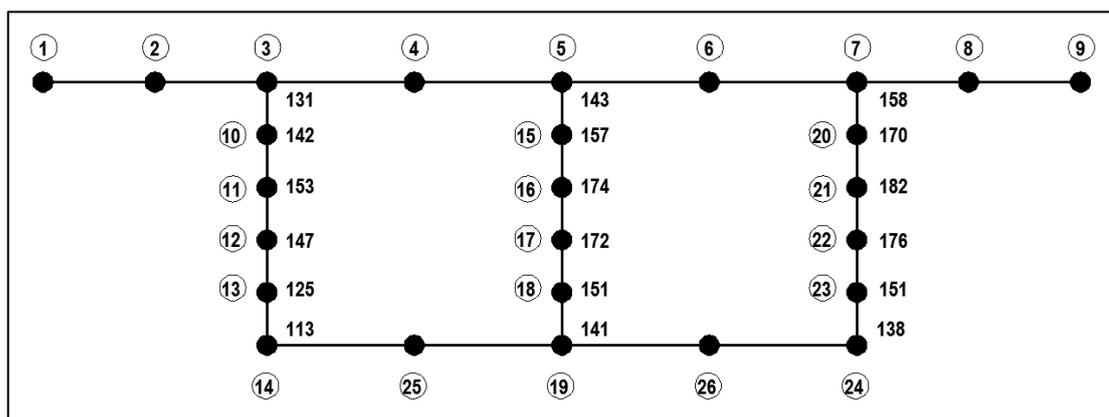


Figura 116: Cortantes máximas en puente viga cajón $x = 20.90$ m.

Fuente: (Elaboración propia).

*Tabla 50:
Cortante máxima en viga exterior izquierda para $x=20.90\text{ m}$*

	Sxy (tn/m²)	Espesor (m)	Ancho (m)	Cortante (tn)
LN 3	131	0.30	0.13	5.11
LN 10	142	0.30	0.26	11.08
LN 11	153	0.30	0.26	11.93
LN 12	147	0.30	0.26	11.47
LN 13	125	0.30	0.26	9.75
LN 14	113	0.30	0.13	4.41
			VB(14)=	53.74

Fuente: (Elaboración propia).

*Tabla 51:
Cortante máxima en viga interior para $x=20.90\text{ m}$*

	Sxy (tn/m²)	Espesor (m)	Ancho (m)	Cortante (tn)
LN 5	143	0.40	0.13	7.44
LN 15	157	0.40	0.26	16.33
LN 16	174	0.40	0.26	18.10
LN 17	172	0.40	0.26	17.89
LN 18	151	0.40	0.26	15.70
LN 19	141	0.40	0.13	7.33
			VB(19)=	82.78

Fuente: (Elaboración propia).

*Tabla 52:
Cortante máxima en viga exterior derecha para $x=20.90\text{ m}$*

	Sxy (tn/m²)	Espesor (m)	Ancho (m)	Cortante (tn)
LN 7	158	0.30	0.13	6.16
LN 20	170	0.30	0.26	13.26
LN 21	182	0.30	0.26	14.20
LN 22	176	0.30	0.26	13.73
LN 23	151	0.30	0.26	11.78
LN 24	138	0.30	0.13	5.38
			VB(24)=	64.51

Fuente: (Elaboración propia).

La cortante en el apoyo B del puente tipo cajón será $VB = 201.03\text{ tn}$

Como se puede observar las máximas fuerzas cortantes se darán, cuando el camión de diseño HL-93 se encuentre en el segundo tramo del puente (Ubicación N°03).

Para hallar el diagrama de fuerzas cortantes de la viga interior, tabulamos los valores de cizalladura S_{xy} (tn/m^2) para 21 secciones obteniendo la tabla 53:

Tabla 53:
Cortantes de viga interior para la ubicación N° 01 del camión de diseño HL-93

x(m)	0.00	1.90	3.80	5.70	7.60	9.50	11.40	13.30	15.20	17.10	19.00
LN 5	107	71	49	22	-12	-32	-53	-79	-84	-124	-17
LN 15	115	77	53	23	-12	-35	-56	-86	-89	-136	-18
LN 16	125	82	58	24	-12	-38	-59	-93	-94	-151	-19
LN 17	122	79	56	23	-11	-38	-56	-91	-89	-149	-18
LN 18	105	67	48	19	-9	-33	-48	-79	-76	-131	-16
LN 19	93	58	43	16	-7	-30	-40	-71	-65	-122	-14
Vint	58.97	38.43	27.14	11.23	-5.56	-18.20	-27.61	-44.10	-43.94	-71.76	-9.00

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 54:
Cortantes de viga interior para la ubicación N° 03 del camión de diseño HL-93

x(m)	20.90	22.80	24.70	26.60	28.50	30.40	32.30	34.20	36.10	38.00
LN 5	143	86	78	25	23	-17	-21	-47	-52	-73
LN 15	157	92	83	27	25	-18	-22	-50	-56	-79
LN 16	174	97	90	28	27	-20	-23	-55	-60	-86
LN 17	172	92	88	26	27	-20	-22	-53	-57	-83
LN 18	151	79	77	21	23	-18	-18	-46	-49	-72
LN 19	141	67	70	17	22	-17	-15	-41	-41	-64
Vint	82.78	45.40	42.85	12.79	12.95	-9.67	-10.71	-25.79	-27.92	-40.40

Fuente: (Elaboración propia).

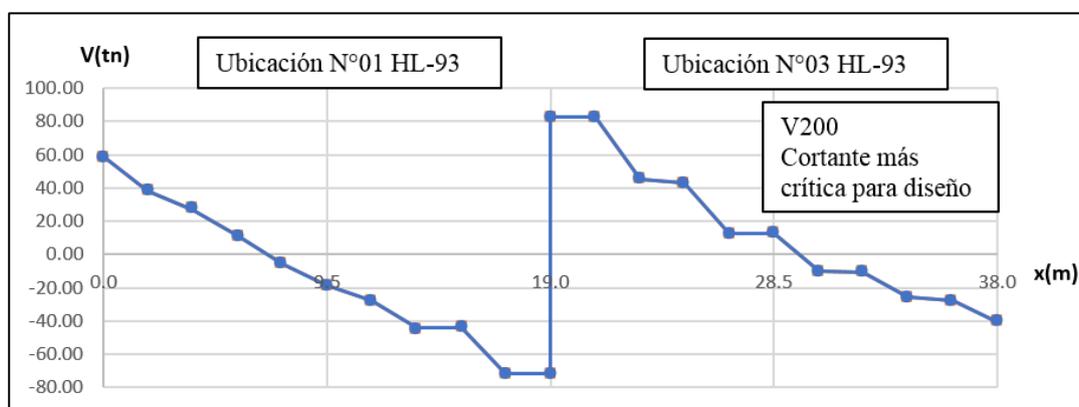


Figura 117: Cortante viga interior.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.8 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE TIPO CAJÓN PARA EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

3.2.8.1 DISEÑO DE ACERO POSITIVO EN VIGA INTERIOR

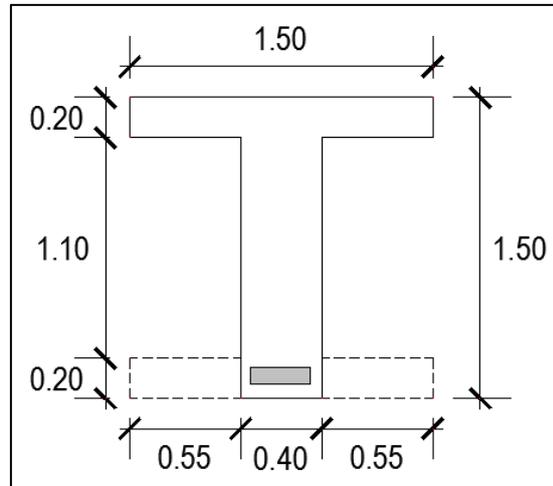


Figura 118: Diseño de acero positivo en viga interior, viga *t* equivalente.
Fuente: (Elaboración propia).

a. Características

$$M_u(+) = 272.90 \text{ Tn-m}$$

$$M_u(+) = 27,290,000 \text{ kg-cm}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_f = 150 \text{ cm}$$

$$b_w = 40 \text{ cm}$$

$$h = 150 \text{ cm}$$

$$\Phi = 0.90$$

b. Peralte efectivo

Utilizando acero de $\varnothing 1"$ y recubrimiento $rec = 4 \text{ cm}$

$$d = h - rec - \varnothing_{est} - \varnothing - \frac{s}{2}$$

$$d = 150 - 4 - 1.27 - 2.54 - \frac{5.88}{2}$$

$$d = 139.25 \text{ cm}$$

c. Cálculo del acero por tanteos

Primer tanteo

$$a_1 = \frac{d}{6} \qquad A_{s1} = \frac{M_U}{\phi f_Y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \qquad a_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b}$$

$$a_1 = \frac{139.25}{6} \qquad A_{s1} = \frac{27\,290\,000}{0.90(4200) \left(139.25 - \frac{23.21}{2} \right)} \qquad a_1 = \frac{56.56(4200)}{0.85(280)(150)}$$

$a_1 = 23.21 \text{ cm} \qquad A_{s1} = 56.56 \text{ cm}^2 \qquad a_1 = 6.65 \text{ cm}$

Segundo tanteo

$a_2 = 6.65 \text{ cm} \qquad A_{s2} = 53.12 \text{ cm}^2 \qquad a_2 = 6.25 \text{ cm}$

Tercer tanteo

$a_3 = 6.25 \text{ cm} \qquad A_{s3} = 53.04 \text{ cm}^2 \qquad a_3 = 6.24 \text{ cm}$

d. Acero máximo

La AASHTO LRFD 2014 elimino este límite.

MTC-2016 indica disposición anulada el 2005.

e. Acero mínimo

La cantidad de acero de tensión será adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorada superior o igual al menor valor de

e.1) $M_{cr} = 1.1 (f_r \times S)$

$M_{cr} = 147.92 \text{ tn-m} \quad \text{MENOR}$

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'c}$$

$$S = \frac{I_g}{Y_{t(+)}}$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{280}$$

$$S = \frac{29\,986\,666.67}{75.00}$$

$$f_r = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 399\,822 \text{ cm}^3$$

e.2) $1.33M_u = 362.957 \text{ tn-m}$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{M_{cr}}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{147.92 * 10^5}{0.90 (4200) \left(139.25 - \frac{6.24}{2} \right)}$$

$$As_{mín} = 28.75 \text{ cm}^2$$

As > As_{mín} OK

f. Cuantía del acero

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \quad \rho = \frac{53.04}{(40)(139.25)} \quad \rho = 0.0095$$

g. Límites de cuantía

$$\rho_{mín} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{mín} = \frac{14}{4200}$$

$$\rho_{mín} = 0.0033$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.85(0.85) \frac{280}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right)$$

$$\rho_b = 0.02833$$

$$\rho_{máx} = 0.75\rho_b$$

$$\rho_{máx} = 0.75(0.02833)$$

$$\rho_{máx} = 0.02125$$

$$\rho_{mín} \leq \rho \leq \rho_{máx}$$

$$0.0033 \leq 0.0095 \leq 0.02125 \quad \text{CUMPLE}$$

$$As_{mín}(+) = \rho_{mín} b_w d$$

$$As_{mín}(+) = 18.38 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx}(+) = \rho_{máx} b_w d$$

$$As_{máx}(+) = 443.86 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 12\emptyset 1"$$

$$As(+) = 61.20 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\text{USAR: } 12\emptyset 1"$$

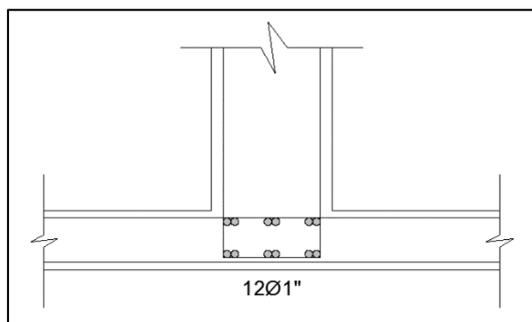


Figura 119: Detalle de refuerzo positivo en viga interior.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.8.2 DISEÑO DE ACERO NEGATIVO EN VIGA INTERIOR, VIGA t equivalente.

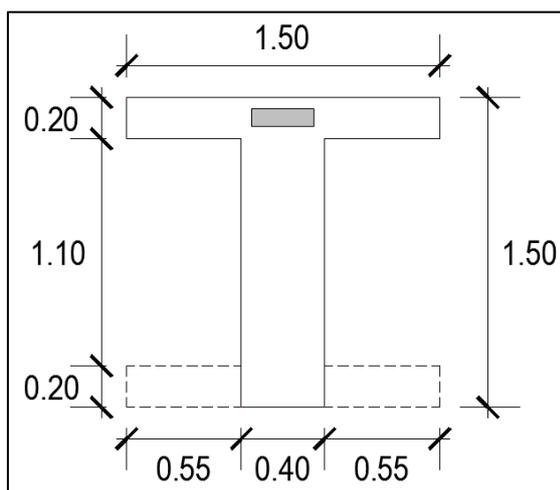


Figura 120: Diseño de acero negativo en viga interior, viga t equivalente.
Fuente: (Elaboración propia).

a. Características

- Mu(-) = -318.89 Tn-m
- Mu(-) = 31,889,000 kg-cm
- f'c = 280 kg/cm²
- fy = 4200 kg/cm²
- bf = 150 cm
- bw = 40 cm
- h = 150 cm
- Φ = 0.90

b. Peralte efectivo

Utilizando acero de Ø1" y recubrimiento rec = 5 cm

$$d = h - rec - \emptyset_{est} - \emptyset - \frac{s}{2}$$

$$d = 150 - 5 - 1.27 - 2.54 - \frac{4.88}{2}$$

$$d = 138.75 \text{ cm}$$

c. Cálculo del acero por tanteos

Primer tanteo

$$a_1 = \frac{d}{6} \qquad A_{s1} = \frac{M_U}{\emptyset f_Y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \qquad a_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b}$$

$$a_1 = \frac{138.75}{6} \qquad A_{s1} = \frac{31\,889\,000}{0.90(4200) \left(138.75 - \frac{23.13}{2} \right)} \qquad a_1 = \frac{66.33(4200)}{0.85(280)(150)}$$

$$a_1 = 23.13 \text{ cm} \quad A_{s1} = 66.33 \text{ cm}^2 \quad a_1 = 7.80 \text{ cm}$$

Segundo tanteo

$$a_2 = 7.80 \text{ cm} \quad A_{s2} = 62.56 \text{ cm}^2 \quad a_2 = 7.36 \text{ cm}$$

Tercer tanteo

$$a_3 = 7.36 \text{ cm} \quad A_{s3} = 62.46 \text{ cm}^2 \quad a_3 = 7.35 \text{ cm}$$

d. Acero máximo

La AASHTO LRFD 2014 elimino este límite.

MTC-2016 indica disposición anulada el 2005.

e. Acero mínimo

La cantidad de acero de tensión será adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorada superior o igual al menor valor de

$$e.1) \quad M_{cr} = 1.1 (f_r \times S)$$

$$M_{cr} = 147.92 \text{ tn-m} \quad \text{MENOR}$$

$$f_r = 2.01\sqrt{f'c}$$

$$S = \frac{I_g}{Y_{t(+)}}$$

$$f_r = 2.01\sqrt{280}$$

$$S = \frac{29\,866\,666.67}{75.00}$$

$$f_r = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 399\,822 \text{ cm}^3$$

$$e.2) \quad 1.33M_u = 424.124 \text{ tn-m}$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{M_{cr}}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{147.92 * 10^3}{0.90 (4200) (138.75 - \frac{7.35}{2})}$$

$$A_{s\text{mín}} = 28.97 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{s\text{mín}} \text{ OK}$$

f. Cuantía del acero

$$\rho = \frac{A_s}{b_f d} \quad \rho = \frac{62.46}{(150)(138.75)} \quad \rho = 0.0030$$

g. Límites de cuantía

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$0.0033 \leq 0.0030 \leq 0.02125 \quad \text{NO CUMPLE}$$

$$A_{S_{\min}}(-) = \rho_{\min} b_f d \qquad A_{S_{\min}}(-) = 68.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}}(-) = \rho_{\max} b_f d \qquad A_{S_{\max}}(-) = 442.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(-)} = 18\emptyset 1''$$

$$A_{s(-)} = 91.80 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

USAR: 18 $\emptyset 1''$

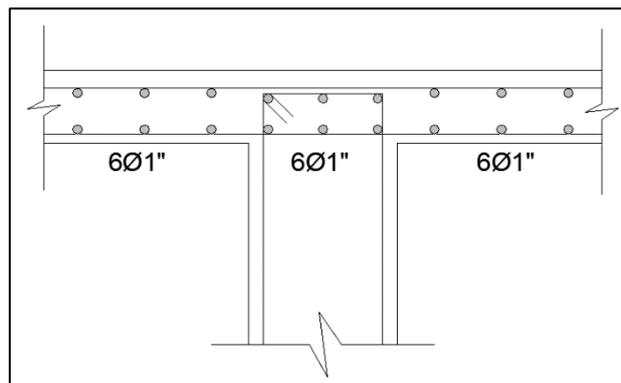


Figura 121: Detalle de refuerzo negativo en viga interior.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.8.3 DISEÑO DE ACERO POSITIVO EN VIGA EXTERIOR

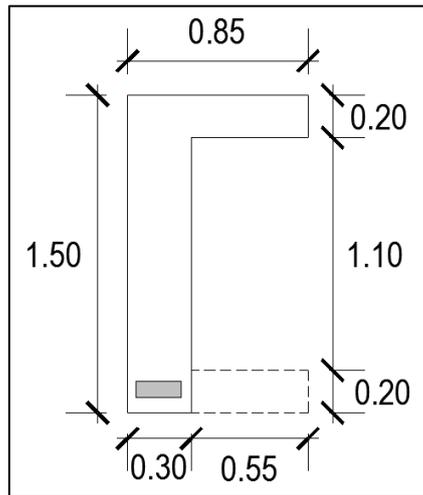


Figura 122: Diseño acero positivo en viga exterior, viga *t* equivalente.
Fuente: (Elaboración propia).

a. Características

- Mu(+) = 160.45 Tn-m
- Mu(+) = 16,045,000 kg-cm
- f'c = 280 kg/cm²
- fy = 4200 kg/cm²
- bf = 85 cm
- bw = 30 cm
- h = 150 cm
- Φ = 0.90

b. Peralte efectivo

Utilizando acero de Ø1" y recubrimiento rec = 4 cm

$$d = h - rec - \emptyset_{est} - \emptyset - \frac{s}{2}$$

$$d = 150 - 4 - 1.27 - 2.54 - \frac{5.88}{2}$$

$$d = 139.25 \text{ cm}$$

c. Cálculo del acero por tanteos

Primer tanteo

$$a_1 = \frac{d}{6} \qquad A_{s1} = \frac{M_U}{\emptyset f_Y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \qquad a_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b}$$

$$a_1 = \frac{139.25}{6} \qquad A_{s1} = \frac{16\,045\,000}{0.90(4200) \left(139.25 - \frac{23.21}{2} \right)} \qquad a_1 = \frac{33.25(4200)}{0.85(280)(85)}$$

$$a_1 = 23.21 \text{ cm} \quad A_{s1} = 33.25 \text{ cm}^2 \quad a_1 = 6.90 \text{ cm}$$

Segundo tanteo

$$a_2 = 6.90 \text{ cm} \quad A_{s2} = 31.26 \text{ cm}^2 \quad a_2 = 6.49 \text{ cm}$$

Tercer tanteo

$$a_3 = 6.49 \text{ cm} \quad A_{s3} = 31.21 \text{ cm}^2 \quad a_3 = 6.48 \text{ cm}$$

d. Acero máximo

La AASHTO LRFD elimino este límite.

MTC-2016 indica disposición anulada el 2005.

e. Acero mínimo

La cantidad de acero de tensión será adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorada superior o igual al menor valor de

e.1) $M_{cr} = 1.1 (f_r \times S)$

$$M_{cr} = 87.84 \text{ tn-m} \quad \text{MENOR}$$

$$f_r = 2.01\sqrt{f'_c}$$

$$S = \frac{I_g}{Y_{t(+)}}$$

$$f_r = 2.01\sqrt{280}$$

$$S = \frac{17\,805\,833.33}{75.00}$$

$$f_r = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 237\,411 \text{ cm}^3$$

e.2) $1.33M_u = 213.399 \text{ tn-m}$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{M_{cr}}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{87.84 * 10^5}{0.90 (4200) (139.25 - \frac{6.48}{2})}$$

$$A_{s\text{mín}} = 17.08 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{s\text{mín}} \text{ OK}$$

f. Cuantía del acero

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \quad \rho = \frac{31.21}{(30)(139.25)} \quad \rho = 0.0075$$

g. Límites de cuantía

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$0.0033 \leq 0.0075 \leq 0.02125 \quad \text{CUMPLE}$$

$$A_{S_{\min}(+)} = \rho_{\min} b_w d \qquad A_{S_{\min}(+)} = 13.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}(+)} = \rho_{\max} b_f d \qquad A_{S_{\max}(+)} = 251.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(+)} = 8\emptyset 1''$$

$$A_{s(+)} = 40.80 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

USAR: 8Ø1"

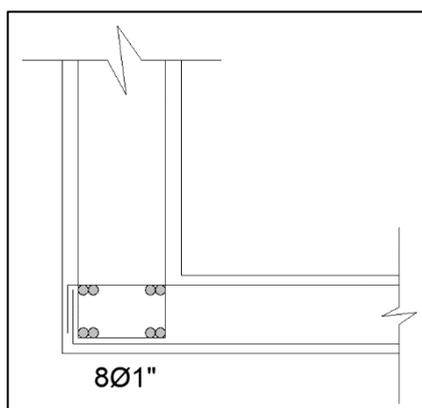


Figura 123: Detalle de refuerzo positivo en viga exterior.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.8.4 DISEÑO DE ACERO NEGATIVO EN VIGA EXTERIOR

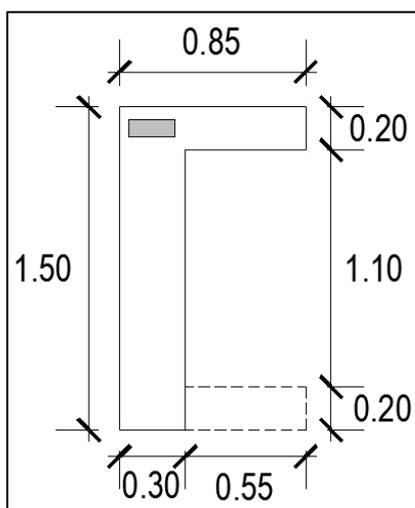


Figura 124: Diseño de acero negativo en viga exterior, viga *t* equivalente.
Fuente: (Elaboración propia).

a. Características

- Mu(-) = -194.50 Tn-m
- Mu(-) = 19,450,000 kg-cm
- f'c = 280 kg/cm²
- fy = 4200 kg/cm²
- bf = 85 cm
- bw = 30 cm
- h = 150 cm
- Φ = 0.90

b. Peralte efectivo

Utilizando acero de Ø1" y recubrimiento rec = 5 cm

$$d = h - rec - \emptyset_{est} - \emptyset - \frac{s}{2}$$

$$d = 150 - 5 - 1.27 - 2.54 - \frac{4.88}{2}$$

$$d = 138.75 \text{ cm}$$

c. Cálculo del acero por tanteos

Primer tanteo

$$a_1 = \frac{d}{6} \qquad A_{s1} = \frac{M_U}{\emptyset f_Y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \qquad a_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b}$$

$$a_1 = \frac{138.75}{6} \qquad A_{s1} = \frac{31\,564\,000}{0.90(4200) \left(138.75 - \frac{23.13}{2} \right)} \qquad a_1 = \frac{44.54(4200)}{0.85(280)(85)}$$

$$a_1 = 23.13 \text{ cm} \quad A_{s1} = 40.46 \text{ cm}^2 \quad a_1 = 8.40 \text{ cm}$$

Segundo tanteo

$$a_2 = 8.40 \text{ cm} \quad A_{s2} = 38.24 \text{ cm}^2 \quad a_2 = 7.94 \text{ cm}$$

Tercer tanteo

$$a_3 = 7.94 \text{ cm} \quad A_{s3} = 38.18 \text{ cm}^2 \quad a_3 = 7.93 \text{ cm}$$

d. Acero máximo

La AASHTO LRFD 2014 elimino este límite.

MTC-2016 indica disposición anulada el 2005.

e. Acero mínimo

La cantidad de acero de tensión será adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorada superior o igual al menor valor de

$$e.1) \quad M_{cr} = 1.1 (f_r \times S)$$

$$M_{cr} = 87.84 \text{ tn-m} \quad \text{MENOR}$$

$$f_r = 2.01\sqrt{f'c}$$

$$S = \frac{I_g}{Y_{t(+)}}$$

$$f_r = 2.01\sqrt{280}$$

$$S = \frac{17\,805\,333.33}{75.00}$$

$$f_r = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 237\,411 \text{ cm}^3$$

$$e.2) \quad 1.33M_u = 258.685 \text{ tn-m}$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{M_{cr}}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{87.84 * 10^5}{0.90 (4200) (138.75 - \frac{8.75}{2})}$$

$$A_{s\text{mín}} = 17.24 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{s\text{mín}} \text{ OK}$$

f. Cuantía del acero

$$\rho = \frac{A_s}{b_f d} \quad \rho = \frac{38.18}{(85)(138.75)} \quad \rho = 0.0032$$

g. Límites de cuantía

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$0.0033 \leq 0.0032 \leq 0.02125 \quad \text{NO CUMPLE}$$

$$A_{S_{\min}}(-) = \rho_{\min} b_f d \qquad A_{S_{\min}}(-) = 38.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}}(-) = \rho_{\max} b_f d \qquad A_{S_{\max}}(-) = 250.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(-)} = 10\emptyset 1''$$

$$A_{s(-)} = 51.00 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

USAR: 10 $\emptyset 1''$

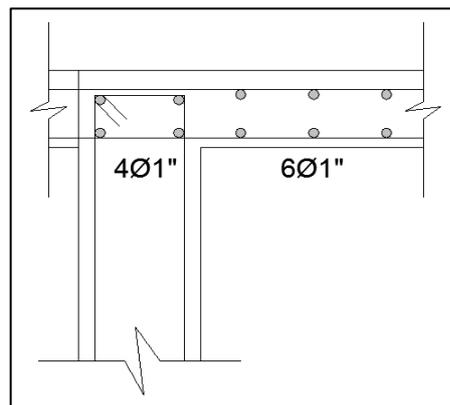


Figura 125: Detalle de refuerzo negativo en viga exterior.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.8.5 DISEÑO DE ACERO POSITIVO EN VIGA CAJÓN

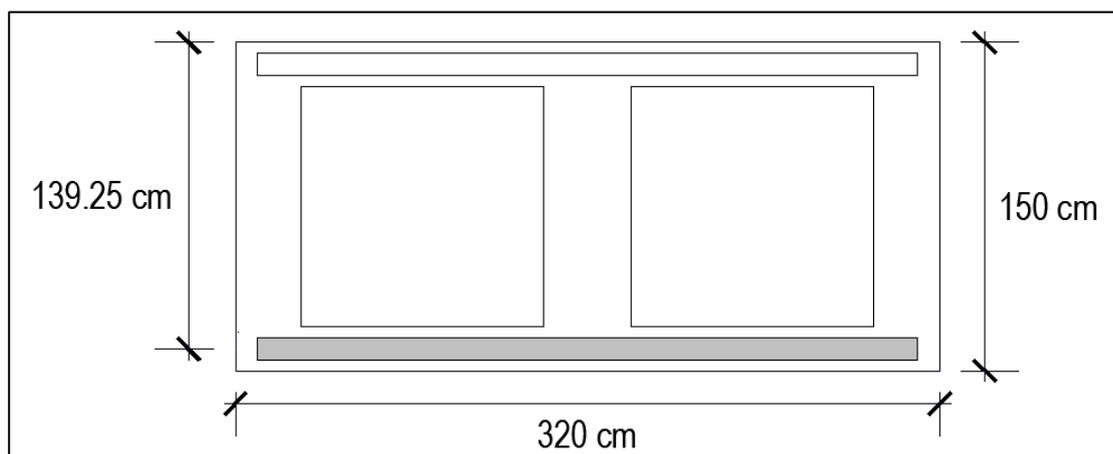


Figura 126: Diseño acero positivo en viga cajón, viga rectangular equivalente.

Fuente: (Elaboración propia).

h. Características

$$\begin{aligned} M_u(+) &= 593.80 \text{ Tn-m} \\ M_u(+) &= 59,380,000 \text{ kg-cm} \\ f'_c &= 280 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 320 \text{ cm} \\ h &= 150 \text{ cm} \\ \Phi &= 0.90 \end{aligned}$$

i. Peralte efectivo

Utilizando acero de $\varnothing 1"$ y recubrimiento $rec = 4 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} d &= h - rec - \varnothing_{est} - \varnothing - \frac{s}{2} \\ d &= 150 - 4 - 1.27 - 2.54 - \frac{5.88}{2} \\ d &= 139.25 \text{ cm} \end{aligned}$$

j. Cálculo del acero por tanteos

Primer tanteo

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{d}{6} & A_{s1} &= \frac{M_u}{\Phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} & a_1 &= \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \\ a_1 &= \frac{139.25}{6} & A_{s1} &= \frac{59\,380\,000}{0.90(4200) \left(139.25 - \frac{23.21}{2} \right)} & a_1 &= \frac{123.07(4200)}{0.85(280)(320)} \\ a_1 &= 23.21 \text{ cm} & A_{s1} &= 123.07 \text{ cm}^2 & a_1 &= 6.79 \text{ cm} \end{aligned}$$

Segundo tanteo

$$a_2 = 6.79 \text{ cm} \quad A_{s2} = 115.63 \text{ cm}^2 \quad a_2 = 6.38 \text{ cm}$$

Tercer tanteo

$$a_3 = 6.38 \text{ cm} \quad A_{s3} = 115.45 \text{ cm}^2 \quad a_3 = 6.37 \text{ cm}$$

k. Acero máximo

La AASHTO LRFD 2014 elimino este límite.

MTC-2016 indica disposición anulada el 2005.

l. Acero mínimo

La cantidad de acero de tensión será adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorada superior o igual al menor valor de

$$e.1) \quad M_{cr} = 1.1 (f_r \times S)$$

$$M_{cr} = 323.59 \text{ tn-m} \quad \text{MENOR}$$

$$f_r = 2.01\sqrt{f'c}$$

$$S = \frac{I_g}{Y_{t(+)}}$$

$$f_r = 2.01\sqrt{280}$$

$$S = \frac{65\,598\,333.33}{75.00}$$

$$f_r = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 874\,644 \text{ cm}^3$$

$$e.2) \quad 1.33M_u = 789.754 \text{ tn-m}$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{M_{cr}}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{323.59 * 10^6}{0.90 (4200) (139.25 - \frac{6.37}{2})}$$

$$A_{s\text{mín}} = 62.92 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{s\text{mín}} \text{ OK}$$

m. Cuantía del acero

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \rho = \frac{115.45}{(320)(139.25)} \quad \rho = 0.0026$$

n. Límites de cuantía

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$0.0033 \leq 0.0026 \leq 0.02125 \quad \text{NO CUMPLE}$$

$$A_{S_{\min}(+)} = \rho_{\min}bd \quad A_{S_{\min}(+)} = 147.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}(+)} = \rho_{\max}bd \quad A_{S_{\max}(+)} = 946.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(+)} = 28\emptyset 1" + 24\emptyset 3/4"$$

$$A_{s(+)} = 210.96 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\text{USAR: } 28\emptyset 1" + 24\emptyset 3/4"$$

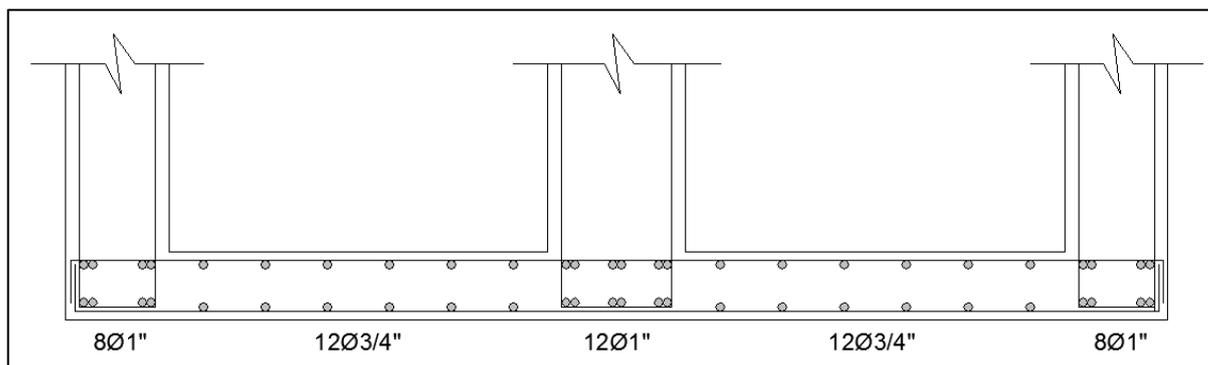


Figura 127: Detalle de refuerzo positivo en viga cajón.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.8.6 DISEÑO DE ACERO NEGATIVO EN VIGA CAJÓN

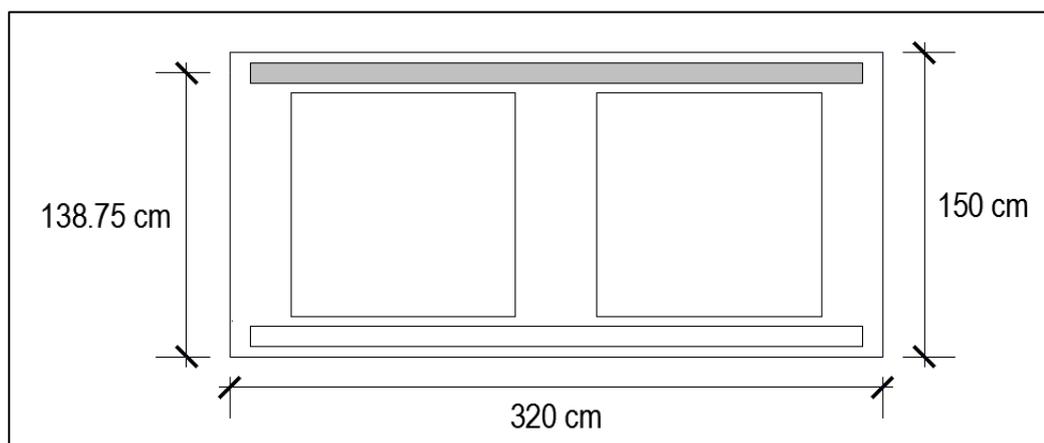


Figura 128: Diseño acero negativo viga t equivalente.
Fuente: (Elaboración propia).

a. Características

$$\begin{aligned} \mu(+)&= -707.89 \text{ Tn-m} \\ \mu(+)&= 70,789,000 \text{ kg-cm} \\ f'c &= 280 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 320 \text{ cm} \\ h &= 150 \text{ cm} \\ \Phi &= 0.90 \end{aligned}$$

b. Peralte efectivo

Utilizando acero de Ø1" y recubrimiento rec = 5 cm

$$\begin{aligned} d &= h - rec - \emptyset_{est} - \emptyset - \frac{s}{2} \\ d &= 150 - 5 - 1.27 - 2.54 - \frac{4.88}{2} \\ d &= 138.75 \text{ cm} \end{aligned}$$

c. Cálculo del acero por tanteos

Primer tanteo

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{d}{6} & A_{s1} &= \frac{M_U}{\Phi f_Y \left(d - \frac{a}{2}\right)} & a_1 &= \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} \\ a_1 &= \frac{138.75}{6} & A_{s1} &= \frac{31\,564\,000}{0.90(4200) \left(138.75 - \frac{23.13}{2}\right)} & a_1 &= \frac{65.65(4200)}{0.85(280)(320)} \\ a_1 &= 23.13 \text{ cm} & A_{s1} &= 147.24 \text{ cm}^2 & a_1 &= 8.12 \text{ cm} \end{aligned}$$

Segundo tanteo

$$a_2 = 8.12 \text{ cm} \quad A_{s2} = 139.04 \text{ cm}^2 \quad a_2 = 7.67 \text{ cm}$$

Tercer tanteo

$$a_3 = 7.67 \text{ cm} \quad A_{s3} = 138.81 \text{ cm}^2 \quad a_3 = 7.65 \text{ cm}$$

d. Acero máximo

La AASHTO LRFD 2014 elimino este límite.

MTC-2016 indica disposición anulada el 2005.

e. Acero mínimo

La cantidad de acero de tensión será adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorada superior o igual al menor valor de

e.1) $M_{cr} = 1.1 (f_r \times S)$

$$M_{cr} = 323.59 \text{ tn-m} \quad \text{MENOR}$$

$$f_r = 2.01\sqrt{f'c}$$

$$S = \frac{I_g}{Y_{t(+)}}$$

$$f_r = 2.01\sqrt{280}$$

$$S = \frac{65\,598\,333.33}{75.00}$$

$$f_r = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 874\,644 \text{ cm}^3$$

e.2) $1.33M_u = 941.494 \text{ tn-m}$

$$A_{smín} = \frac{M_{cr}}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_{smín} = \frac{323.59 * 10^6}{0.90 (4200) (138.75 - \frac{7.65}{2})}$$

$$A_{smín} = 63.45 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{smín} \text{ OK}$$

f. Cuantía del acero

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \rho = \frac{138.81}{(320)(138.75)} \quad \rho = 0.0031$$

g. Límites de cuantía

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$0.0033 \leq 0.0031 \leq 0.02125 \quad \text{NO CUMPLE}$$

$$A_{S_{\min}}(-) = \rho_{\min}bd \quad A_{S_{\min}}(-) = 146.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}}(-) = \rho_{\max}bd \quad A_{S_{\max}}(-) = 943.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(-)} = 38\emptyset 1''$$

$$A_{s(-)} = 193.80 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

USAR: 38 $\emptyset 1''$

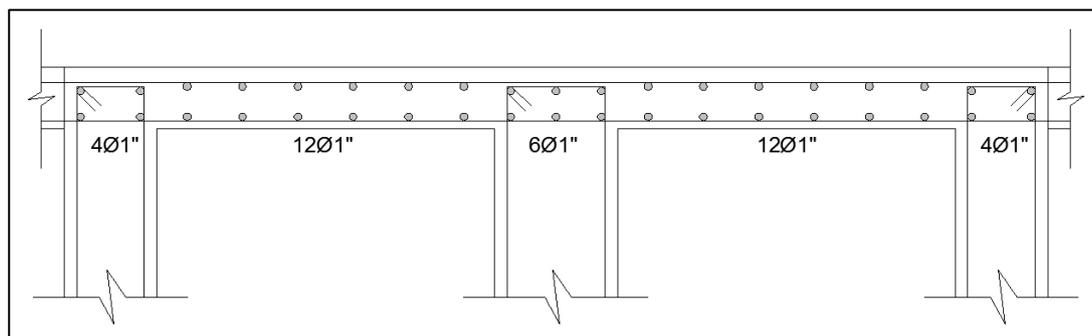


Figura 129: Detalle de refuerzo negativo en viga cajón.

Fuente: (Elaboración propia).

a. Prolongación de puntos de inflexión de acero positivo

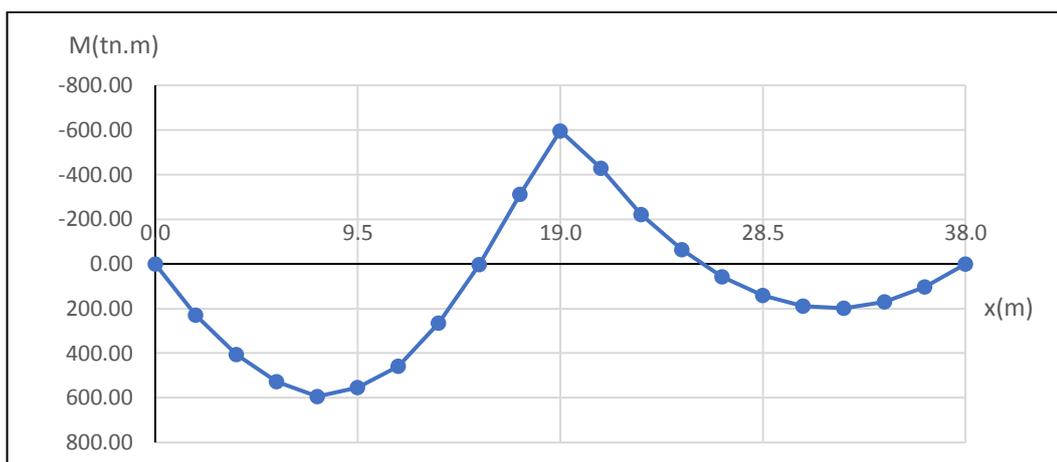


Figura 130: Diagrama momento flector positivo máximo.
Fuente: (Elaboración propia).

El refuerzo será extendido más allá de los puntos donde se requiere resistir flexión, hasta una distancia no menor que:

$$Prolongacion\ As(+) = \begin{cases} d \\ 15\phi b \\ 0.05L \end{cases}$$

$d = 139.25\text{ cm} = 140.00\text{ cm (MAYOR)}$

$15\phi b = 15(2.54\text{cm}) = 38.10\text{ cm}$

$0.05L = 0.05(1900\text{ cm}) = 95.00\text{ cm}$

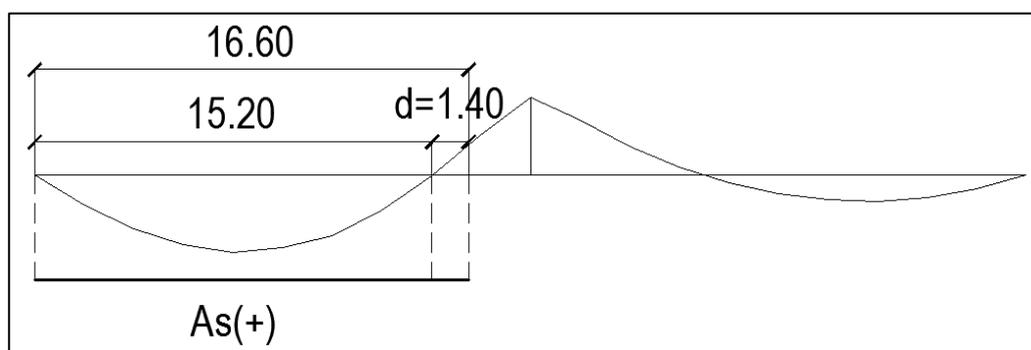


Figura 131: Prolongación acero positivo.
Fuente: (Elaboración propia).

b. Prolongación de puntos de inflexión de acero negativo

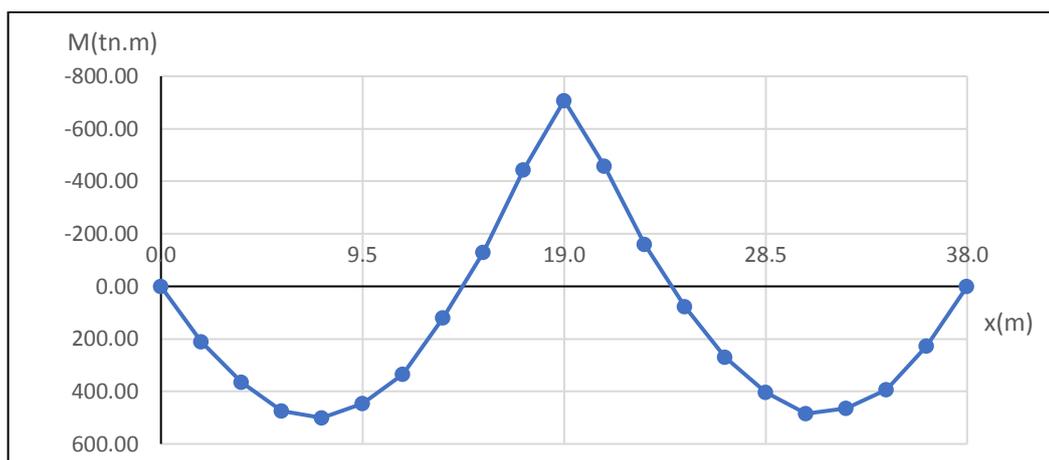


Figura 132: Diagrama de momento flector negativo máximo.

Fuente: (Elaboración propia).

El refuerzo será extendido más allá de los puntos donde se requiere resistir flexión, hasta una distancia no menor que:

$$Prolongacion\ As(-) = \begin{cases} d \\ 12\phi b \\ 0.0625L \end{cases}$$

d = 138.75 cm = 140.00 cm (MAYOR)

12φb = 12(2.54cm) = 30.48 cm

0.0625L = 0.0625(1900 cm) = 118.75 cm

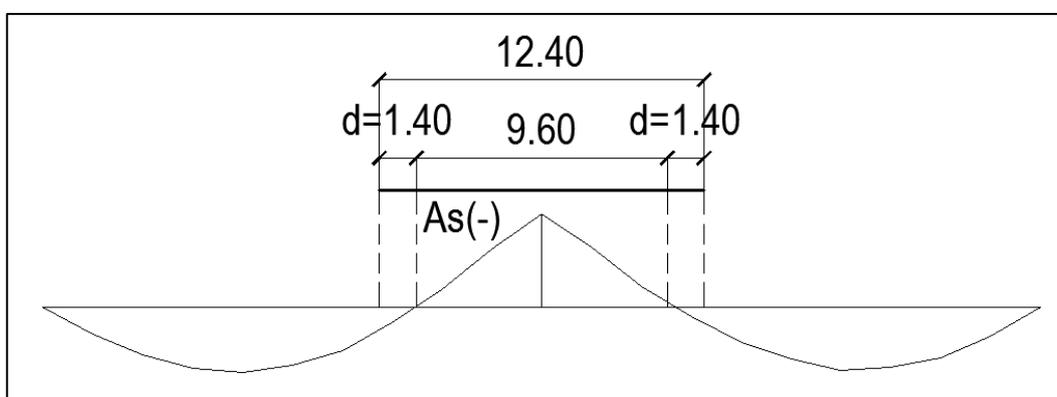


Figura 133: Prolongación acero negativo.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.8.7 LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y DE TRASLAPE

Para varillas superiores colocadas cuando exista más de 30 cm de concreto fresco colado debajo de la armadura.

Diámetro Varilla	Longitud de Anclaje	Longitud de traslape
1/2"	0.30 m	0.50 m
5/8"	0.50 m	0.70 m
3/4"	0.60 m	1.00 m
1"	1.10 m	1.80 m

Para varillas colocadas cuando exista menos de 30 cm de concreto fresco colado debajo de la armadura.

Diámetro Varilla	Longitud de Anclaje	Longitud de traslape
1/2"	0.20 m	0.40 m
5/8"	0.30 m	0.50 m
3/4"	0.50 m	0.80 m
1"	0.80 m	1.30 m

3.2.8.8 GANCHOS RECTOS DE ESTRIBOS DE VIGAS

Estribos de 3/8" : 13 cm

Estribos de 1/2" : 17 cm

3.2.8.9 CÁLCULO DEL REFUERZO TRANSVERSAL V200

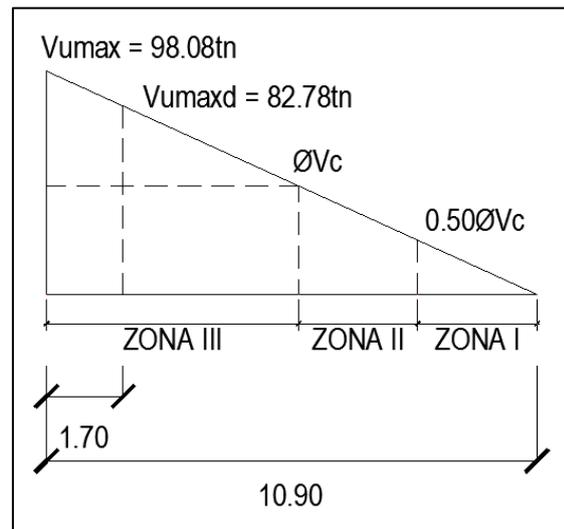


Figura 134: Diagrama de fuerza cortante para diseño.
Fuente: (Elaboración propia).

- ZONA III : Se requieren estribos.
- ZONA II : Se requieren estribos como refuerzo mínimo.
- ZONA I : No se requieren estribos.

c. Cortante actuante

Cortante actuante $V_u = 82.78 \text{ tn}$

El cortante resistente del concreto y el acero es

$$V_r = \phi V_n$$

$$\phi = 0.90$$

Siendo V_n el menor de $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 \cdot f'c \cdot b_v \cdot d_v \end{cases}$

d. Cortante nominal resistente solo del concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d_v$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} (40) (134.925) = 47864 \text{ kg}$$

$$V_c = 47864 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.90 (47864) = 43078 \text{ kg}$$

Donde:

$b_v =$ ancho de viga = 100 cm

d_v = peralte de corte efectivo

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_v = 138.75 - \frac{7.65}{2}$$

$$d_v = 134.925$$

No menor que el mayor valor de $\begin{cases} 0.90d_e = 0.90(138.75) = 124.88 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72(150) = 108.00 \text{ cm} \end{cases}$

e. Cortante nominal resistente del acero

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \text{sen} \alpha}{S}$$

$$A_v = 2 \times 1.29 \text{ cm}^2 = 2.58 \text{ cm}^2 \text{ (asumiendo 2 ramas } \varnothing 1/2 \text{")}$$

$$S = 20 \text{ cm (Espaciamiento asumido de estribos)}$$

$$\Theta = 45^\circ \text{ (Sección no preesforzada)}$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Ángulo de inclinación del estribo)}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{S}$$

$$V_s = \frac{(2.58)(4200)(134.925)}{20}$$

$$V_s = 73102 \text{ kg}$$

f. Cortante nominal resistente total

$$\text{El menor valor de } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f' c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_n = 47864 + 73102 + 0 & = 120966 \text{ kg (Menor)} \\ V_n = 0.25(280)(40)(134.925) + 0 & = 377790 \text{ kg} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_n = 47864 + 73102 + 0 & = 120966 \text{ kg (Menor)} \\ V_n = 0.25(280)(40)(134.925) + 0 & = 377790 \text{ kg} \end{cases}$$

$$\text{Luego } V_n = 120966 \text{ kg}$$

g. Cortante resistente total

$$V_r = \phi V_N$$

$$V_r = 0.90(120966)$$

$$V_r = 108869 \text{ kg} > 82780 \text{ kg}$$

h. Refuerzo transversal mínimo

$$A_v \geq \frac{0.27\sqrt{f'c}b_vS}{f_y}$$

$$A_v \geq \frac{0.27\sqrt{280}(40)(20)}{(4200)}$$

$$A_v \geq 0.86 \text{ cm}^2$$

$$2.58 \text{ cm}^2 \geq 0.86 \text{ cm}^2$$

i. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$$

$$V_u = \frac{82780 \text{ kg}}{0.90(40)(134.925)}$$

$$V_u = 17.04 \text{ kg/cm}^2$$

También:

$$\begin{cases} \text{Si } V_u < 0.125f'c \rightarrow S_{m\acute{a}x} = 0.8d_v \leq 60\text{cm} \\ \text{Si } V_u \geq 0.125f'c \rightarrow S_{m\acute{a}x} = 0.4d_v \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Como $V_u < 0.125f'c$

$$17.04 \text{ kg/cm}^2 < 35\text{kg/cm}^2$$

$$S_{m\acute{a}x} = 0.8(134.925) \leq 60\text{cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 107.94 \leq 60\text{cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 60\text{cm}$$

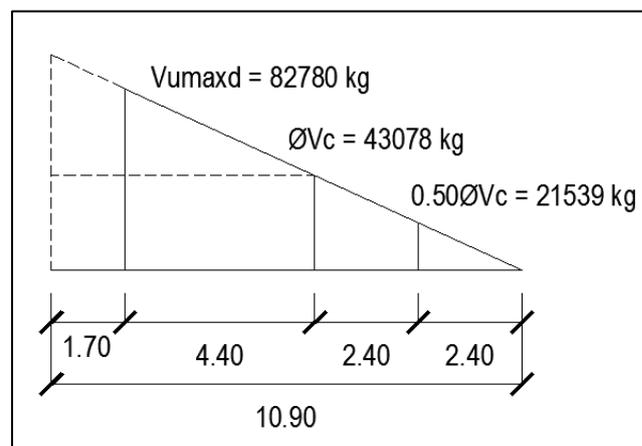


Figura 135: Resistencia aportada por el concreto a cortante.
Fuente: (Elaboración propia).

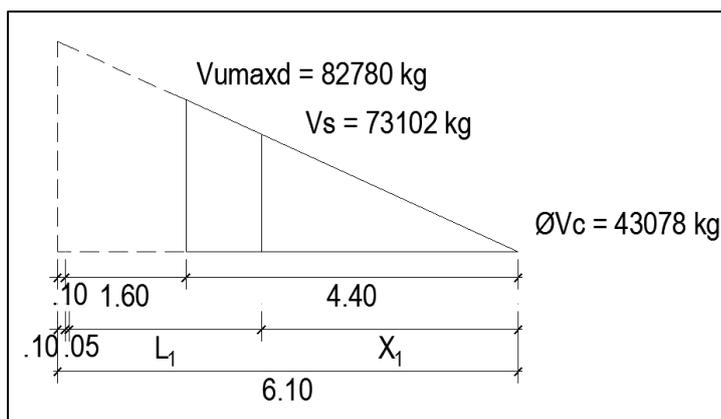


Figura 136: Resistencia aportada por el refuerzo transversal a cortante.
Fuente: (Elaboración propia).

$$\frac{82780 - 43078}{4.40} = \frac{73224 - 43078}{X_1}$$

$$\frac{39702}{4.40} = \frac{30146}{X_1}$$

$$X_1 \approx 3.35 \text{ m}$$

$$0.15 + L_1 + 3.35 = 6.10$$

$$L_1 = 2.60$$

$$N^\circ \text{ estribos} = \frac{2.60}{0.20} = 13 \text{ estribos @ } 0.20 \text{ m}$$

$$N^\circ \text{ estribos} = \frac{3.35}{0.30} = 11 \text{ estribos @ } 0.30 \text{ m}$$

j. Distribución del refuerzo transversal

01 estribo 1/2" @ 0.05 m

13 estribos 1/2" @ 0.20 m

11 estribos 1/2" @ 0.30 m

Resto de estribos 1/2" @ 0.40 m

3.2.8.10 DISEÑO PLACA DIAFRAGMA

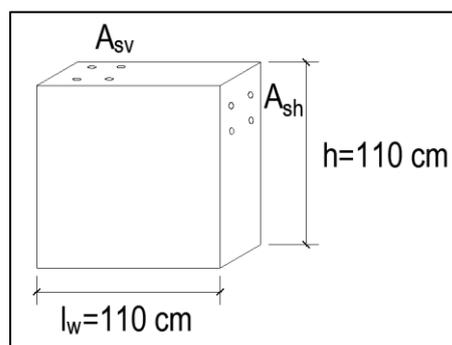


Figura 137: Acero vertical y horizontal en placa diafragma.
Fuente: (Elaboración propia).

Se diseña como un muro estructural

a. Acero vertical

$$A_{svmin} = 0.0025bh$$

$$A_{svmin} = 0.0025(100)(20)$$

$$A_{shmin} = 5.00 \text{ cm}^2/m$$

b. Espaciamiento del acero vertical

$$S_v = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{5.00 \text{ cm}^2} \times 100 = 25.80 \text{ cm} \quad \text{MENOR}$$

$$S_v = \begin{cases} \frac{l_w}{3} = \frac{110}{3} = 36 \text{ cm} \\ 3h = 3(110) = 60 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Usar: $\emptyset 1/2" @ 0.25m$

c. Acero horizontal

$$A_{shmin} = 0.0025bh$$

$$A_{shmin} = 0.0025(100)(20)$$

$$A_{shmin} = 5.00 \text{ cm}^2/m \text{ (Para 02 caras)}$$

d. Espaciamiento del acero horizontal

$$S_v = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{5.00 \text{ cm}^2} \times 100 = 25.80 \text{ cm}$$

$$S_v = \begin{cases} \frac{l_w}{5} = \frac{110}{5} = 22 \text{ cm} \text{ MENOR} \\ 3h = 3(110) = 60 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Usar: $\emptyset 1/2" @ 0.22m$

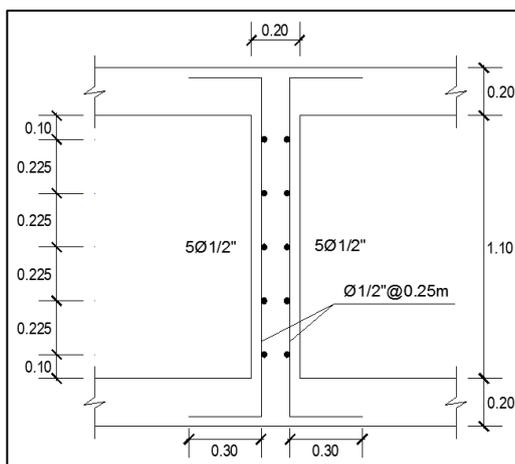


Figura 138: Disposición de armadura de placa diafragma.
Fuente: (Elaboración propia).

3.2.8.11 REFUERZO DE LOSA SUPERIOR EN VIGA CAJÓN

a. Acero de distribución lecho inferior

En la parte inferior de las losas se deberá disponer de acero en la dirección secundaria, se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal.

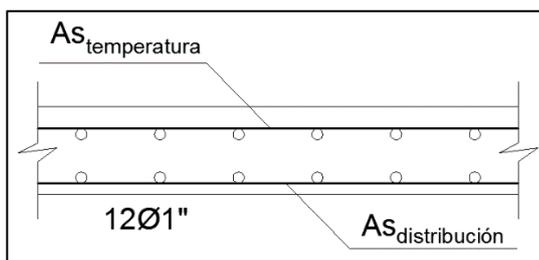


Figura 139: Acero de distribución y temperatura en losa superior.
Fuente: (Elaboración propia).

$$A_s = 12\text{Ø}1" = 12(5.10) = 61.20 \text{ cm}^2$$

Si la armadura principal es paralela al trafico

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50 \%$$

Donde:

S: Longitud de tramo efectivo, en mm

$$\% = \frac{1750}{\sqrt{19000}} \leq 50 \%$$

$$\% = 12.70 \leq 50 \%$$

Adoptamos el 12.70 % de la armadura principal

$$A_{sh} = 0.1270(61.20 \text{ cm}^2)$$

$$A_{sh} = 7.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

b. Espaciamiento del Acero de distribución lecho inferior

$$S = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{7.77 \text{ cm}^2} \times 100 = 16.60 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 3t = 3(0.20) = 0.60 \text{ m y } S_{\text{máx}} = 0.45 \text{ m}$$

Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.15\text{m}$

Al menos 1/3 de la capa inferior del reforzamiento transversal será prolongado en el volado de la losa y anclarse convenientemente con ganchos a 90°

c. Acero de distribución de la prolongación

$$A_{s\text{prolong}} = \frac{1}{3} (7.77 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s\text{prolong}} = 2.59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

d. Espaciamiento del acero de distribución de la prolongación.

$$S = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{2.59 \text{ cm}^2} \times 100 = 49.81 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 3t = 3(0.20) = 0.60 \text{ m y } S_{\text{máx}} = 0.45 \text{ m}$$

Para uniformizar con el acero de distribución inicial usamos $\emptyset 1/2'' @ 0.30\text{m}$.

e. Acero de temperatura del lecho superior

$$A_{stemp} = 0.0018bh$$

$$A_{stemp} = 0.0018(100)(20)$$

$$A_{stemp} = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Para 02 caras)}$$

$$A_{stemp} = 1.80 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Para 01 cara)}$$

f. Espaciamiento del acero de temperatura del lecho superior

$$15\text{cm} = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{A_s} \times 100$$

$$A_s = 8.60 \text{ cm}^2 > A_{stemp} = 1.80 \text{ cm}^2$$

Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.15\text{m}$

3.2.8.12 REFUERZO DE LOSA INFERIOR EN VIGA CAJÓN

La losa inferior llevará refuerzo transversal $A_{Stransversal} = 0.5\% Ag$ distribuida en la cara superior e inferior y anclada en los extremos.

La losa inferior llevará armadura longitudinal $A_{Slongitudinal} = 0.4\% Ag$ ya sea en una o dos capas.

El espaciamiento del reforzamiento no excederá los 45 cm.

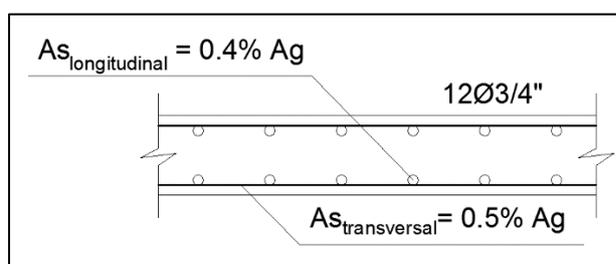


Figura 140: Acero de longitudinal y transversal en losa inferior.
Fuente: (Elaboración propia).

$$A_s = 12\Ø3/4'' = 12(2.84) = 34.08 \text{ cm}^2$$

g. Acero longitudinal

$$A_{slong} = \frac{0.4}{100} bh$$

$$A_{slong} = \frac{0.4}{100} (100)(20)$$

$$A_{slong} = 8.00 \text{ cm}^2/m \text{ (Para 02 caras)}$$

$$A_{slong} = 4.00 \text{ cm}^2/m \text{ (Para 01 cara)}$$

$$A_{slong} = 4.00 \text{ cm}^2 < A_s = 34.08 \text{ cm}^2$$

h. Acero transversal

$$A_{strans} = \frac{0.5}{100} bh$$

$$A_{strans} = \frac{0.5}{100} (100)(20)$$

$$A_{strans} = 10.00 \text{ cm}^2/m \text{ (Para 02 caras)}$$

$$A_{strans} = 5.00 \text{ cm}^2/m \text{ (Para 01 cara)}$$

i. Espaciamiento del acero transversal

$$S = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{5.00 \text{ cm}^2} \times 100 = 25.80 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 3t = 3(0.20) = 0.60 \text{ m y } S_{\text{máx}} = 0.45 \text{ m}$$

Usar: $\varnothing 1/2'' @ 0.15\text{m}$

3.2.8.13 VIGA DE BORDE LONGITUDINAL

Las losas con refuerzo principal paralelo al tránsito, deberán llevar vigas de borde longitudinales con el fin de asegurar un buen funcionamiento del sistema.

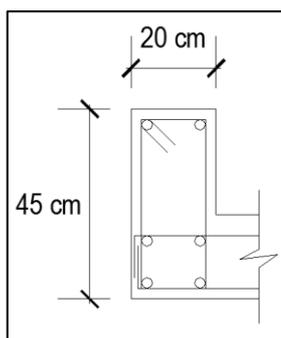


Figura 141: Viga de borde longitudinal.
Fuente: (Elaboración propia).

De acuerdo a la normativa ACI para vigas rectangulares

a. Peralte efectivo

$$d = h - 9 = 45 - 9 = 36 \text{ cm}$$

b. Cuantía del acero

$$\text{Adopto } 4\varnothing 1/2'' = 4(1.29\text{cm}^2) = 5.16$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.16}{(20)(36)} = 0.0072$$

c. Límites de cuantía

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{4200}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0033$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.85(0.85) \frac{280}{4200} \left(\frac{6000}{6000+4200} \right)$$

$$\rho_b = 0.02833$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75\rho_b$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75(0.02833)$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.02125$$

$$\rho_{m\acute{i}n} \leq \rho \leq \rho_{m\acute{a}x}$$

$$0.0033 \leq 0.0072 \leq 0.02125 \quad \text{CUMPLE}$$

$$A_{s_{m\acute{i}n}}(+)=\rho_{m\acute{i}n}bd \quad A_{s_{m\acute{i}n}}=2.38\text{ cm}^2$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}}(+)=\rho_{m\acute{a}x}bd \quad A_{s_{m\acute{a}x}}=15.30\text{ cm}^2$$

USAR: 4Ø1/2"

La viga de borde estará conformada con 6Ø1/2" con estribos 3/8" @0.20m.

3.2.8.14 DISEÑO DE LA ACERA

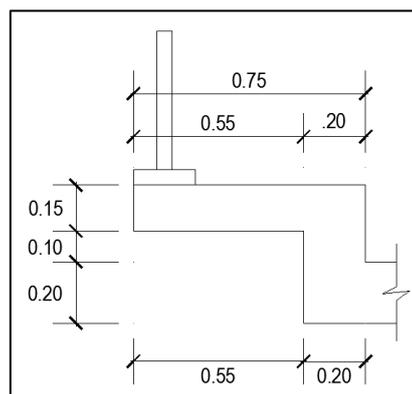


Figura 142: Acera de puente.
Fuente: (Elaboraci3n propia).

a. Metrado de cargas en la acera

a.1. Carga muerta

Peso propio de la losa 0.15x1.00x2.40 = 0.36 tn/m

Baranda = 0.10 tn/m

a.2. Carga viva

Según norma AASHTO la carga peatonal = 0.367 tn/m

b. Momentos en la acera

b.1. Por carga muerta (M_D)

$$M_{DC} = \frac{0.36 \times 0.55^2}{2} + 0.10 \times 0.50$$

$$M_{DC} = 0.10 \text{ tn.m}$$

b.2. Por carga viva (M_L)

$$M_{PL} = \frac{0.367 \times 0.55^2}{2}$$

$$M_{PL} = 0.06 \text{ tn.m}$$

c. Diseño por estado límite de resistencia I

c.1. Cálculo de momento ultimo

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.75M_{PL}$$

$$M_u = 1.25(0.10) + 1.75(0.06)$$

$$M_u = 0.23 \text{ tn.m}$$

c.2. Peralte efectivo

Utilizando acero de $\emptyset 1/2''$ y recubrimiento $rec = 3 \text{ cm}$

$$d = h - rec - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 15 - 3 - \frac{1.27}{2}$$

$$d = 11.365 \text{ cm}$$

c.3. Cálculo del acero por tanteos

Para varillas $\emptyset 1/2'' @ 0.30 \text{ m}$

$$30 = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{A_s} \times 100$$

$$A_s = 4.30 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b}$$

$$a = \frac{4.30(4200)}{0.85(280)(100)}$$

$$a = 0.76 \text{ cm}$$

$$M_u = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u = 0.90(4.30)(4200) \left(11.365 - \frac{0.76}{2} \right)$$

$$M_u = 1.79 \text{ tn.m}$$

El acero de flexión de la acera será: $\emptyset 1/2'' @ 0.30 \text{ m}$

c.4. Acero de temperatura

$$A_{s_{temp}} = 0.0018bh$$

$$A_{s_{temp}} = 0.0018(50)(15)$$

$$A_{s_{temp}} = 1.35 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adoptamos $4\text{Ø}3/8'' = 4(0.71\text{cm}^2) = 2.84 \text{ cm}^2 > 1.35 \text{ cm}^2$

El acero de temperatura se colocará perpendicular al acero de flexión.

El acero de temperatura en acera será: $4\text{Ø}1/2'' @ 0.15\text{m}$

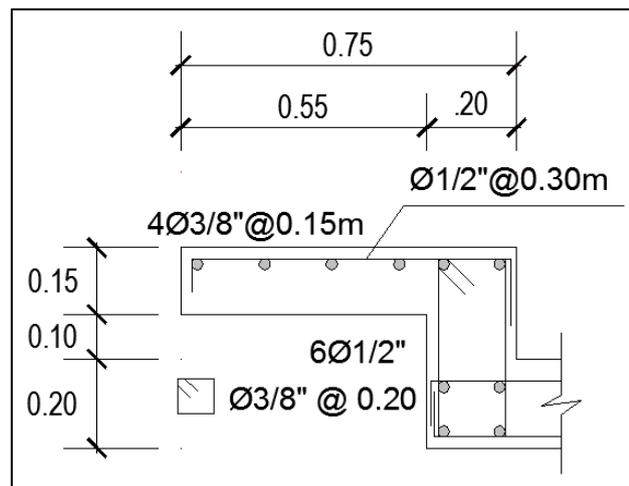


Figura 143: Detalle de armado de acera y viga de borde.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.9 ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO I

3.2.9.1 CÁLCULO DEL MOMENTO FLECTOR POSITIVO MÁXIMO

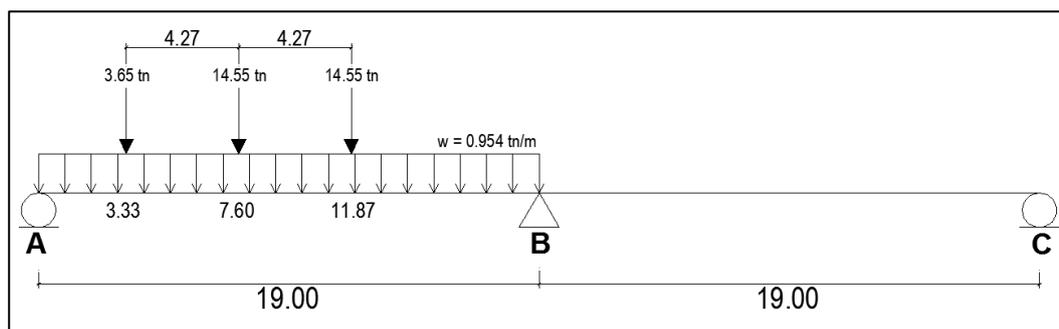


Figura 144: Ubicación del camión HL-93, para el momento flector positivo máximo.

Fuente: (Elaboración propia).

a. Cargas permanentes

Tabla 55:
Peso propio losas y vigas

	BF INICIAL	BF FINAL	P.e.	Espesor	Servicio I	Total
LOSA SUP.	BF1	BF 8	2.40	0.20	1.00	0.48
VIGA IZQ.	BF9	BF13	2.40	0.30	1.00	0.72
VIGA INT.	BF14	BF18	2.40	0.40	1.00	0.96
VIGE DER.	BF19	BF23	2.40	0.30	1.00	0.72
LOSA INF.	BF24	BF27	2.40	0.20	1.00	0.48

Fuente: (Elaboración propia).

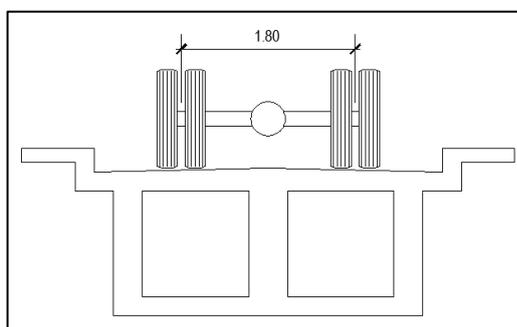


Figura 145: Posición del camión HL-93, en la sección transversal para máximo momento positivo y negativo.

Fuente: (Elaboración propia).

b. Cargas transitorias

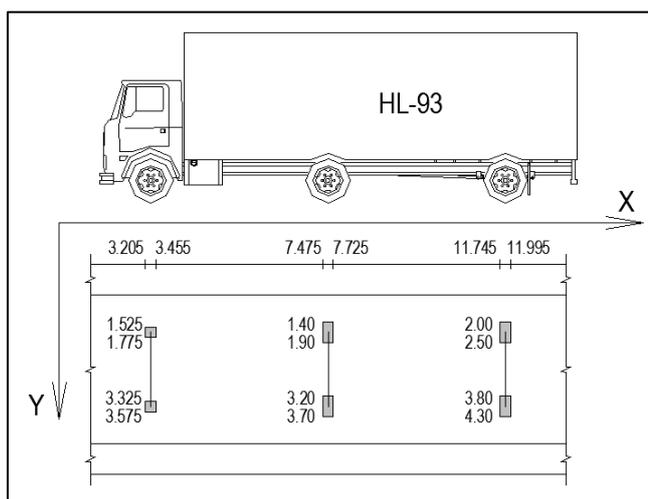


Figura 146: Ubicación de las coordenadas de la carga HL-93, para máximo momento positivo.

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 56:
Peso de sobrecargas para máximo momento positivo

	Xinicial	Xfinal	Yinicial	Yfinal	Nivel(z)	Valor inicial	FPM	Impacto	Servicio I	Valor
R. delantera	3.205	3.455	1.525	1.775	0	29.2	1.2	1.33	1.00	46.6032
R. interior	7.475	7.725	1.40	1.90	0	58.2	1.2	1.33	1.00	92.8872
R. posterior	11.745	11.995	1.40	1.90	0	58.2	1.2	1.33	1.00	92.8872
R. delantera	3.205	3.455	3.325	3.575	0	29.2	1.2	1.33	1.00	46.6032
R. interior	7.475	7.725	3.20	3.70	0	58.2	1.2	1.33	1.00	92.8872
R. posterior	11.745	11.995	3.20	3.70	0	58.2	1.2	1.33	1.00	92.8872
s/c de carril	0	19	1.05	4.05	0	0.318	1.2	1	1.00	0.3816
PL izq	0	38	0	0.75	0	0.367	1	1	1.00	0.367
PL der	0	38	4.35	5.10	0	0.367	1	1	1.00	0.367
LL izq	0	38	0	0.10	0	1	1	1	1.00	1
LL der	0	38	5.00	5.10	0	1	1	1	1.00	1

Fuente: (Elaboración propia).

Para el estado límite de servicio I, el momento flector positivo máximo será:

$$M_{104(+)} = 392.01 \text{ tn.m}$$

3.2.9.2 CÁLCULO DEL MOMENTO FLECTOR NEGATIVO MÁXIMO

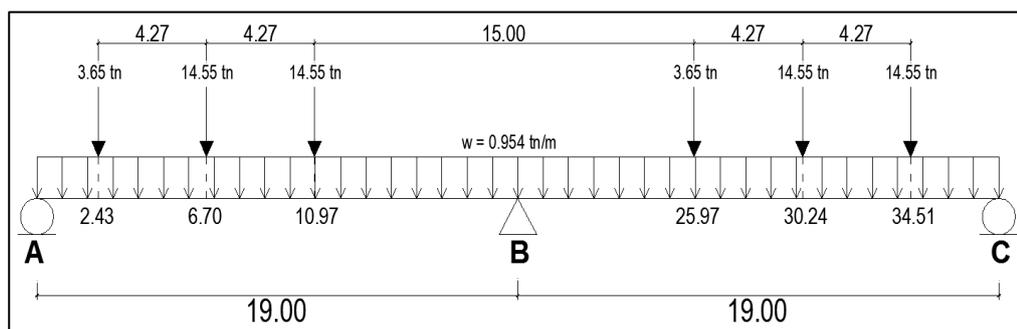


Figura 147: Ubicación de 02 camiones HL-93, para el momento flector negativo máximo.

Fuente: (Elaboración propia).

a. Cargas permanentes

Tabla 57:
Peso propio losas y vigas

	BF INICIAL	BF FINAL	P.e.	Espesor	Servicio I	Total
LOSA SUP.	BF1	BF 8	2.40	0.20	1.00	0.48
VIGA IZQ.	BF9	BF13	2.40	0.30	1.00	0.72
VIGA INT.	BF14	BF18	2.40	0.40	1.00	0.96
VIGE DER.	BF19	BF23	2.40	0.30	1.00	0.72
LOSA INF.	BF24	BF27	2.40	0.20	1.00	0.48

Fuente: (Elaboración propia).

b. Cargas transitorias

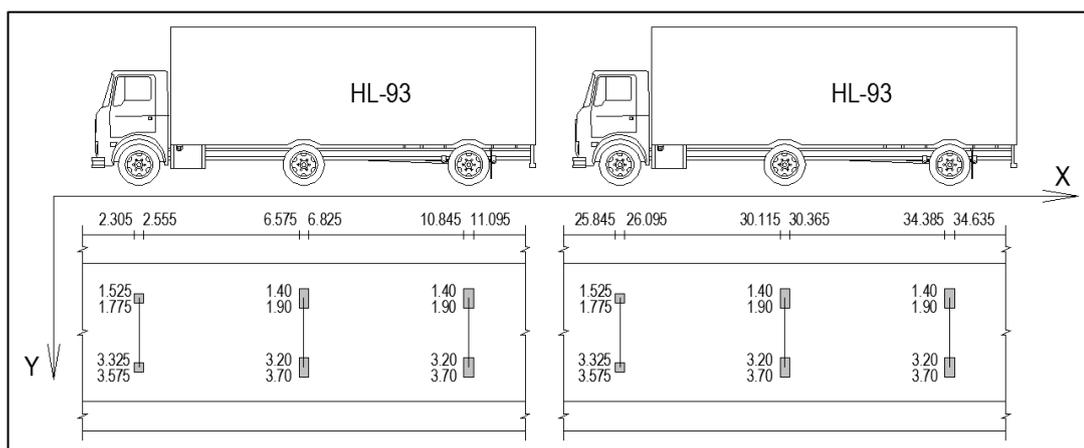


Figura 148: Ubicación de las coordenadas de 02 camiones HL-93, para máximo momento negativo.

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 58:

Peso de sobrecargas para máximo momento negativo

	Xinicial	Xfinal	Yinicial	Yfinal	Nivel(z)	Valor inicial	FPM	Impacto	Servicio I	Valor
R. delantera	2.305	2.555	1.525	1.775	0	29.2	1.2	1.33	1.00	41.94288
R. interior	6.575	6.825	1.40	1.90	0	58.2	1.2	1.33	1.00	83.59848
R. posterior	10.845	11.095	1.40	1.90	0	58.2	1.2	1.33	1.00	83.59848
R. delantera	2.305	2.555	3.325	3.575	0	29.2	1.2	1.33	1.00	41.94288
R. interior	6.575	6.825	3.20	3.70	0	58.2	1.2	1.33	1.00	83.59848
R. posterior	10.845	11.095	3.20	3.70	0	58.2	1.2	1.33	1.00	83.59848
R. delantera	25.845	26.095	1.525	1.775	0	29.2	1.2	1.33	1.00	41.94288
R. interior	30.115	30.365	1.40	1.90	0	58.2	1.2	1.33	1.00	83.59848
R. posterior	34.385	34.635	1.40	1.90	0	58.2	1.2	1.33	1.00	83.59848
R. delantera	25.845	26.095	3.325	3.575	0	29.2	1.2	1.33	1.00	41.94288
R. interior	30.115	30.365	3.20	3.70	0	58.2	1.2	1.33	1.00	83.59848
R. posterior	34.385	34.635	3.20	3.70	0	58.2	1.2	1.33	1.00	83.59848
s/c de carril	0	38	1.05	4.05	0	0.318	1.2	1	1.00	0.34344
PL izq	0	38	0	0.75	0	0.367	1	1	1.00	0.367
PL der	0	38	4.35	5.10	0	0.367	1	1	1.00	0.367
LL izq	0	38	0	0.10	0	1	1	1	1.00	1
LL der	0	38	5.00	5.10	0	1	1	1	1.00	1

Fuente: (Elaboración propia).

Para el estado límite de servicio I, el momento flector negativo

máximo será: $M_{200(-)} = -487.29 \text{ tn.m}$

3.2.9.3 REVISIÓN DE FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA DE FLEXIÓN POSITIVA - VIGA CAJÓN

a. Momento actuante

Usando la sección agrietada, para el diseño por el estado límite de servicio I con $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1$

$$M_S = \eta [1.0M_{DC} + 1.0M_{LL+IM}]$$

$$M_S = 392.01 \text{ tn.m}$$

b. Ubicación del eje neutro

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15100 \sqrt{280}$$

$$E_c = 252\,671 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{252\,671} \approx 8$$

$$d_c = \text{recub.} + \frac{\emptyset \text{estribo}}{2} \qquad d_l = 150 - 6.27$$

$$d_c = 5 + \frac{2.54}{2} \qquad d_l = 143.73 \text{ cm} > 90 \text{ cm}$$

$$d_c = 6.27 \text{ cm} \qquad (\text{requiere } A_{sk})$$

c. Reforzamiento longitudinal superficial

$$A_{sk} \geq 0.012(d_l - 30) \leq \frac{A_s - A_{ps}}{4}$$

$$h = 150 \text{ cm} = 4.92 \text{ pie}$$

$$d_l = 143.73 \text{ cm} = 56.59 \text{ pulg}$$

$$A_s = 28\emptyset 1" + 24\emptyset 3/4" = 210.96 \text{ cm}^2 = 32.70 \text{ pulg}^2$$

$$A_{sk} \geq 0.012(56.59 - 30)(4.92) \leq \frac{32.70 - 0}{4}$$

$$A_{sk} \geq 1.57 \text{ pulg}^2 \leq 8.17 \text{ pulg}^2$$

Adoptamos: $6\emptyset 3/4" = 2.64 \text{ pulg}^2/\text{cara}$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d_l}{6} \text{ y } S_{m\acute{a}x} = 30 \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{143.73}{6}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 23.96 \text{ cm} > S_{\text{adoptado}} = 18.00 \text{ cm}$$

Usar: $\emptyset 3/4" @ 0.18 \text{ m}$

d. Cálculo de la profundidad del eje neutro c

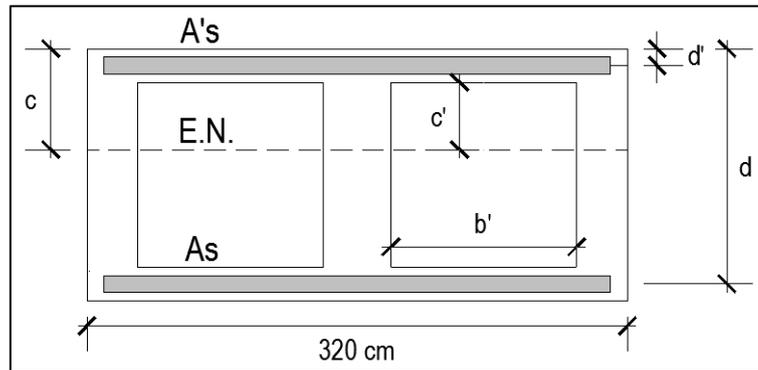


Figura 149: Peralte efectivo de la armadura de flexión positiva.
Fuente: (Elaboración propia).

$$A's = 12\emptyset 1'' + 24\emptyset 3/4'' = 129.36 \text{ cm}^2$$

$$As = 28\emptyset 1'' + 24\emptyset 3/4'' = 210.96 \text{ cm}^2$$

$$d = 139.25 \text{ cm} \quad b = 320 \text{ cm}$$

$$d' = 11.25 \text{ cm} \quad n = 8$$

$$c' = c - 20 \quad b' = 110 \text{ cm}$$

$$\frac{bc^2}{2} - \frac{110(c - 20)^2}{2} - \frac{110(c - 20)^2}{2} + (2n - 1)A'_s(c - d') = nAs(d - c)$$

$$\frac{320c^2}{2} - 110(c - 20)^2 + (2(8) - 1)(129.36)(c - 11.25) = 8(210.96)(139.25 - c)$$

$$c = 31.35 \text{ cm}$$

e. Momento de inercia de la sección fisurada (I_{cr1})

$$I_{cr1} = \frac{bc^3}{3} - 2\left(\frac{b'c'^3}{3}\right) + (2n - 1)A'_s(c - d')^2 + nAs(d - c)^2$$

$$I_{cr1} = \frac{(320)(31.35)^3}{3} - 2\left(\frac{(110)(11.35)^3}{3}\right) + (2(8) - 1)(129.36)(31.35 - 11.25)^2$$

$$+ 8(210.96)(139.25 - 31.35)^2$$

$$I_{cr1} = 23\,611\,938.69 \text{ cm}^4$$

f. Esfuerzos de acero bajo cargas de servicio

La relación entre el esfuerzo del acero f_s y el esfuerzo del concreto f_c es:

$$f_s = n f_c = n \frac{M(d - x)}{I_{cr}}$$

$$n = 8 \quad M_{104}^{servicio} = 392.01 \text{ tn.m} \quad d = 139.25 \text{ cm}$$

$$x = c = 31.35 \text{ cm} \quad I_{cr1} = 23\,611\,938.69 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{8(392.01 \times 10^5)(139.25 - 31.35)}{23\,611\,938.69}$$

$$f_s = 1433.10 \leq 0.60 f_y$$

$$f_s = 1433.10 \leq 0.60 (4200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f_s = 1433.10 \text{ kg/cm}^2 \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$$

g. Separación máxima de la armadura

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

En el cual:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.70(h - d_c)}$$

$\gamma_e = 0.75$ Factor de exposición – clase 2 (Para vigas cajón)

$h = 150 \text{ cm} = 59.06 \text{ pulg}$

$d_c = 6.27 \text{ cm} = 2.47 \text{ pulg}$

$f_{ss} = 1433.10 \text{ kg/cm}^2 = 20.47 \text{ ksi}$

$$\beta_s = 1 + \frac{2.47}{0.70(59.06 - 2.47)}$$

$$\beta_s = 1.062$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{700(0.75)}{(1.062)(20.47)} - 2(2.47)$$

$$S_{m\acute{a}x} = 19.21 \text{ pulg} \approx 49 \text{ cm}$$

Barras en losa inferior $S = 18 \text{ cm} < S_{m\acute{a}x} = 49 \text{ cm}$

3.2.9.4 REVISIÓN DE FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA DE FLEXIÓN NEGATIVA – VIGA CAJÓN

a. Momento actuante

Usando la sección agrietada, para el diseño por el estado límite de

servicio I con $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1$

$$M_s = \eta [1.0M_{DC} + 1.0M_{LL+IM}]$$

$$M_s = -487.29 \text{ tn.m}$$

b. Ubicación del eje neutro

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15100 \sqrt{280}$$

$$E_c = 252\,671 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{252\,671} \approx 8$$

$$d_c = \text{recub.} + \emptyset \text{estribo} + \frac{\emptyset}{2}$$

$$d_l = 150 - 6.27$$

$$d_c = 5 + \frac{2.54}{2}$$

$$d_l = 143.73 \text{ cm} > 90 \text{ cm}$$

$$d_c = 6.27 \text{ cm}$$

(requiere A_{sk})

c. Reforzamiento longitudinal superficial

$$A_{sk} \geq 0.012(d_l - 30) \leq \frac{A_s - A_{ps}}{4}$$

$$h = 150 \text{ cm} = 4.92 \text{ pie}$$

$$d_l = 143.73 \text{ cm} = 56.59 \text{ pulg}$$

$$A_s = 38\emptyset 1'' = 193.80 \text{ cm}^2 = 30.04 \text{ pulg}^2$$

$$A_{sk} \geq 0.012(56.59 - 30)(4.92) \leq \frac{30.04 - 0}{4}$$

$$A_{sk} \geq 1.57 \text{ pulg}^2 \leq 7.51 \text{ pulg}^2$$

Adoptamos: $6\emptyset 3/4'' = 2.64 \text{ pulg}^2/\text{cara}$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d_l}{6} \text{ y } S_{m\acute{a}x} = 30 \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{143.73}{6}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 23.96 \text{ cm} > S_{adoptado} = 18.00 \text{ cm}$$

Usar: $\emptyset 3/4'' @ 0.18 \text{ m}$

d. Cálculo de la profundidad del eje neutro c

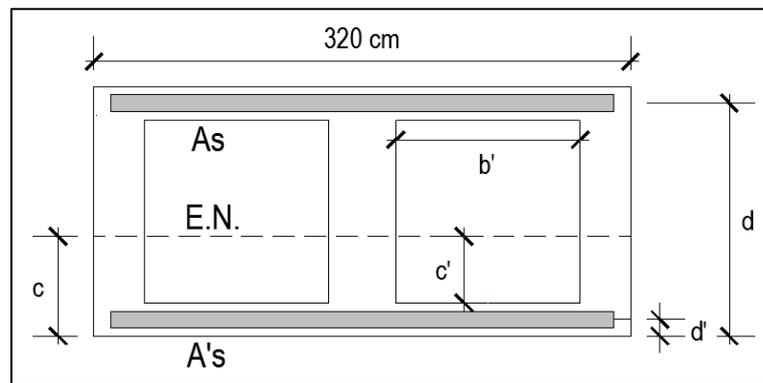


Figura 150: Peralte efectivo de la armadura de flexión negativa.

Fuente: (Elaboración propia).

$$A_s = 38\emptyset 1'' = 193.80 \text{ cm}^2$$

$$A's = 12\emptyset 1'' + 24\emptyset 5/8'' = 109.20 \text{ cm}^2$$

$$d = 138.75 \text{ cm} \quad b = 320 \text{ cm}$$

$$d' = 10.75 \text{ cm} \quad n = 8$$

$$c' = c - 20 \quad b' = 110 \text{ cm}$$

$$\frac{bc^2}{2} - \frac{110(c - 20)^2}{2} - \frac{110(c - 20)^2}{2} + (2n - 1)A'_s(c - d') = nA_s(d - c)$$

$$\frac{320c^2}{2} - 110(c - 20)^2 + (2(8) - 1)(109.20)(c - 10.75) = 8(193.80)(138.75 - c)$$

$$c = 30.38 \text{ cm}$$

e. Momento de inercia de la sección fisurada (I_{cr2})

$$I_{cr2} = \frac{bc^3}{3} - 2\left(\frac{b'c'^3}{3}\right) + (2n - 1)A'_s(c - d')^2 + nA_s(d - c)^2$$

$$I_{cr2} = \frac{(320)(30.38)^3}{3} - 2\left(\frac{(110)(10.38)^3}{3}\right) + (2(8) - 1)(109.20)(30.38 - 10.75)^2$$

$$+ 8(193.80)(138.75 - 30.38)^2$$

$$I_{cr2} = 21\,747\,984.72 \text{ cm}^4$$

f. Esfuerzos de acero bajo cargas de servicio

La relación entre el esfuerzo del acero f_s y el esfuerzo del concreto f_c es:

$$f_s = n f_c = n \frac{M(d - x)}{I_{cr}}$$

$n = 8$ $M_{200}^{servicio} = 487.29 \text{ tn.m}$ $d = 138.75 \text{ cm}$

$x = c = 30.38 \text{ cm}$ $I_{cr2} = 21\,747\,984.72 \text{ cm}^4$

$$f_s = \frac{8(487.29 \times 10^5)(138.75 - 30.38)}{21\,747\,984.72}$$

$$f_s = 1942.53 \leq 0.60 f_y$$

$$f_s = 1942.53 \leq 0.60 (4200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f_s = 1942.53 \text{ kg/cm}^2 \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$$

g. Separación máxima de la armadura

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{700 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

En el cual:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.70(h - d_c)}$$

$\gamma_e = 0.75$ Factor de exposición
– clase 2 (Para vigas cajón)

$h = 150 \text{ cm} = 59.06 \text{ pulg}$

$d_c = 6.27 \text{ cm} = 2.47 \text{ pulg}$

$f_{ss} = 1942.53 \text{ kg/cm}^2 = 27.75 \text{ ksi}$

$$\beta_s = 1 + \frac{2.47}{0.70(59.06 - 2.47)}$$

$$\beta_s = 1.062$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{700(0.75)}{(1.062)(27.75)} - 2(2.47)$$

$$S_{m\acute{a}x} = 12.87 \text{ pulg} \approx 33 \text{ cm}$$

Barras en losa superior $S = 18 \text{ cm} < S_{m\acute{a}x} = 33 \text{ cm}$

3.2.9.5 DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA

LN 14	LN 25	LN 19	LN 26	LN 24
5.932 mm	5.920 mm	5.915 mm	5.943 mm	5.976 mm

$$Y = 5.94 \text{ mm} < \Delta_{permitida} = 19 \text{ mm}$$

3.2.9.6 DEFLEXIÓN POR CARGA MUERTA

a. Medrado de cargas de la sección cajón del puente

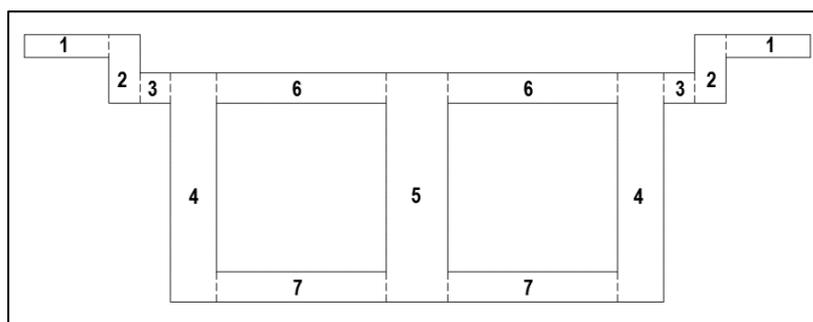


Figura 151: Medrado de cargas de la sección cajón.

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 59:

Medrado de cargas de la sección cajón

N	Descripción	N° veces	Base (m)	Altura (m)	Total (m ²)
1	Vereda	02	0.55	0.15	0.165
2	Viga sardinel	02	0.20	0.45	0.180
3	Losa voladizo	02	0.20	0.20	0.080
4	Viga exterior	02	0.30	1.50	0.900
5	Viga interior	01	0.40	1.50	0.600
6	Losa superior	02	1.10	0.20	0.440
7	Losa inferior	02	1.10	0.20	0.440
					2.805

Fuente: (Elaboración propia)

$$W_{viga\ cajón} = 2.805\ m^2 \times 2.40\ tn/m^3$$

$$W_{viga\ cajón} = 6.73\ tn/m$$

b. Medrado de cargas de la placa diafragma

$$W_{placa\ diafragma} = 1.10\ m \times 1.10\ m \times 0.20\ m \times 2.40\ tn/m^3$$

$$W_{placa\ diafragma} = 0.58\ tn$$

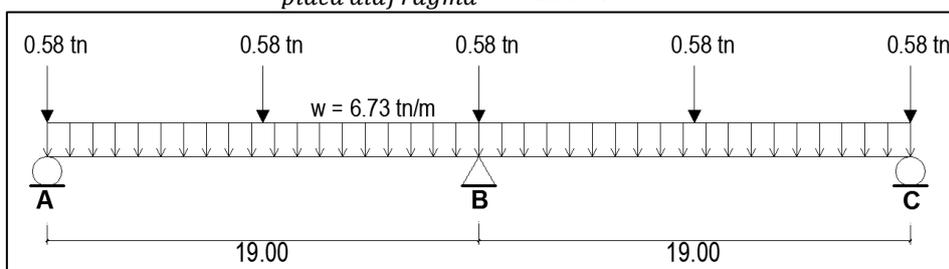


Figura 152: Medrado de cargas de la placa diafragma.

Fuente: (Elaboración propia).

Resultados obtenidos de CSi Bridge

$$M_{104(+)} = 171.40\ tn.m$$

$$M_{200(-)} = -305.53\ tn.m$$

TRAMO 1 $0 \leq x \leq 19$

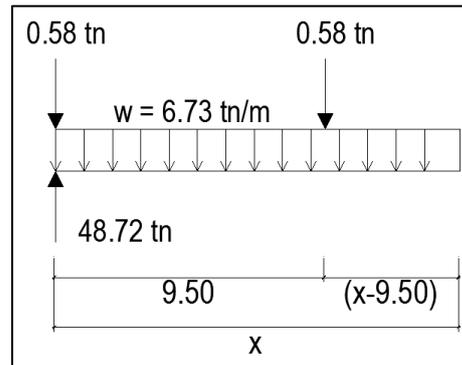


Figura 153: Cargas para obtener la deflexión del puente.
Fuente: (Elaboración propia).

$$\begin{aligned}
 EIY'' &= 48.72x - 0.58x - 0.58(x - 9.50) - 6.73x \frac{x}{2} \\
 EIY'' &= -3.365x^2 + 47.56x + 5.51 \\
 EIY' &= -\frac{3.365x^3}{3} + \frac{47.56x^2}{2} + 5.51x + C_1 \\
 EIY &= -\frac{3.365x^4}{12} + \frac{47.56x^3}{6} + \frac{5.51x^2}{2} + C_1x + C_2 \\
 x = 0, \quad y = 0 \quad C_2 &= 0 \\
 x = 19, \quad y = 0 \quad C_1 &= -990.494 \\
 EIY &= -\frac{3.365x^4}{12} + \frac{47.56x^3}{6} + \frac{5.51x^2}{2} - 990.494x
 \end{aligned}$$

TRAMO 2 $19 \leq x \leq 38$

$$EIY = -\frac{3.365(38 - x)^4}{12} + \frac{47.56(38 - x)^3}{6} + \frac{5.51(38 - x)^2}{2} - 990.494(38 - x)$$

c. Momento de inercia efectivo para flexión positiva

$$\begin{aligned}
 I_e &= I_{cr} + \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 (I_g - I_{cr}) \leq I_g \\
 I_{cr} &\leq I_e \leq I_g
 \end{aligned}$$

I_{cr} = Momento de inercia de la sección agrietada transformada a concreto.

I_e = Momento de inercia efectivo.

I_g = Momento de inercia de la sección total de concreto.

M_{cr} = Momento de agrietamiento $M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t}$

f_r = Modulo de rotura del concreto $f_r = 2\sqrt{f'_c}$ (kg/cm²)

Y_t = Distancia del eje centroidal a la fibra extrema en tracción.

d. Momento de inercia de la sección total del concreto (I_g)

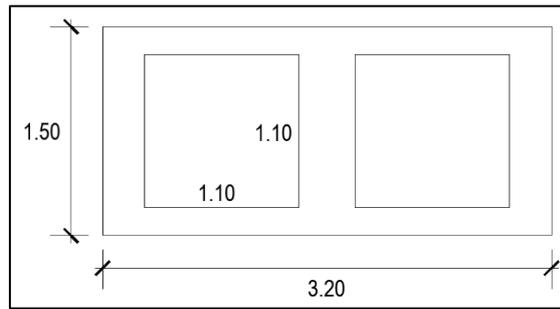


Figura 154: Momento de inercia de la sección cajón del puente.

Fuente: (Elaboración propia).

$$I_g = \frac{bh^3}{12} - \frac{2(b'h'^3)}{12}$$

$$I_g = \frac{320(150)^3}{12} - \frac{2(100)(110)^3}{12}$$

$$I_g = 65\,598\,333.33 \text{ cm}^4$$

e. Módulo de rotura del concreto (f_r)

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} = 2\sqrt{280} = 33.47 \text{ kg/cm}^2$$

f. Momento de agrietamiento para flexión (M_{cr})

$$M_{cr} = \frac{I_g f_r}{Y_t} = \frac{(65\,598\,333.33)(33.47)}{75.00} = 292.74 \text{ tn.m}$$

g. Momento de inercia efectivo para flexión positiva (I_{e1})

$$I_{e1} = I_{cr1} + \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 (I_g - I_{cr1}) \leq I_g$$

$$I_{e1} = 23\,611\,938.69 + \left(\frac{292.74}{171.40}\right)^3 (65\,598\,333.33 - 23\,611\,938.69)$$

$$I_{e1} = 232\,793\,987.50 \text{ cm}^4 \leq I_g = 65\,598\,333.33 \text{ cm}^4$$

Adoptamos

$$I_{e1} = 65\,598\,333.33 \text{ cm}^4$$

h. Momento de inercia efectivo para flexión negativa (I_{e2})

$$I_{e2} = I_{cr2} + \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 (I_g - I_{cr2}) \leq I_g$$

$$I_{e2} = 21\,747\,984.72 + \left(\frac{292.74}{305.53}\right)^3 (65\,598\,333.33 - 21\,747\,984.72)$$

$$I_{e2} = 60\,318\,698.48 \text{ cm}^4 \leq I_g = 65\,598\,333.33 \text{ cm}^4$$

Adoptamos

$$I_{e2} = 60\,318\,698.48 \text{ cm}^4$$

$$I_e = \frac{I_{e1} + I_{e2}}{2} = 62\,958\,515.91 \text{ cm}^4 = 0.630 \text{ m}^4$$

i. Deflexión permitida

Para cargas vehiculares y peatonales

$$\Delta_{\text{permitida}} = \frac{L}{1000} = \frac{19}{1000} = 19 \text{ mm}$$

j. Deflexión inmediata

La deflexión inmediata para $x = 7.60 \text{ m}$.

$$EIY = -\frac{3.365x^4}{12} + \frac{47.56x^3}{6} + \frac{5.51x^2}{2} - 990.494x$$

$$EIY = -\frac{3.365(7.60)^4}{12} + \frac{47.56(7.60)^3}{6} + \frac{5.51(7.60)^2}{2} - 990.494(7.60)$$

$$Y = \frac{-4\,824.54}{E_c I_e}$$

$$Y = \frac{-4\,824.54}{(2\,526\,710)(0.630)} = 0.0030 \text{ m} = 3.00 \text{ mm}$$

$$Y = 3.00 \text{ mm} < \Delta_{\text{permitida}} = 19 \text{ mm}$$

k. Deflexión a largo plazo

Si la deflexión instantánea es basada en I_e :

$$\lambda = 3.0 - 1.2 \left(\frac{A'_s}{A_s} \right)$$

Para flexión positiva

Para flexión negativa

$$\lambda_1 = 3.0 - 1.2 \left(\frac{129.36}{210.96} \right)$$

$$\lambda_2 = 3.0 - 1.2 \left(\frac{109.20}{193.80} \right)$$

$$\lambda_1 = 2.26$$

$$\lambda_1 = 2.32$$

$$\lambda = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2} = 2.29$$

$$Y = 3.00 \text{ mm}(2.29)$$

$$Y = 6.87 \text{ mm}$$

$$Y = 6.87 \text{ mm} < \Delta_{\text{permitida}} = 19 \text{ mm}$$

3.2.10 ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA EL ESTADO LÍMITE DE FATIGA II

Un camión de diseño con la separación constante de 9.14 m entre los ejes de 14.55 tn.

Carga dinámica permitida IM=15%

Factor de presencia múltiple debe ser removido.

3.2.10.1 CARGA MUERTA

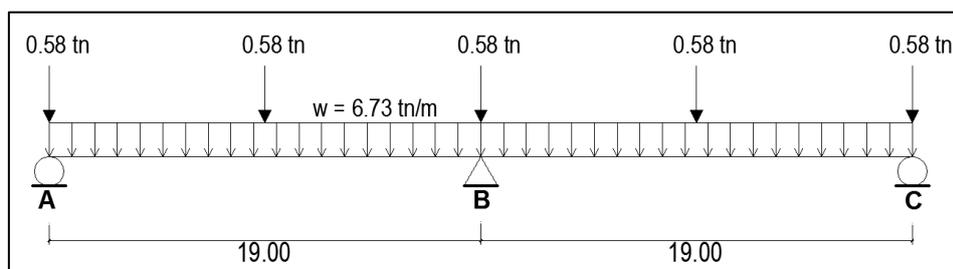


Figura 155: Cargas permanentes del puente.

Fuente: (Elaboración propia).

Resultados obtenidos de CSi Bridge

$$M_{104(+)} = 171.40 \text{ tn.m}$$

$$M_{200(-)} = -305.53 \text{ tn.m}$$

3.2.10.2 CARGA VIVA

Rueda delantera	=	3.65 tn x 1.15 x 0.75 = 3.15 tn
Rueda interior	=	14.55 tn x 1.15 x 0.75 = 12.55 tn
Rueda posterior	=	14.55 tn x 1.15 x 0.75 = 12.55 tn

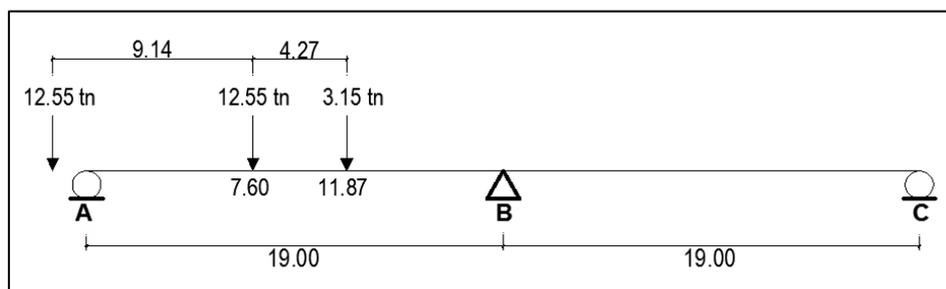


Figura 156: Ubicación del camión de fatiga para la máxima tracción en el refuerzo positivo.

Fuente: (Elaboración propia).

Resultados obtenidos de CSi Bridge

$$M_{104(+)} = 55.93 \text{ tn.m}$$

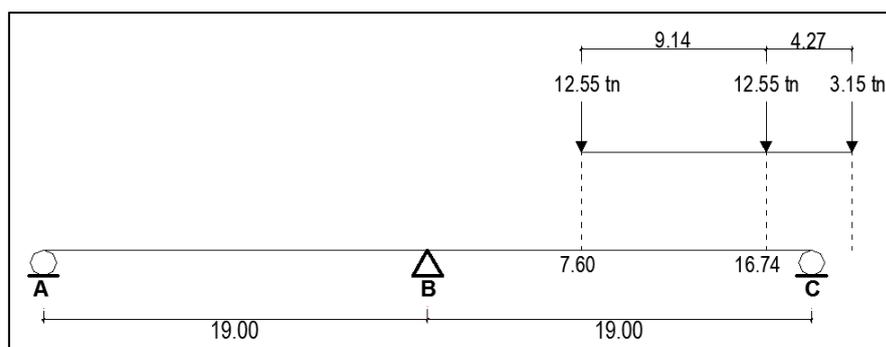


Figura 157: Ubicación del camión de fatiga para la máxima compresión en el refuerzo positivo.

Fuente: (Elaboración propia).

Resultados obtenidos de CSi Bridge

$$M_{104(-)} = -11.94 \text{ tn.m}$$

3.2.10.3 SECCIÓN FISURADA

Se utilizo la sección fisurada, si la suma de esfuerzos debido a cargas permanentes no mayoradas más la combinación de fatiga II da por resultado una tensión de tracción mayor que $0.80\sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$.

$$f_{tracción} = 0.80\sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{tracción} = 0.80\sqrt{280}$$

$$f_{tracción} = 13.39 \text{ kg/cm}^2$$

3.2.10.4 UBICACIÓN 104

Esfuerzo debido a cargas permanentes no mayoradas más la combinación de carga de fatiga II en la viga cajón

$$M'_{Fatiga II} = M_{DC} + M_{fat II}$$

$$M'_{Fatiga II} = 171.40 + 55.93$$

$$M'_{Fatiga II} = 227.33 \text{ tn.m}$$

$$f_{fatiga} = \frac{M_{fatiga}}{\frac{I_g}{Y_t}} = \frac{227.33 \times 10^5}{\frac{65\,598\,333.33}{75}} = 25.99 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{fatiga} = 25.99 \text{ kg/cm}^2 > f_{tracción} = 13.39 \text{ kg/cm}^2$$

El momento combinado en la ubicación 104 debido a la carga permanente del puente tipo cajón más la carga del camión de fatiga HL-93 es siempre positivo y nunca produce compresión en el acero de flexión

Por lo tanto, el máximo y mínimo esfuerzo por fatiga usando el momento positivo fisurado.

a. Esfuerzo máximo por fatiga

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{n(M_{DC}^{104} + M_{FAT II}^{104})(d - c)}{I_{cr1}}$$

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{8(171.40 + 55.93)(10^5)kg.cm(139.25 - 32.11)cm}{23\ 442\ 142.97\ cm^4}$$

$$f_{m\acute{a}x} = 831.19\ kg/cm^2$$

b. Esfuerzo mínimo por fatiga

$$f_{m\acute{i}n} = \frac{n(M_{DC}^{104} - M_{FAT II}^{104})(d - c)}{I_{cr1}}$$

$$f_{m\acute{i}n} = \frac{8(171.40 - 11.94)(10^5)kg.cm(139.25 - 32.11)cm}{23\ 442\ 142.97\ cm^4}$$

$$f_{m\acute{i}n} = 583.04\ kg/cm^2$$

El rango de tensión de fatiga en la ubicación 104 es:

$$f_f = f_{m\acute{a}x} - f_{m\acute{i}n}$$

$$f_f = 831.19 - 583.04$$

$$f_f = 248.15\ kg/cm^2$$

El límite de rango de tensión es:

$$f_{l\acute{i}mite} = 1687 - 0.33f_{m\acute{i}n}$$

$$f_{l\acute{i}mite} = 1687 - 0.33(583.04)$$

$$f_{l\acute{i}mite} = 1494.59\ kg/cm^2 > f_f = 248.15\ kg/cm^2$$

3.2.11 DISEÑO DEL ESTRIBO DE CONCRETO ARMADO

3.2.11.1 DATOS DEL PUENTE

Longitud del tramo	: 19.00 m
Ancho de calzada	: 3.60 m
Sobrecarga vehicular	: HL-93

3.2.11.2 DATOS DEL ESTRIBO

a. Propiedades de los materiales

Peso específico del concreto	: 2400 kg/m ³
Resistencia a la compresión del concreto	: 280 kg/cm ²
Resistencia del refuerzo del acero	: 4200 kg/cm ²

b. Recubrimientos de los refuerzos de acero

Recubrimiento de la pantalla superior	: 5 cm
Recubrimiento de alma y cuerpo	: 7.5 cm
Recubrimiento de la cara superior de la zapata	: 7.5 cm
Recubrimiento de la cara inferior de la zapata	: 7.5 cm

c. Propiedades de la roca de fundación y suelo de relleno

Capacidad admisible de la roca	$q_{adm} = 10 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico del suelo	$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$
Angulo de fricción del suelo	$\phi = 30^\circ$
Cohesión del suelo	$c = 0$

3.2.11.3 GEOMETRÍA DEL ESTRIBO

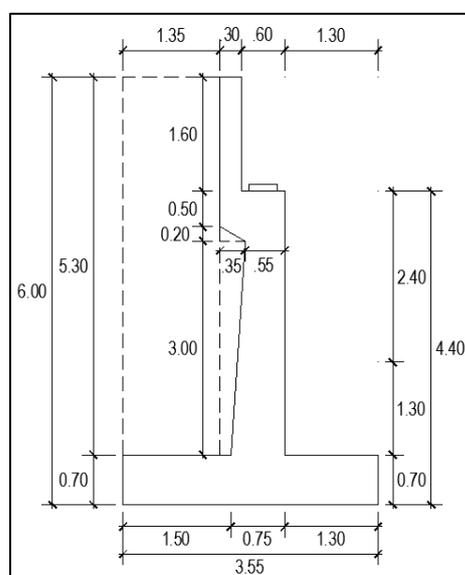


Figura 158: Geometría del estribo.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.11.4 METRADO DE CARGAS DEL PUENTE TIPO CAJÓN

a. Carga muerta

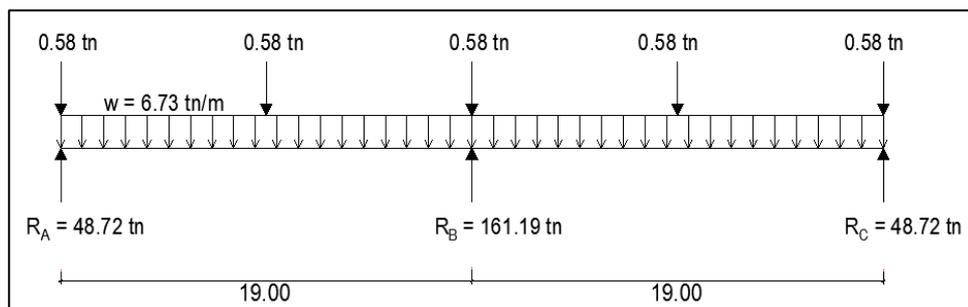


Figura 159: Carga muerta del tablero tipo viga cajón.
Fuente: (Elaboración propia).

$$P_{DC} = \frac{R_A}{3.20m} = \frac{48.72 \text{ tn}}{3.20 \text{ m}} = 15.23 \text{ tn/m}$$

b. Carga viva HL-93

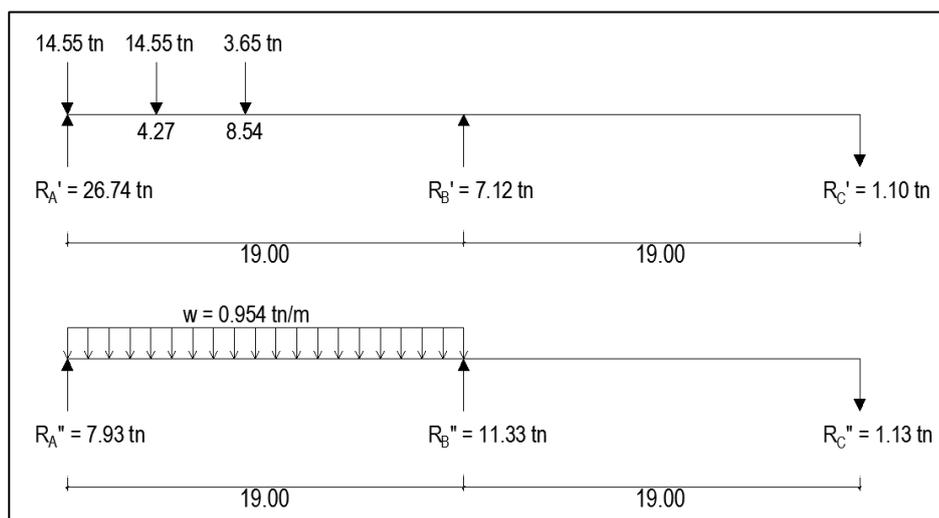


Figura 160: Carga vehicular y carga de carril de diseño.
Fuente: (Elaboración propia).

$$P_{LL+IM} = \frac{R'_A(1 + IM)FPM}{3.20} + \frac{R''_A(1)FPM}{3.20}$$

$$P_{LL+IM} = \frac{(26.74)(1.33)(1.20)}{3.20} + \frac{(7.93)(1.00)(1.20)}{3.20}$$

$$P_{LL+IM} = 16.31 \text{ tn/m}$$

3.2.11.5 CASO I: ESTRIBO CON PUENTE

a. Cargas verticales (considerando franja de 1m de longitud de estribo)

a.1. Cargas DC

a.1.1. Peso propio del estribo de concreto armado

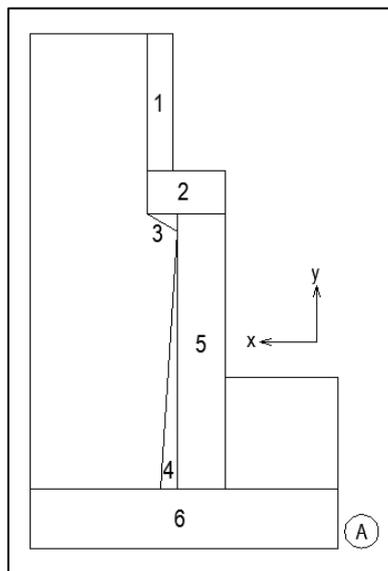


Figura 161: Medrado de cargas del estribo.

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 60:
Peso propio estribo de concreto armado

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Área (m ²)	Volumen (m ³)	DC (tn/m)	X _A (m)	Y _A (m)	X _A .DC (tn.m/m)	Y _A .DC (tn.m/m)
1	0.30	1.60	0.480	0.480	1.152	2.05	5.20	2.36	5.99
2	0.90	0.50	0.450	0.450	1.080	1.75	4.15	1.89	4.48
3	0.35	0.20	0.035	0.035	0.084	0.669	3.833	0.06	0.32
4	0.20	3.00	0.300	0.300	0.720	1.919	1.70	1.38	1.22
5	0.55	3.20	1.760	1.760	4.224	1.577	2.30	6.66	9.72
6	3.55	0.70	2.485	2.485	5.964	1.775	0.35	10.59	2.09
Σ=					13.224			22.94	23.82

Fuente: (Elaboración propia)

$$X_A = 1.734 \text{ m}$$

$$Y_A = 1.801 \text{ m}$$

a.1.2. Peso propio de la superestructura

$$P_{DC} = 15.23 \text{ tn/m}$$

$$X_A = 1.60 \text{ m}$$

a.2. Carga EV

a.2.1. Peso del terreno

$$P.e. = 1.925 \text{ tn/m}^3$$

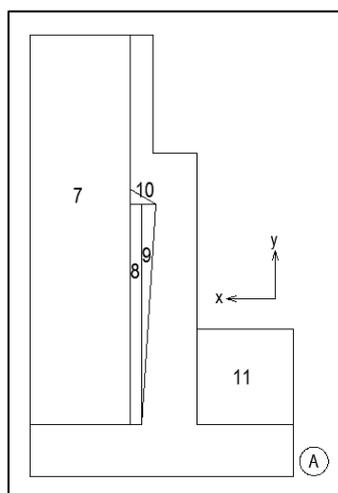


Figura 162: Medrado de cargas del terreno.

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 61:
Peso del terreno

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Área (m ²)	Volumen (m ³)	EV (tn/m)	X _A (m)	Y _A (m)	X _A .EV (tn.m/m)	Y _A .EV (tn.m/m)
7	1.35	5.30	7.155	7.155	13.773	2.875	3.35	39.60	46.14
8	0.15	3.00	0.450	0.450	0.866	2.125	2.20	1.84	1.91
9	0.20	3.00	0.300	0.300	0.578	1.985	2.70	1.15	1.56
10	0.35	0.20	0.035	0.035	0.067	2.085	3.767	0.14	0.25
11	1.30	1.30	1.690	1.690	3.253	0.65	1.35	2.11	4.39
Σ=					18.538			44.84	54.25

Fuente: (Elaboración propia).

$$X_A = 2.419 \text{ m}$$

$$Y_A = 2.927 \text{ m}$$

a.3. Carga LL+IM

a.3.1. Carga viva e impacto desde la superestructura

$$P_{LL+IM} = 16.31 \text{ tn/m}$$

$$X_A = 1.60 \text{ m}$$

a.4. Carga LS

a.4.1. Sobrecarga por carga viva en el terreno

Altura Equivalente del suelo por s/c $H_{eq} = 0.60 \text{ m}$

$LS_y = 1.35\text{m} \times 0.60\text{m} \times 1.925\text{tn/m}^3$

$LS_y = 1.56 \text{ tn/m}$

$X_A = 2.875 \text{ m}$

*Tabla 62:
Resumen de cargas verticales*

CARGA	TIPO	V (tn/m)	X_A (m)	M_V (tn.m/m)
DC	DC	13.224	1.734	22.94
P_{DC}	DC	15.23	1.60	24.37
EV	EV	18.538	2.419	44.84
P_{LL+IM}	LL+IM	16.31	1.60	26.10
LS_y	LS	1.56	2.875	4.48
$\Sigma =$		64.86		122.72

Fuente: (Elaboración propia).

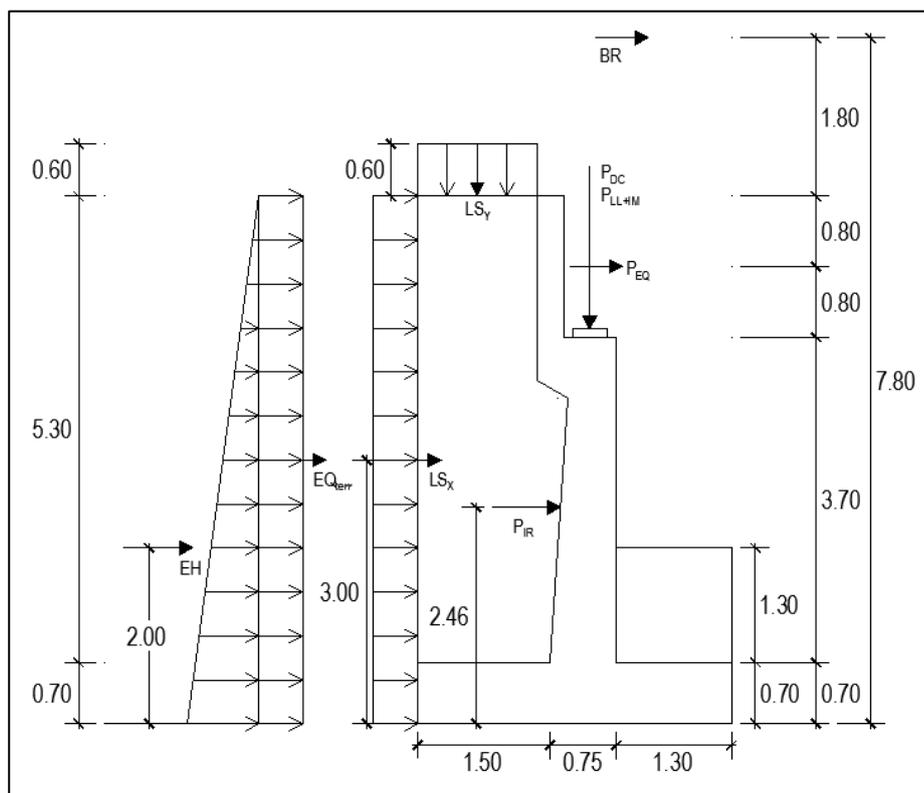


Figura 163: Cargas horizontales y verticales aplicadas al estribo.

Fuente: (Elaboración propia).

b. Cargas horizontales (considerando franja de 1m de longitud de estribo)**b.1. Cálculo del coeficiente de empuje activo (K_a)**

$$\phi_f = \text{Ángulo de fricción interna} = 30^\circ$$

$$\delta = \text{Ángulo de fricción entre el suelo y el muro} = 0^\circ$$

$$\beta = \text{Ángulo de material del suelo con la horizontal} = 0^\circ$$

$$\Theta = \text{Ángulo de inclinación del muro del lado del terreno} = 90^\circ$$

Para $\delta = \beta = 0$ y $\Theta = 90^\circ$ las fórmulas AASHTO se convierten en:

$$K_a = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_f}{2} \right)$$

$$K_a = tg^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right)$$

$$K_a = 0.333$$

b.2. Carga LS**b.2.1. Sobrecarga por carga viva en el terreno**

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva

$$p'' = K_a \cdot h' \cdot \gamma_t$$

$$p'' = (0.333)(0.60)(1.925 \text{ tn/m}^3)$$

$$p'' = 0.385 \text{ tn/m}^2$$

$$LS_x = H(p'')$$

$$LS_x = 6.00\text{m} \times 0.385\text{tn/m}^3$$

$$LS_x = 2.31 \text{ tn/m}$$

$$Y_A = 3.00 \text{ m}$$

b.3. Carga EH**b.3.1. Presión lateral del terreno**

$$p = K_a \cdot H \cdot \gamma_t$$

$$p = (0.333)(6.00)(1.925 \text{ tn/m}^3)$$

$$p = 3.850 \text{ tn/m}^2$$

$$EH = \frac{1}{2} H(p)$$

$$EH = \frac{1}{2} (6.00\text{m})(3.850\text{tn/m}^2)$$

$$EH = 11.55 \text{ tn/m}$$

$$Y_A = 2.00 \text{ m}$$

b.4. Cargas EQ**b.4.1. Acción sísmica**

Efecto combinado de Pae y Pir

Presión estática del terreno más su efecto dinámico

$$\phi_f = \text{Ángulo de fricción interna} = 30^\circ$$

$$\delta = \text{Ángulo de fricción entre el suelo y el muro} = 0^\circ$$

$$i = \text{Ángulo de material del suelo con la horizontal} = 0^\circ$$

$$\beta = \text{Ángulo de inclinación del muro con la vertical} = 0^\circ$$

$$K_h = \text{Coeficiente de aceleración horizontal.}$$

$$F_{pga} = \text{Factor del lugar.}$$

PGA = Coeficiente sísmico de aceleración horizontal máximo del terreno en roca.

$K_h = 0.50 K_{ho}$

$K_h = 0.50(1.20)F_{pga}(PGA) = 0.50(1.20)(0.80)(0.23) = 0.11$

$K_v =$ Coeficiente de aceleración vertical = 0

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1-K_v}\right)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{0.11}{1-0}\right)$$

$$\theta = \arctan(0.11)$$

$$\theta = 6.30^\circ$$

El método de Mononobe-Okabe, es aplicable cuando

$$\phi \geq i + \theta$$

$$30^\circ \geq 0 + 6.30^\circ \text{ Ok}$$

el coeficiente de presión activa sísmica del terreno es:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{AE} = 0.404$$

Entonces:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma_t H^2$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} (0.404)(1.925 \text{ tn/m}^3)(6 \text{ m})^2$$

$$P_{AE} = 14.00 \text{ tn/m}$$

b.4.2. Acción sísmica del terreno (EQ_{terr})

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH$$

$$EQ_{terr} = (14.00 - 11.55) \text{ tn/m}$$

$$EQ_{terr} = 2.45 \text{ tn/m}$$

$$Y_A = 3.00 \text{ m}$$

b.4.3. Fuerza inercial del estribo (P_{IR})

Como:

$W_w + W_s$ = Peso del estribo y terreno tributario

$$W_w + W_s = 13.22 + 18.54$$

$$W_w + W_s = 31.76 \text{ tn/m}$$

$$P_{IR} = K_h(W_w + W_s)$$

$$P_{IR} = 0.11(31.76)$$

$$P_{IR} = 3.49 \text{ tn/m}$$

$$0.5P_{IR} = 1.75 \text{ tn/m}$$

Y_A = C.G. del estribo y terreno tributario

$$Y_A = \frac{(13.22 \text{ tn/m})(1.801 \text{ m}) + (18.54 \text{ tn/m})(2.927 \text{ m})}{31.76 \text{ tn/m}}$$

$$Y_A = 2.46 \text{ m}$$

b.4.4. Carga sísmica por superestructura (P_{EQ})

$$P_{EQ} = P_{DC}(A_S) \qquad A_S = 1.20(F_{pga})(PGA) = Kho$$

$$P_{EQ} = 3.36 \text{ tn/m} \qquad A_S = 1.20(0.80)(0.23)$$

$$Y_A = 5.20 \text{ m} \qquad A_S = 0.22$$

b.5. Carga BR

b.5.1. Frenado

$$BR = 1.99 \text{ tn/m}$$

$$Y_A = 7.80 \text{ m}$$

*Tabla 63:
Resumen de cargas horizontales*

CARGA	TIPO	H (tn/m)	Y _A (m)	M _H (tn.m/m)
LS _X	LS	2.31	3.000	6.93
EH	EH	11.55	2.000	23.10
EQ _{terr}	EQ	2.45	3.000	7.35
0.5P _{IR}	EQ	1.75	2.458	4.29
P _{EQ}	EQ	3.36	5.200	17.49
BR	BR	1.99	7.800	15.52
Σ=		23.41		74.68

Fuente: (Elaboración propia).

c. Estados limites aplicables y combinaciones de cargas

*Tabla 64:
Factores de carga utilizados*

Estado Limite	γ _{DC}	γ _{DW}	γ _{EV}	γ _{LL+IM}	γ _{LSY}	γ _{LSX}	γ _{EH}	γ _{EQ}	γ _{BR}	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	0.00	0.00	1.75	1.50	0.00	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	0.00	1.75	Presiones y resistencia
Ev. Extremo Ia	0.90	0.65	1.00	0.00	0.00	0.50	1.50	0.50	0.50	Deslizamiento y vuelco
Ev. Extremo Ib	1.25	1.50	1.35	0.50	0.50	0.50	1.50	0.50	0.50	Presiones y resistencia
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	Agrietamiento

Fuente: (Elaboración propia).

c.1. Caso I: Estribo con puente

*Tabla 65:
Cargas verticales (Vu)*

TIPO CARGA	DC		EV	LL+IM	LS	$\Sigma =$ Vu(tn)
	DC	P _{DC}	EV	P _{LL+IM}	LS _y	
V(tn) =	13.22	15.23	18.54	16.31	1.56	64.86
γ =	0.90	0.90	1.00	1.00	0.00	
Resistencia I a	11.90	13.71	18.54	0.00	0.00	44.15
γ =	1.25	1.25	1.35	1.75	1.75	
Resistencia I b	16.53	19.04	25.03	28.54	2.73	91.86
γ =	0.90	0.90	1.00	0.00	0.00	
Ev. Extremo I a	11.90	13.71	18.54	0.00	0.00	44.15
γ =	1.25	1.25	1.35	0.50	0.50	
Ev. Extremo I b	16.53	19.04	25.03	8.16	0.78	69.53
γ =	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Servicio I	13.22	15.23	18.54	16.31	1.56	64.86

Fuente: (Elaboración propia).

*Tabla 66:
Momento estabilizador por cargas verticales (Mvu)*

TIPO CARGA	DC		EV	LL+IM	LS	$\Sigma =$ M _{Vu} (tn.m)
	DC	P _{DC}	EV	P _{LL+IM}	LS _y	
Mv (tn.m) =	22.94	24.37	44.84	26.10	4.48	122.72
γ =	0.90	0.90	1.00	0.00	0.00	
Resistencia I a	20.64	21.93	44.84	0.00	0.00	87.42
γ =	1.25	1.25	1.35	1.75	1.75	
Resistencia I b	28.67	30.46	60.53	45.67	7.84	173.18
γ =	0.90	0.90	1.00	0.00	0.00	
Ev. Extremo I a	20.64	21.93	44.84	0.00	0.00	87.42
γ =	1.25	1.25	1.35	0.50	0.50	
Ev. Extremo I b	28.67	30.46	60.53	13.05	2.24	134.96
γ =	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Servicio I	22.94	24.37	44.84	26.10	4.48	122.72

Fuente: (Elaboración propia).

*Tabla 67:
Cargas horizontales (Hu)*

TIPO CARGA	LS _x	EH	EO	BR	$\Sigma =$ Hu(tn.m)		
	LS _x	EH	EO _{ter}	0.5P _{IR}		P _{EO}	BR
H(tn) =	2.31	11.55	2.45	1.75	3.36	1.99	23.41
γ =	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
Resistencia I a	4.04	17.33	0.00	0.00	0.00	3.48	24.85
γ =	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
Resistencia I b	4.04	17.33	0.00	0.00	0.00	3.48	24.85
γ =	0.50	1.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
Ev. Extremo I a	1.16	17.33	1.22	0.87	1.68	1.00	23.25
γ =	0.50	1.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
Ev. Extremo I b	1.16	17.33	1.22	0.87	1.68	1.00	23.25
γ =	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
Servicio I	2.31	11.55	0.00	0.00	0.00	1.99	15.85

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 68:
Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu)

TIPO CARGA	LS _x	EH	EQ _{terr}	EQ	P _{EQ}	BR	Σ = M _{Hu} (tn.m)
MH(tn.m) =	6.93	23.10	7.35	4.29	17.49	15.52	74.68
y =	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
Resistencia I a	12.13	34.65	0.00	0.00	0.00	27.16	73.94
y =	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
Resistencia I b	12.13	34.65	0.00	0.00	0.00	27.16	73.94
y =	0.50	1.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
Ev. Extremo I a	3.47	34.65	3.67	2.15	8.74	7.76	60.44
y =	0.50	1.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
Ev. Extremo I b	3.47	34.65	3.67	2.15	8.74	7.76	60.44
y =	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
Servicio I	6.93	23.10	0.00	0.00	0.00	15.52	45.55

Fuente: (Elaboración propia).

c.1.1. Chequeo de estabilidad y esfuerzos

c.1.1.1. Vuelco alrededor del punto "A"

Cálculo de e_{max}

Estado límite de resistencia

$$e_{max} \leq 0.45B$$

$$e_{max} = 0.45(3.55m)$$

$$e_{max} = 1.60 \text{ m}$$

Estado límite de evento extremo

$$\gamma_{EQ} = 0.50$$

$$e_{max} = \left(\frac{11}{30}\right) B$$

$$e_{max} = 0.367(3.55m)$$

$$e_{max} = 1.30 \text{ m}$$

Tabla 69:
Vuelco alrededor del punto A

Estado	Vu (tn/m)	Mvu (tn.m/m)	Mhu (tn.m/m)	$Xo(m) = \frac{Mvu - Mhu}{vu}$	$e = \frac{B}{2} - Xo$	e _{max} (m)
Resistencia Ia	44.15	87.42	73.94	0.31	1.47	1.60
Resistencia Ib	91.86	173.18	73.94	1.08	0.69	1.60
Ev. Extremo Ia	44.15	87.42	60.44	0.61	1.16	1.30
Ev. Extremo Ib	69.53	134.96	60.44	1.07	0.70	1.30

Fuente: (Elaboración propia).

c.1.1.2. Deslizamiento en la base del estribo

$$\mu = tg\phi_f = tg35^\circ = 0.70$$

$$\phi_T = 1.00 \text{ Estado l\u00edmite de Resistencia}$$

$$\phi_T = 1.00 \text{ Estado l\u00edmite de Evento Extremo}$$

*Tabla 70:
Deslizamiento en la base del estribo*

ESTADO	Vu (tn/m)	Resistente Ff=μ.(ϕt.Vu) (tn/m)	> Actuante (tn/m)
Resistencia Ia	44.15	30.91	24.85
Resistencia Ib	91.86	64.32	24.85
Ev. Extremo Ia	44.15	30.91	23.25
Ev. Extremo Ib	69.53	48.68	23.25

Fuente: (Elaboraci\u00f3n propia).

c.1.1.3. Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

Estado l\u00edmite de resistencia, con ϕ_b = 0.45

$$q_R = \phi_b q_n$$

$$q_R = \phi_b (FS)(q_{adm})$$

$$q_R = 0.45(3)(10.00)$$

$$q_R = 13.50 \text{ kg/cm}^2$$

Estado l\u00edmite de evento extremo, con ϕ_b = 1.00

$$q_R = \phi_b (FS)(q_{adm})$$

$$q_R = 1.00(3)(10.00)$$

$$q_R = 30.00 \text{ kg/cm}^2$$

Estado l\u00edmite de servicio

$$q_{adm} = 10.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{m\u00e1x} = \frac{Vu}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$q_{m\u00edn} = \frac{Vu}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

Tabla 71:
Presiones actuantes en la base del estribo

Estado	Vu (tn/m)	Mvu (tn.m/m)	Mhu (tn.m/m)	$Xo = \frac{Mvu - Mhu}{Vu}$	$e = \frac{B}{2} - Xo$	Q _{máx}	Q _{mín}	q _R (kg/cm ²)
Resistencia Ia	44.15	87.42	73.94	0.31	1.47	4.33	-1.85	13.50
Resistencia Ib	91.86	173.18	73.94	1.08	0.69	5.63	-0.45	13.50
Ev. Extremo Ia	44.15	87.42	60.44	0.61	1.16	3.69	-1.20	30.00
Ev. Extremo Ib	69.53	134.96	60.44	1.07	0.70	4.29	-0.37	30.00
Servicio	64.86	122.72	45.55	1.19	0.59	3.63	0.02	10.00

Fuente: (Elaboración propia).

c.2. Caso II: Estribo sin puente

Tabla 72:
Cargas verticales (Vu)

TIPO CARGA	DC DC	EV EV	LS LSy	Σ= Vu(tn)
V(tn) =	13.22	18.54	1.56	33.32
γ =	0.90	1.00	0.00	
Resistencia I a	11.90	18.54	0.00	30.44
γ =	1.25	1.35	1.75	
Resistencia I b	16.53	25.03	2.73	44.28
γ =	0.90	1.00	0.00	
Ev. Extremo I a	11.90	18.54	0.00	30.44
γ =	1.25	1.35	0.50	
Ev. Extremo I b	16.53	25.03	0.78	42.34
γ =	1.00	1.00	1.00	
Servicio I	13.22	18.54	1.56	33.32

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 73:
Momento estabilizador por cargas verticales (Mvu)

TIPO CARGA	DC DC	EV EV	LS LSy	Σ= Mvu(tn.m)
Mv(tn.m) =	22.94	44.84	4.48	72.26
γ =	0.90	1.00	0.00	
Resistencia I a	20.64	44.84	0.00	65.48
γ =	1.25	1.35	1.75	
Resistencia I b	28.67	60.53	7.84	97.05
γ =	0.90	1.00	0.00	
Ev. Extremo I a	20.64	44.84	0.00	65.48
γ =	1.25	1.35	0.50	
Ev. Extremo I b	28.67	60.53	2.24	91.45
γ =	1.00	1.00	1.00	
Servicio I	22.94	44.84	4.48	72.26

Fuente: (Elaboración propia).

*Tabla 74:
Cargas horizontales (Hu)*

TIPO	LS_X	EH	EQ		Σ=
CARGA	LS_X	EH	EQ_{terr}	0.5P_{IR}	Hu(tn)
H(tn) =	2.31	11.55	2.45	1.75	18.06
γ =	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia I a	4.04	17.33	0.00	0.00	21.37
γ =	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia I b	4.04	17.33	0.00	0.00	21.37
γ =	0.50	1.50	0.50	0.50	
Ev. Extremo I a	1.16	17.33	1.22	0.87	20.58
γ =	0.50	1.50	0.50	0.50	
Ev. Extremo I b	1.16	17.33	1.22	0.87	20.58
γ =	1.00	1.00	0.00	0.00	
Servicio I	2.31	11.55	0.00	0.00	13.86

Fuente: (Elaboración propia).

*Tabla 75:
Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu)*

TIPO	LS_X	EH	EQ		Σ=
CARGA	LS_X	EH	EQ_{terr}	0.5P_{IR}	M_{Hu}(tn.m)
MH(tn.m) =	6.93	23.10	7.35	4.29	41.67
γ =	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia I a	12.13	34.65	0.00	0.00	46.78
γ =	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia I b	12.13	34.65	0.00	0.00	46.78
γ =	0.50	1.50	0.50	0.50	
Ev. Extremo I a	3.47	34.65	3.67	2.15	43.93
γ =	0.50	1.50	0.50	0.50	
Ev. Extremo I b	3.47	34.65	3.67	2.15	43.93
γ =	1.00	1.00	0.00	0.00	
Servicio I	6.93	23.10	0.00	0.00	30.03

Fuente: (Elaboración propia).

c.2.1. Chequeo de estabilidad y esfuerzos

*Tabla 76:
Vuelco alrededor del punto A*

Estado	Vu (tn/m)	Mvu (tn.m/m)	Mhu (tn.m/m)	$Xo(m) = \frac{Mvu-Mhu}{Vu}$	$e = \frac{B}{2} - Xo$	e_{max} (m)
Resistencia Ia	30.44	65.48	46.78	0.61	1.14	1.60
Resistencia Ib	44.28	97.05	46.78	1.14	0.61	1.60
Ev. Extremo Ia	30.44	65.48	43.93	0.71	1.04	1.30
Ev. Extremo Ib	42.34	91.45	43.93	1.12	0.63	1.30

Fuente: (Elaboración propia).

c.2.1.1. Deslizamiento en la base del estribo

$$\mu = tg\phi_f = tg35^\circ = 0.70$$

$\phi_T = 1.00$ Estado límite de Resistencia

$\phi_T = 1.00$ Estado límite de Evento Extremo

*Tabla 77:
Deslizamiento en la base del estribo*

ESTADO	Vu (tn/m)	Resistente $F_f = \mu \cdot (\phi_T \cdot Vu)$ (tn/m)	> Actuante (tn/m)
Resistencia Ia	30.44	21.39	21.37
Resistencia Ib	44.28	31.01	21.37
Ev. Extremo Ia	30.44	21.31	20.58
Ev. Extremo Ib	42.34	29.64	20.58

Fuente: (Elaboración propia).

*Tabla 78:
Presiones actuantes en la base del estribo*

Estado	Vu (tn/m)	Mvu (tn.m/m)	Mhu (tn.m/m)	$Xo = \frac{Mvu-Mhu}{Vu}$	$e = \frac{B}{2} - Xo$	q_{max}	q_{min}	q_R
Resistencia Ia	30.44	65.48	46.78	0.61	1.14	2.50	-0.79	13.50
Resistencia Ib	44.28	97.05	46.78	1.14	0.61	2.54	-0.05	13.50
Ev. Extremo Ia	30.44	65.48	43.93	0.71	1.04	2.37	-0.65	30.00
Ev. Extremo Ib	42.34	91.45	43.93	1.12	0.63	2.46	-0.07	30.00
Servicio	33.32	72.26	30.03	1.27	0.48	1.70	0.17	10.00

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.11.6 DISEÑO DE LA PANTALLA DEL ESTRIBO

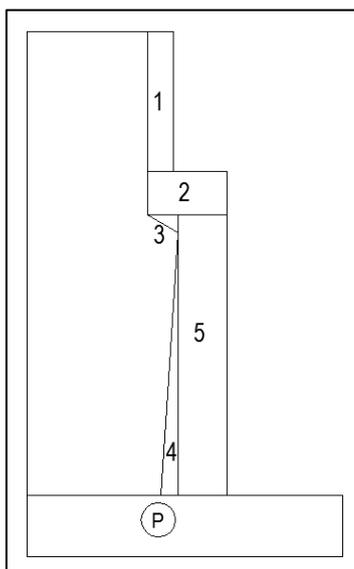


Figura 164: Metrado de cargas de la pantalla del estribo

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 79:
Metrado de cargas

Elemento	Volumen (m ³)	DC (tn/m)	Y _P (m)	Y _P .DC (tn.m/m)
1	0.480	1.152	4.50	5.18
2	0.450	1.080	3.45	3.73
3	0.035	0.084	3.133	0.26
4	0.300	0.720	1.00	0.72
5	1.760	4.224	1.60	6.76
Σ=		7.260		16.65

Fuente: (Elaboración propia).

$$Y_P = 2.29 \text{ m}$$

a. Cargas actuantes

a.1. Carga LS

a.1.1. Sobrecarga por carga viva en el terreno

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva

$$p'' = K_a \cdot h' \cdot \gamma_t$$

$$p'' = (0.333)(0.60)(1.925 \text{ tn/m}^3)$$

$$p'' = 0.385 \text{ tn/m}^2$$

$$LS_x = H(p'')$$

$$LS_x = 5.30 \text{ m} \times 0.385 \text{ tn/m}^2$$

$$LS_x = 2.04 \text{ tn/m}$$

$$Y_P = 2.65 \text{ m}$$

a.2. Carga EH

a.2.1. Presión lateral del terreno

$$p = K_a \cdot H \cdot \gamma t$$

$$p = (0.333)(5.30)(1.925 \text{ tn/m}^3)$$

$$p = 3.401 \text{ tn/m}^2$$

$$EH = \frac{1}{2} H(p)$$

$$EH = \frac{1}{2} (5.30\text{m})(3.401\text{tn/m}^2)$$

$$EH = 9.01 \text{ tn/m}$$

$$Y_A = 1.767 \text{ m}$$

a.3. Carga EQ

a.3.1. Acción sísmica

El coeficiente de presión activa sísmica del terreno es:

$$K_{AE} = 0.404$$

Entonces:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma_t H^2$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} (0.404)(1.925\text{tn/m}^3)(5.30\text{m})^2$$

$$P_{AE} = 10.92 \text{ tn/m}$$

a.3.2. Acción sísmica del terreno (EQ_{terr})

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH$$

$$EQ_{terr} = (10.92 - 9.01)\text{tn/m}$$

$$EQ_{terr} = 1.91 \text{ tn/m}$$

$$Y_P = 2.65 \text{ m}$$

a.3.3. Fuerza inercia del estribo P_{IR}

Para el diseño estructural calculamos P_{IR} sin incluir la masa del suelo sobre el talón.

$$P_{IR} = \text{Fuerza inercial del estribo.}$$

$$K_h = \text{Coeficiente de aceleración horizontal.}$$

$$West = \text{Peso de pantalla}$$

$$P_{IR} = K_h \cdot West$$

$$P_{IR} = 0.11(7.26)$$

$$P_{IR} = 0.80 \text{ tn/m}$$

$$0.50 \cdot P_{IR} = 0.40 \text{ tn/m}$$

$$Y_P = 2.29 \text{ m}$$

a.3.4. Carga sísmica por superestructura (P_{EQ})

$$P_{EQ} = P_{DC}(A_S) \qquad A_S = 1.20(F_{pga})(PGA) = K_h o$$

$$P_{EQ} = 3.36 \text{ tn/m} \qquad A_S = 1.20(0.80)(0.23)$$

$$Y_A = 4.50 \text{ m} \qquad A_S = 0.22$$

a.4. Carga BR

a.4.1. Frenado

$$BR = 1.99 \text{ tn/m}$$

$$Y_A = 7.10 \text{ m}$$

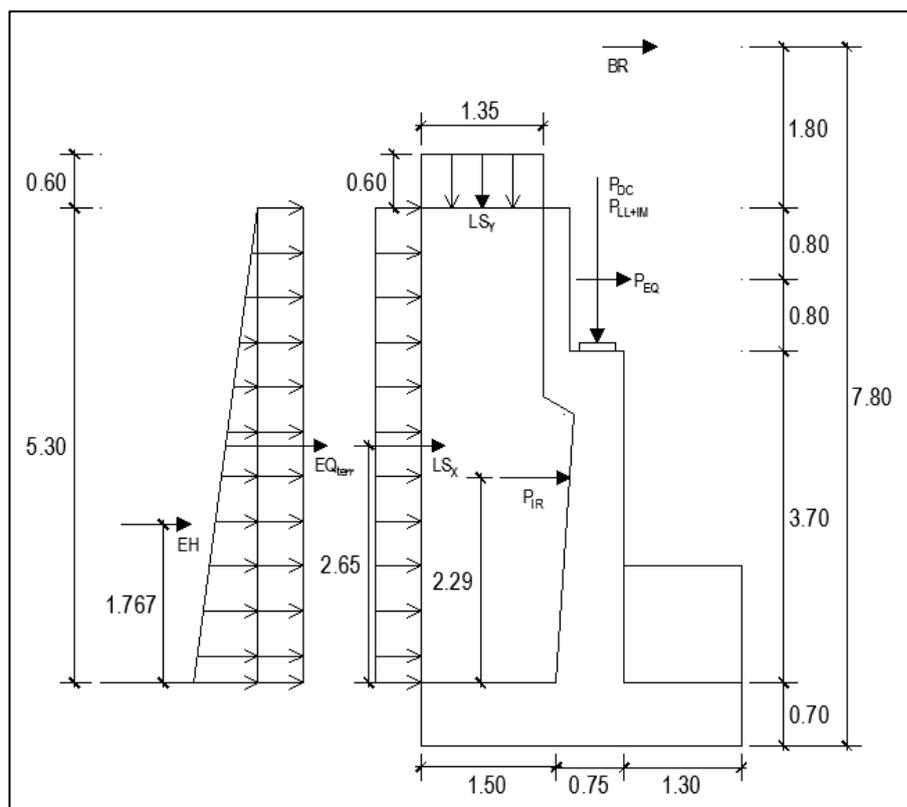


Figura 165: Cargas actuantes en la pantalla del estribo
Fuente: (Elaboración propia).

*Tabla 80:
Resumen de cargas horizontales para el diseño de pantalla*

CARGA	TIPO	H (tn/m)	Y _P (m)	M _H (tn.m/m)
LS _x	LS	2.04	2.65	5.41
EH	EH	9.01	1.767	15.92
EQ _{terr}	EQ	1.91	2.65	5.06
0.5P _{IR}	EQ	0.40	2.29	0.92
P _{EQ}	EQ	3.36	4.50	15.13
BR	BR	1.99	7.10	14.13
Σ=		18.72		56.57

Fuente: (Elaboración propia).

b. Momento de diseño en la base de la pantalla del estribo**b.1. Estado límite de resistencia I**

$$\text{Con } \eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1$$

$$M_U = n[1.75M_{LS} + 1.50M_{EH} + 1.75M_{BR}]$$

$$M_U = 1.00[1.75(5.41) + 1.50(15.92) + 1.75(14.13)]$$

$$M_U = 58.08 \text{ tn Gobierna}$$

b.2. Estado límite de evento extremo I

$$\text{Con } \eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1$$

$$M_U = n[0.50M_{LS} + 1.50M_{EH} + 1.00M_{EQ} + 0.50M_{BR}]$$

$$M_U = 1.00[0.50(5.41) + 1.50(15.92)M_{EH} + 1.00(5.06 + 0.92 + 15.13) + 0.50(14.13)]$$

$$M_U = 54.76 \text{ tn}$$

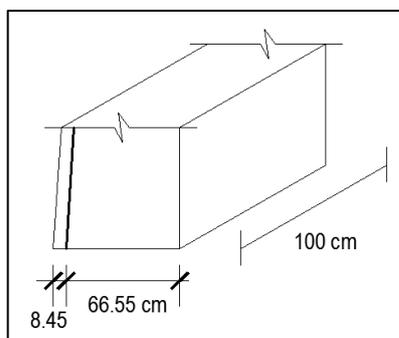
c. Diseño de acero para pantalla de estribo

Figura 166: Diseño acero para base de pantalla de estribo.

Fuente: (Elaboración propia).

c.1. Características

$$M_u(+) = 58.08 \quad \text{Tn-m}$$

$$M_u(+) = 5,808,000 \quad \text{kg-cm}$$

$$f'_c = 280 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

$$h = 75 \quad \text{cm}$$

$$\Phi = 0.90$$

c.2. Peralte efectivo

Utilizando acero de Ø1" y recubrimiento rec = 7.5 cm

$$d = h - rec - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 75 - 7.50 - \frac{2.54}{2}$$

$$d = 66.23 \text{ cm}$$

c.3. Cálculo del acero por tanteos

Primer tanteo

$$a_1 = \frac{d}{6} \qquad A_{S1} = \frac{M_U}{\emptyset f_Y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \qquad a_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b}$$

$$a_1 = \frac{66.23}{6} \qquad A_{S1} = \frac{5\,808\,000}{0.90(4200) \left(66.23 - \frac{11.04}{2} \right)} \qquad a_1 = \frac{25.31(4200)}{0.85(280)(100)}$$

a₁= 11.04 cm A_{S1}= 25.31 cm² a₁= 4.47 cm

Segundo tanteo

a₂= 4.47 cm A_{S2}= 24.01 cm² a₂= 4.24 cm

Tercer tanteo

a₃= 4.24 cm A_{S3}= 23.97 cm² a₃= 4.23 cm

c.4. Espaciamiento de acero en pantalla de estribo

$$S = \frac{5.10 \text{ cm}^2}{23.97 \text{ cm}^2} \times 100 = 21.28 \text{ cm}$$

Usar: Ø1"@0.20m

c.5. Acero de temperatura

$$A_{S_{temp}} = 0.0018bh$$

$$A_{S_{temp}} = 0.0018(100)(75)$$

$$A_{S_{temp}} = \frac{13.50 \text{ cm}^2}{2 \text{ caras}}$$

$$A_{S_{temp}}(\text{interior}) = \frac{1}{3}(13.50 \text{ cm}^2) = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{temp}}(\text{exterior}) = \frac{2}{3}(13.50 \text{ cm}^2) = 9.00 \text{ cm}^2$$

c.6. Espaciamiento de acero de temperatura

Usando $\emptyset 1/2''$ (1.29 cm^2) la separación será:

$$S_{temp}(interior) = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{4.50 \text{ cm}^2} \times 100 = 28.67 \text{ cm}$$

Usando $\emptyset 5/8''$ (2.00 cm^2) la separación será:

$$S_{temp}(exterior) = \frac{2.00 \text{ cm}^2}{9.00 \text{ cm}^2} \times 100 = 22.22 \text{ cm}$$

El acero de temperatura horizontal interior de la pantalla de estribo será: $\emptyset 1/2'' @ 0.20m$

El acero de temperatura horizontal exterior de la pantalla de estribo será: $\emptyset 5/8'' @ 0.20m$

c.7. Acero vertical exterior

$$A_{S_{vmin}} = 0.0025bh$$

$$A_{S_{vmin}} = 0.0025(100)(75)$$

$$A_{S_{vmin}} = 18.75 \text{ cm}^2/m \text{ (2 caras)}$$

$$A_{S_{vmin}} = 9.375 \text{ cm}^2/m \text{ (1 cara)}$$

c.8. Espaciamiento de acero vertical exterior

$$S = \frac{2.00 \text{ cm}^2}{9.375 \text{ cm}^2} \times 100 = 21.33 \text{ cm}$$

El acero vertical exterior para la base de pantalla de estribo será:

$\emptyset 5/8'' @ 0.20m$

3.2.11.7 DISEÑO DE CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO

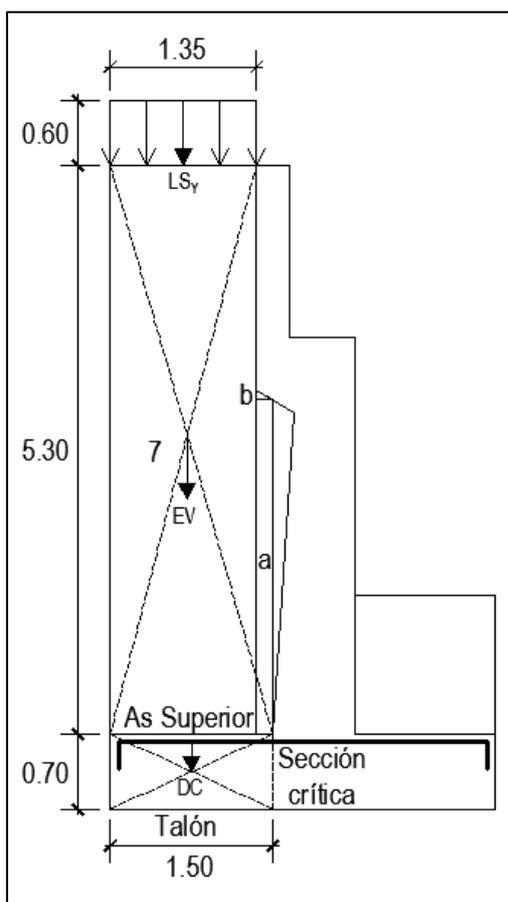


Figura 167: Diseño acero superior en zapata.
Fuente: (Elaboración propia).

a. Cargas actuantes

a.1. Carga EV

a.1.1. Peso del terreno

$$P.e. = 1.925 \text{ tn/m}^3$$

Tabla 81:
Peso del terreno sobre talón

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Área (m ²)	Volumen (m ³)	EV (tn/m)	X _{sc} (m)	X _{sc.EV} (tn.m/m)
7	1.35	5.30	7.155	7.155	13.77	0.825	11.36
a	0.15	3.11	0.467	0.467	0.90	0.075	0.07
b	0.15	0.09	0.007	0.007	0.01	0.10	0.00
Σ=					14.68		11.43

Fuente: (Elaboración propia).

$$X_{sc} = 0.778 \text{ m}$$

a.2. Carga DC

a.2.1. Peso del talón

$$DC = 1.50\text{m} \times 0.70\text{m} \times 1.00\text{m} \times 2.40\text{tn/m}^3$$

$$DC = 2.52 \text{ tn}$$

$$X_{SC} = 0.75 \text{ m}$$

a.3. Carga LS

a.3.1. Sobrecarga por carga viva en el terreno

$$\text{Altura Equivalente del suelo por s/c } H_{eq} = 0.60 \text{ m}$$

$$LS_y = 1.35\text{m} \times 0.60\text{m} \times 1.00\text{m} \times 1.925\text{tn/m}^3$$

$$LS_y = 1.56 \text{ tn}$$

$$X_{SC} = 0.825 \text{ m}$$

b. Acero parte superior de la zapata

b.1. Momento actuante para el estado límite de resistencia Ib

Momento de diseño en cara vertical de pantalla, estado límite de resistencia Ib con $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1$

$$M_S = \eta [1.25M_{DC} + 1.35M_{EV} + 1.75M_{LS}]$$

$$M_S = 1.00 [1.25(2.52 \times 0.75) + 1.35(14.68 \times 0.778) + 1.75(1.56 \times 0.825)]$$

$$M_S = 20.03 \text{ tn.m}$$

b.2. Peralte efectivo

Utilizando acero de $\emptyset 3/4"$ y recubrimiento $rec = 7.5 \text{ cm}$

$$d = h - rec - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 70 - 7.50 - \frac{1.905}{2}$$

$$d = 61.55 \text{ cm}$$

b.3. Cálculo del acero por tanteos

Para varillas $\emptyset 3/4"$ @ 0.20 m

$$20 = \frac{2.84 \text{ cm}^2}{A_s} \times 100$$

$$A_s = 14.20 \text{ cm}^2$$

$$a_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_{cb}} \quad M_u = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a_1 = \frac{14.20(4200)}{0.85(280)(100)} \quad M_u = 0.90(14.20)(4200) \left(61.55 - \frac{2.51}{2} \right)$$

$$a_1 = 2.51 \text{ cm} \quad M_u = 32.36 \text{ tn.m}$$

El acero superior en zapata será: $\emptyset 3/4"$ @ 0.20m

b.4. Acero de temperatura

$$A_{s_{temp}} = 0.0018bh$$

$$A_{s_{temp}} = 0.0018(100)(70)$$

$$A_{s_{temp}} = \frac{12.60 \text{ cm}^2}{2 \text{ caras}}$$

$$A_{s_{temp}} = 6.30 \text{ cm}^2/\text{cara}$$

b.5. Espaciamiento del acero de temperatura

Usando $\emptyset 1/2''$ (1.29cm^2) la separación será:

$$S = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{6.30 \text{ cm}^2} \times 100 = 20.48 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 3t = 3(0.70) = 2.10 \text{ m y } S_{\text{máx}} = 0.45 \text{ m}$$

El acero de temperatura se colocará perpendicular al acero de flexión, tanto en el talón como la punta de la zapata.

El acero de temperatura superior en zapata será:

$$\emptyset 1/2'' @ 0.20\text{m}$$

c. Acero en fondo de zapata

c.1. Momento actuante para el estado límite de resistencia Ib

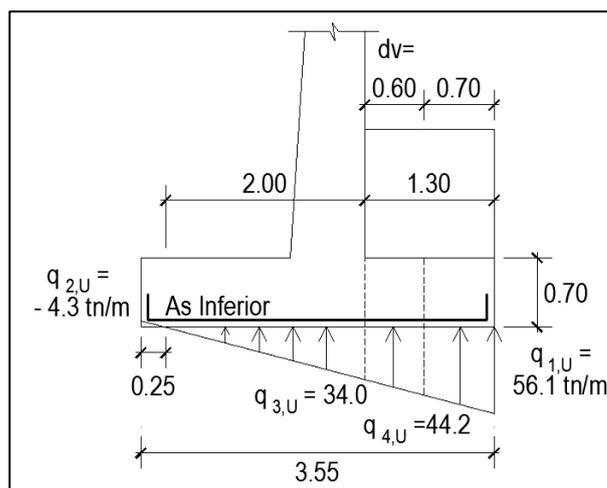


Figura 168: Diseño acero inferior en zapata.
Fuente: (Elaboración propia).

Para el diseño estructural del cimiento cargado excéntricamente se considera, una distribución de esfuerzos de contacto de forma triangular.

Siendo crítico el estado límite de resistencia Ib con $V_u = 91.86 \text{ tn}$, $e = 0.69 \text{ m}$, calculamos las presiones sobre el terreno.

$$q_u = \frac{V_u}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{1u} = \frac{V_u}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{91.86}{3.55} \left(1 + \frac{6(0.69)}{3.55} \right) = 56.1 \text{ tn/m}$$

$$q_{2u} = \frac{V_u}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{91.86}{3.55} \left(1 - \frac{6(0.69)}{3.55} \right) = -4.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Despreciando del lado conservador el peso del terreno (EV) y de la punta de zapata (DC), el momento actuante en la sección crítica por flexión es:

$$M_{ut} = \frac{L^2}{6} (q_{3U} + 2q_{1U})$$

$$M_{ut} = \frac{(1.30)^2}{6} (34 + 2(56.1))$$

$$M_{ut} = 41.18 \text{ tn.m}$$

c.2. Peralte efectivo

Siendo recubrimiento $r = 7.50 \text{ cm}$

$$d = h - rec - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 70 - 7.50 - \frac{2.54}{2}$$

$$d = 61.23 \text{ cm}$$

c.3. Cálculo de acero por tanteos

Utilizando $\emptyset 1'' @ 0.20$

$$A_s = \frac{5.10 \text{ cm}^2}{0.20 \text{ m}}$$

$$A_s = 25.50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$a_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b}$$

$$M_u = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a_1 = \frac{25.50(4200)}{0.85(280)(100)}$$

$$M_u = 0.90(25.50)(4200) \left(61.23 - \frac{4.50}{2} \right)$$

$$a_1 = 4.50 \text{ cm}$$

$$M_u = 56.85 \text{ tn.m}$$

$$M_u = 56.85 \text{ tn.m} \geq M_{ut} = 41.18 \text{ tn.m}$$

c.4. Acero de temperatura

$$A_{s_{temp}} = 0.0018bh$$

$$A_{s_{temp}} = 0.0018(100)(70)$$

$$A_{s_{temp}} = \frac{12.60 \text{ cm}^2}{2 \text{ caras}}$$

$$A_{s_{temp}} = 6.30 \text{ cm}^2/\text{cara}$$

c.5. Espaciamiento del acero de temperatura

Usando $\varnothing 1/2''$ (1.29cm^2) la separación será:

$$S = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{6.30 \text{ cm}^2} \times 100 = 20.48 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 3t = 3(0.70) = 2.10 \text{ m y } S_{\text{máx}} = 0.45 \text{ m}$$

El acero de temperatura se colocará perpendicular al acero de flexión, tanto en el talón como la punta de la zapata.

El acero de temperatura inferior en zapata será:

$\varnothing 1/2'' @ 0.20\text{m}$.

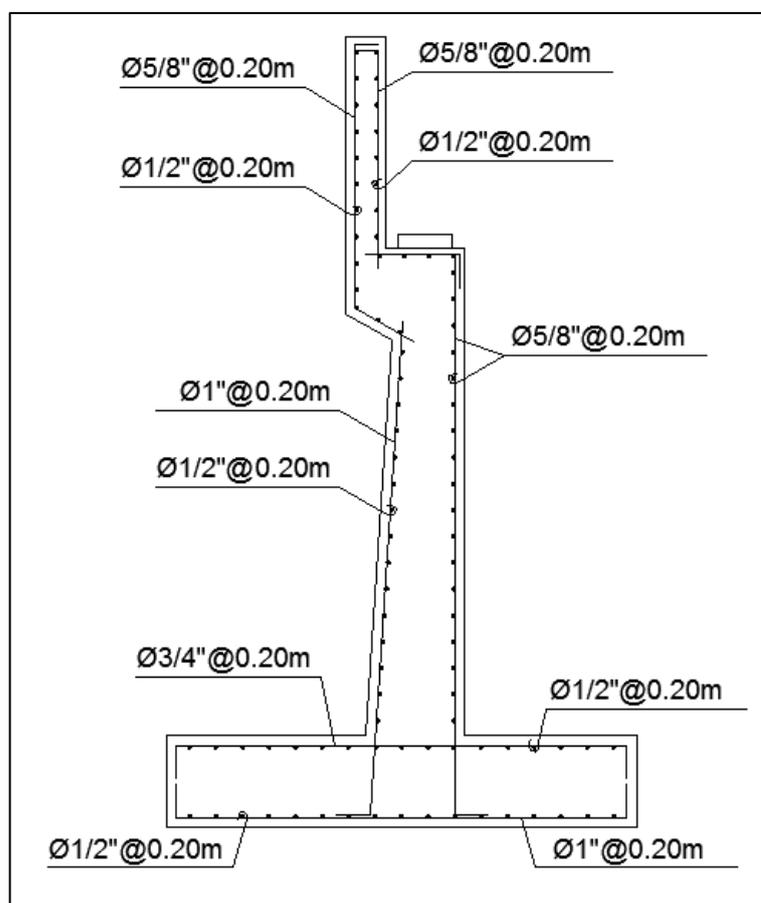


Figura 169: Disposición de la armadura del estribo.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.12 DISEÑO DEL PILAR DE CONCRETO ARMADO

3.2.12.1 DATOS DEL PUENTE

Longitud del tramo	: 19.00 m
Ancho de calzada	: 3.60 m
Sobrecarga vehicular	: HL-93

3.2.12.2 DATOS DEL PILAR

a. Propiedades de los materiales

Peso específico del concreto	: 2400 kg/m ³
Resistencia a la compresión del concreto	: 280 kg/cm ²
Resistencia del refuerzo del acero	: 4200 kg/cm ²

b. Recubrimientos de los refuerzos de acero

Recubrimiento de columna	: 7.5 cm
Recubrimiento de la viga cabezal	: 4.0 cm
Recubrimiento de la cara superior de la zapata	: 7.5 cm
Recubrimiento de la cara inferior de la zapata	: 7.5 cm

c. Propiedades de la roca de fundación y suelo de relleno

Capacidad admisible de la roca	$q_{adm} = 10 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico del suelo sumergido	$\gamma_s = 1925 \text{ kg/m}^3$
Angulo de fricción del suelo	$\phi = 30^\circ$
Cohesión del suelo	$c = 0$

3.2.12.3 GEOMETRÍA DEL PILAR

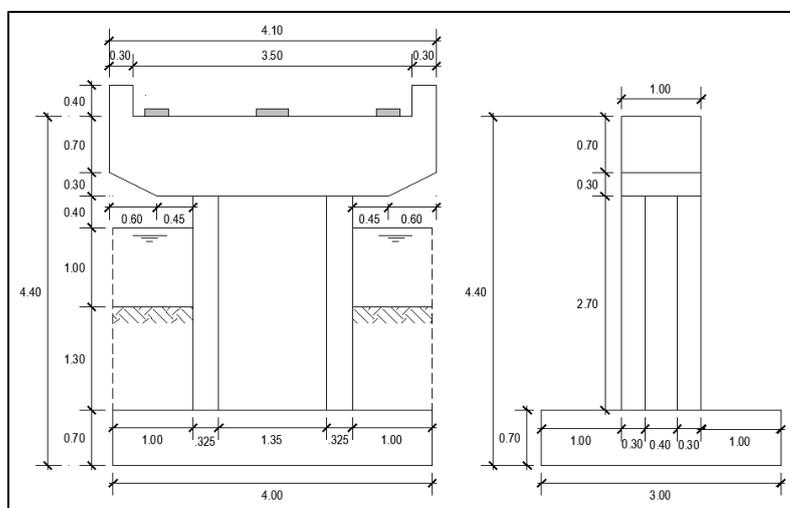


Figura 170: Geometría del pilar vista frontal y lateral.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.12.4 METRADO DE CARGAS QUE OBRAN SOBRE EL PILAR

a. Carga muerta

a.1. Peso del pilar

Cuerpo y zapata	=	41.84 tn
Peso del terreno	=	25.51 tn
Peso del agua	=	10.20 tn
	=	<u>77.55 tn</u>

a.2. Peso de la superestructura sobre la pila

$R_B = 161.19 \text{ tn}$

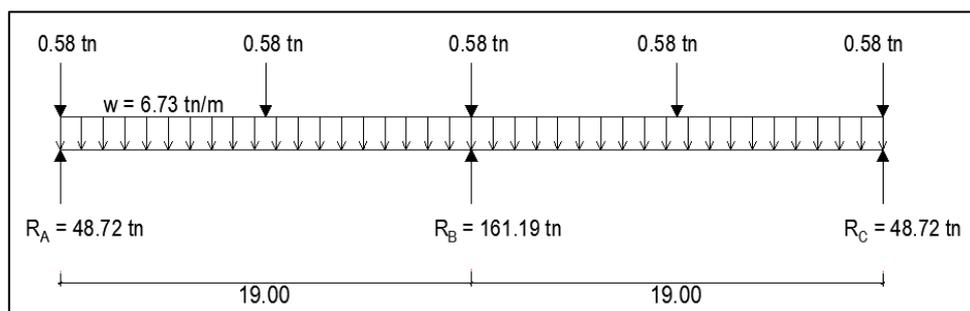


Figura 171: Carga muerta del tablero tipo viga cajón.

Fuente: (Elaboración propia).

b. Carga viva HL-93

La reacción por carga viva sobre el pilar se calcula para la situación más desfavorable.

b.1. Cálculo de los efectos por carga viva, para máximo momento en el sentido longitudinal y transversal en el apoyo intermedio

b.1.1. Posición del camión HL-93 en la sección transversal

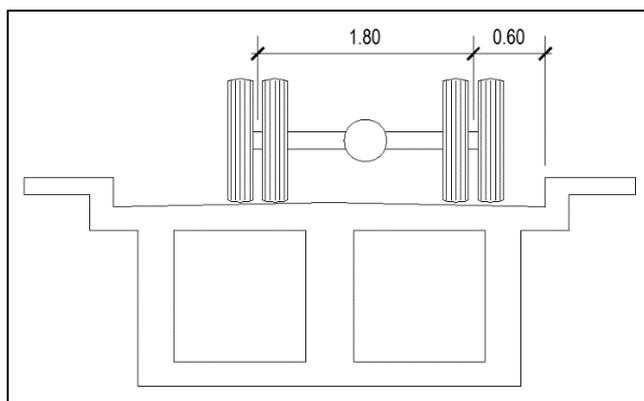


Figura 172: Posición del camión HL-93, en la sección transversal para el cálculo de los efectos por carga viva.

Fuente: (Elaboración propia).

b.1.2. Dos camiones HL-93 para máximo momento en el sentido longitudinal y transversal

El máximo momento longitudinal es el 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño HL-93 separados como mínimo 15 m.

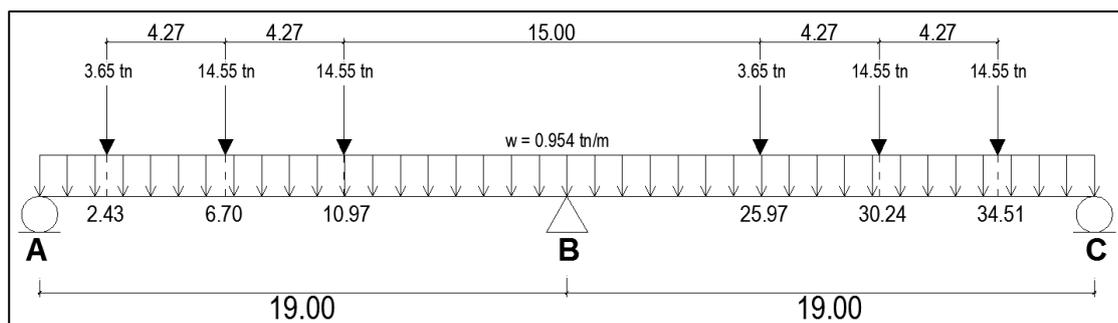


Figura 173: Ubicación de 02 camiones HL-93, para máximo momento longitudinal y transversal.

Fuente: (Elaboración propia).

b.1.2.1. Cargas permanentes

No se considera en el programa de BF.

b.1.2.2. Cargas transitorias

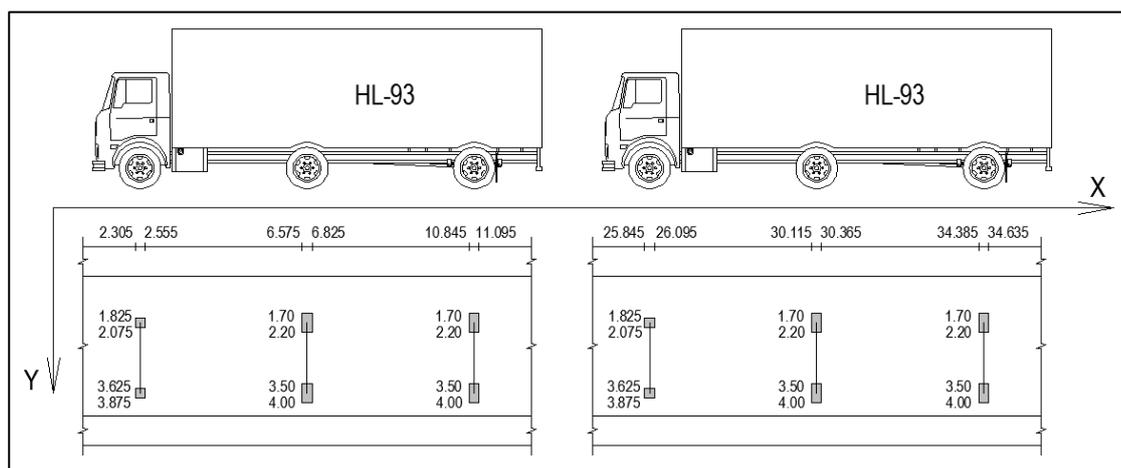


Figura 174: Ubicación de las coordenadas de 02 camiones HL-93, para máximo momento longitudinal y transversal.

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 82:

Peso de sobrecargas para máximo momento longitudinal y transversal

	Xinicial	Xfinal	Yinicial	Yfinal	Nivel(z)	Valor inicial	FPM	Impacto	Valor
R. delantera	2.305	2.555	1.825	2.075	0	29.2	1.2	1.33	41.94288
R. interior	6.575	6.825	1.70	2.20	0	58.2	1.2	1.33	83.59848
R. posterior	10.845	11.095	1.70	2.20	0	58.2	1.2	1.33	83.59848
R. delantera	2.305	2.555	3.625	3.875	0	29.2	1.2	1.33	41.94288
R. interior	6.575	6.825	3.50	4.00	0	58.2	1.2	1.33	83.59848
R. posterior	10.845	11.095	3.50	4.00	0	58.2	1.2	1.33	83.59848
R. delantera	25.845	26.095	1.825	2.075	0	29.2	1.2	1.33	41.94288
R. interior	30.115	30.365	1.70	2.20	0	58.2	1.2	1.33	83.59848
R. posterior	34.385	34.635	1.70	2.20	0	58.2	1.2	1.33	83.59848
R. delantera	25.845	26.095	3.625	3.875	0	29.2	1.2	1.33	41.94288
R. interior	30.115	30.365	3.50	4.00	0	58.2	1.2	1.33	83.59848
R. posterior	34.385	34.635	3.50	4.00	0	58.2	1.2	1.33	83.59848
s/c de carril	0	38	1.35	4.35	0	0.318	1.2	1	0.34344

Fuente: (Elaboración propia).

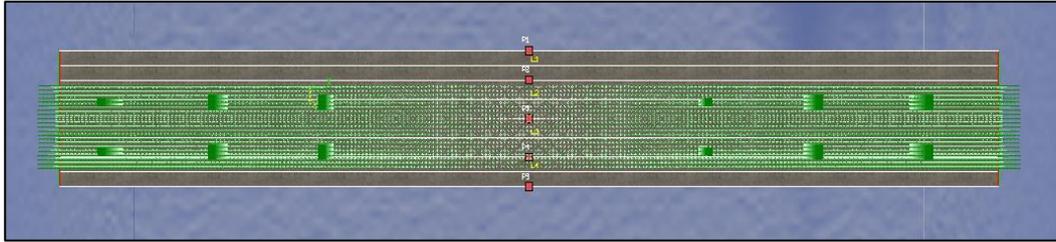


Figura 175: Cargas transitorias.
Fuente: (Programa de Bandas finitas).

En esta investigación el puente cajón tiene dos tramos, usamos el método de las flexibilidades para hallar las fuerzas de reacción del apoyo intermedio.

b.1.2.3. Método de las flexibilidades

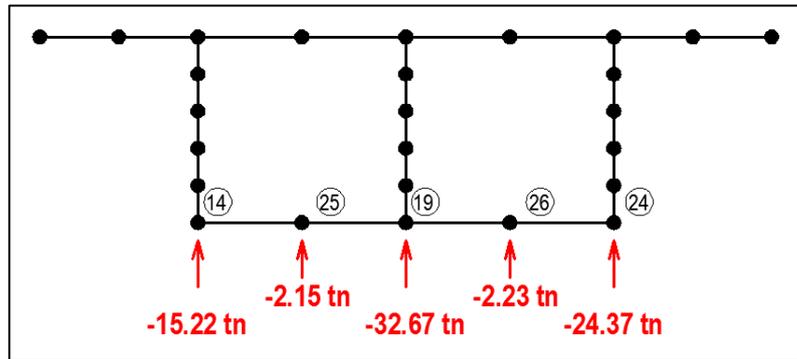


Figura 176: Cargas redundantes en líneas nodales.
Fuente: (Elaboración propia).

El máximo momento en el sentido transversal será:

$$M_{x-x} = 24.37 \times 1.45 + 2.23 \times 0.725 - 2.15 \times 0.725 - 15.22 \times 1.45$$

$$M_{x-x} = 13.33 \text{ tn.m}$$

Como ya introducimos las cargas transitorias y redundantes al programa de bandas finitas, procedemos a resolver el puente tipo cajón.

Para hallar los momentos necesitamos los siguientes valores:

$$M = \int_0^z N_x b dz$$

$$N_x = S_x (bw)$$

- N_x : En placas fuerza sobre unidad de longitud (tn/m).
- S_x : Tensión normal (tn/m²).
- b : Brazo de palanca (m).
- bw : Espesor de la placa (m).

Extraemos los datos de tensión normal “Sx” del programa para la ubicación M200; $x_{200} = 19.00$ m, como se muestra en tabla 83.

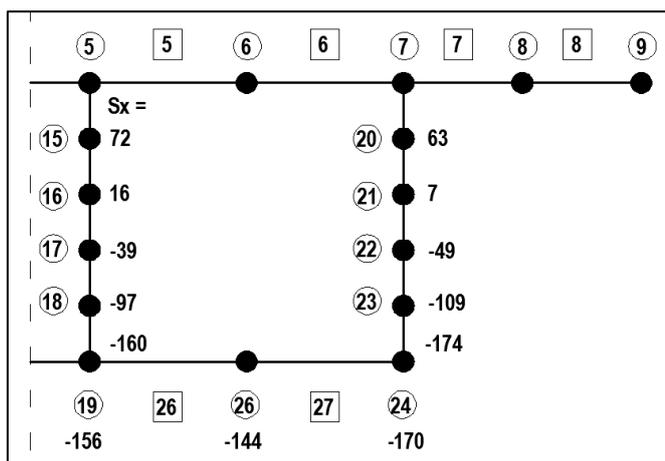


Figura 177: Tensión normal Sx en líneas nodales para $x = 19.00$ m.
Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 83:
Cálculo del momento flector negativo máximo M200, para el puente viga cajón

	Nº de veces	Sx(tn/m²)	Espesor(m)	Brazo(m)	Ancho(m)	Momento
LN 15	1	72	0.40	0.26	0.26	1.95 tn.m
LN 16	1	16	0.40	0.52	0.26	0.87 tn.m
LN 17	1	-39	0.40	0.78	0.26	-3.16 tn.m
LN 18	1	-97	0.40	1.04	0.26	-10.49 tn.m
LN 19	1	-160	0.40	1.30	0.13	-10.82 tn.m
LN 20	2	63	0.30	0.26	0.26	2.56 tn.m
LN 21	2	7	0.30	0.52	0.26	0.57 tn.m
LN 22	2	-49	0.30	0.78	0.26	-5.96 tn.m
LN 23	2	-109	0.30	1.04	0.26	-17.68 tn.m
LN 24	2	-174	0.30	1.30	0.13	-17.64 tn.m
LN 19	1	-156	0.20	1.30	0.725	-29.41 tn.m
LN 26	2	-144	0.20	1.30	0.725	-54.29 tn.m
LN 24	2	-170	0.20	1.30	0.3625	-32.05 tn.m
M200(-)=						-175.57 tn.m

Fuente: (Elaboración propia).

El máximo momento en el sentido longitudinal será:

$$M200(-) = M_{y-y} = -175.57 \text{ tn.m}$$

c. Viento

Considerando que el viento incide perpendicularmente al eje longitudinal del puente.

La carga de viento se asume que actúa uniformemente sobre el área expuesta al viento.

c.1. Sobre la superestructura

Sentido longitudinal: 0

Sentido transversal:

$$245 \frac{kg}{m^2} \times 1.75m \times \left(\frac{19m+19m}{2} \right) = 8146.25 kg = 8.15 tn$$

c.2. Sobre la subestructura

Sentido transversal:

Área expuesta = 1.00x1.80 = 1.80 m²

y = 0.90 con relación a la viga cabezal

$$w = 194 \frac{kg}{m^2} \times 1.80m^2$$

$$w = 349.20 kg$$

$$w = 0.35 tn$$

c.3. Sobre la carga viva

Sentido longitudinal : 0

Sentido transversal : $149 \frac{kg}{m} \times 19m = 2.83 tn$

d. Fuerza de frenado (BR)

$$BR_1 = 0.25 \times 32.75 \times 1via \times 1.20 = 9.83 tn$$

e. Sismo (EQ)

Para el sismo asumimos un coeficiente sísmico de 0.184, el cual depende del sitio de obra.

e.1. Para la superestructura**e.1.1. Carga muerta**

$$P_{DC} = R_B = 161.19 tn$$

$$A_s = F_{pga}(PGA)$$

$$A_s = (0.80)(0.23) = 0.184$$

$$P_{EQ} = P_{DC}A_s = 161.19(0.184) = 29.66 tn$$

y = 0.87 m con relación a la base de las vigas cajón

e.2. Para la subestructura

e.2.1.1. Para la base de la columna

$$P_{EQ} = P_{DC}A_S$$

$$P_{EQ} = (21.68)(0.184)$$

$$P_{EQ} = 3.99 \text{ tn}$$

$y = 1.52 \text{ m con relación a la corona}$

e.2.1.2. Para la base del cimiento

$$P_{EQ} = P_{DC}A_S$$

$$P_{EQ} = (41.84 + 25.51 + 10.20)(0.184)$$

$$P_{EQ} = 14.27 \text{ tn}$$

$y = 2.09 \text{ m con relación a la corona}$

f. Presión de corriente de agua

$$p = 52.4C_DV^2$$

Donde:

- p = presión del agua (kg/m²)
- v = velocidad del agua para la inundación de diseño (resistencia y servicio) y para la inundación de control (evento extremo) en m/s
- C_D = Coeficiente de arrastre para pilas
- C_D = 1.40 pila de extremo cuadrado

Adoptamos v = 5.20 m/s

$$p = 52.4(1.40)(5.20)^2$$

$$p = 1983.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 1.98 \text{ tn/m}^2$$

$$P_c = \text{Área} \times p$$

$$P_c = 1.00 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 1.98 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$P_c = 1.98 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \times 1.50 \text{ Por cuerpos flotantes}$$

$$P_c = 2.97 \text{ tn}$$

3.2.12.5 RESUMEN DE CARGAS PARA LA BASE DEL CIMIENTO

*Tabla 84:
Resumen cargas verticales base del cimiento*

Carga	Tipo	P (tn)	My-y (tn.m)	Mx-x (tn.m)
Peso Superestructura	DC	161.19		
Peso Subestructura	DC	41.84		
Peso del terreno	EV	25.51		
Peso del agua	WA	10.20		
Carga Vehicular	LL+IM	76.65	175.57	13.33

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 85:
Resumen cargas horizontales base del cimiento

Carga	Tipo	H(tn) Sentido longitudinal	H(tn) Sentido transversal	Y _C (m)	My-y (tn.m)	Mx-x (tn.m)
Viento Superestructura	WS1	0	8.15	5.375	0	43.81
Viento Subestructura	WS2	0	0.35	3.90	0	1.37
Viento carga viva	WL	0	2.83	7.80	0	22.07
Fuerza de frenado	BR	9.83	0	7.80	76.67	0
1ra hipótesis		100%EQ _Y + 30%EQ _X				
Sismo Superestructura	EQ1	29.66	29.66	5.37	159.27	47.78
Sismo Subestructura	EQ2	14.27	14.27	2.31	32.96	9.89
2da hipótesis		30%EQ _Y + 100%EQ _X				
Sismo Superestructura	EQ1	29.66	29.66	5.37	47.78	159.27
Sismo Subestructura	EQ2	14.27	14.27	2.31	9.89	32.96
Presión del Flujo de agua	WA	0	2.97	2.50	0	7.43
Presión del Terreno	EH	0	4.49	0.67	0	3.01

Fuente: (Elaboración propia).

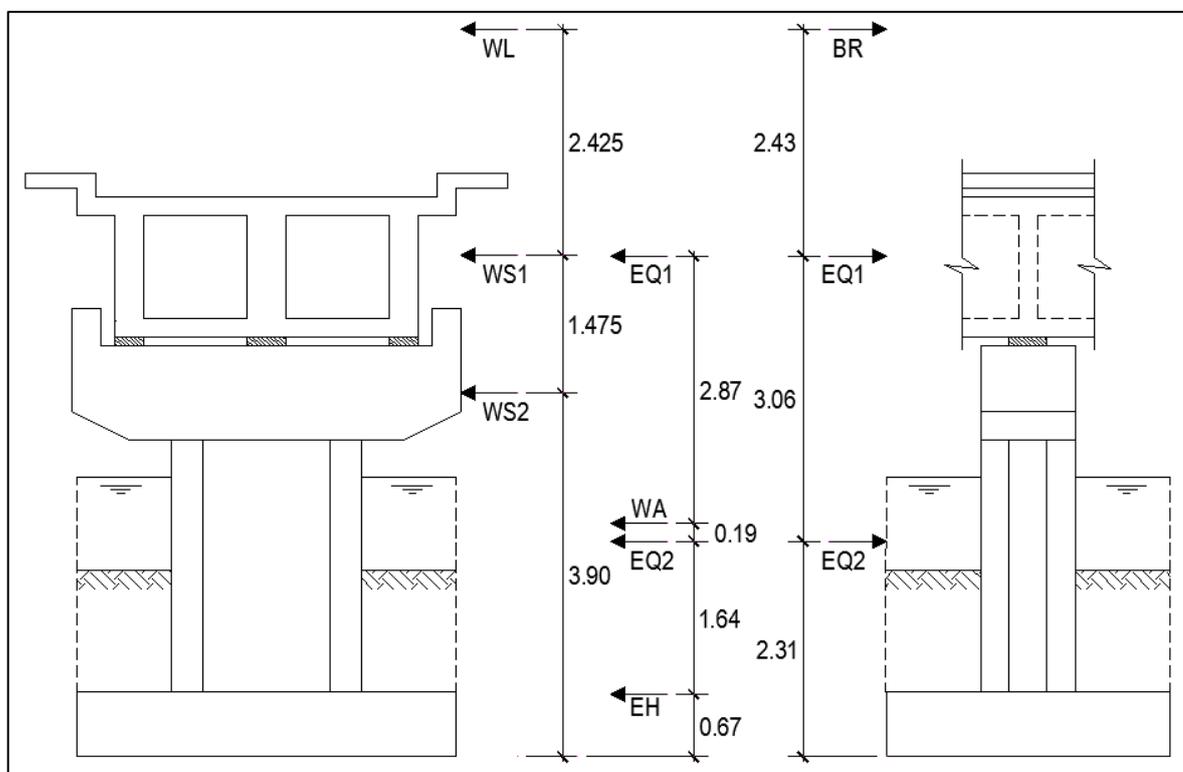


Figura 178: Cargas horizontales base del cimiento.

Fuente: (Elaboración propia).

g. Estados limites aplicables y combinaciones de cargas

*Tabla 86:
Factores de carga utilizados*

Estado Limite	γ_{DC}	γ_{LL+IM}	γ_{EV}	γ_{WA}	γ_{WS}	γ_{WL}	γ_{BR}	γ_{EQ}	γ_{WA}	γ_{EH}
Resistencia Ib	1.25	1.75	1.30	1.00	0.00	0.00	1.75	0.00	1.00	1.35
Resistencia Vb	1.25	1.35	1.30	1.00	0.40	1.00	1.35	0.00	1.00	1.35
Ev. Extremo Ib	1.25	0.50	1.30	1.00	0.00	0.00	0.50	1.00	1.00	1.35

Fuente: (Elaboración propia).

h. Caso: pilar con puente

*Tabla 87:
Cargas verticales (V_u)*

TIPO CARGA	DC		LL+IM	EV	WA	$\Sigma =$ Vu(tn)
	$P_{DC(super)}$	$P_{DC(sub)}$				
$V(tn) =$	161.19	41.84	76.65	25.51	10.20	315.39
$\gamma =$	1.25	1.25	1.75	1.30	1.00	
Resistencia I b	201.49	52.30	134.14	33.16	10.20	431.29
$\gamma =$	1.25	1.25	1.35	1.30	1.00	
Resistencia V b	201.49	52.30	103.48	33.16	10.20	400.63
$\gamma =$	1.25	1.25	0.50	1.30	1.00	
Ev. Extremo I b	201.49	52.30	38.33	33.16	10.20	335.48

Fuente: (Elaboración propia).

h.1. Cargas horizontales y 1ra Hipótesis $100\%EQ_{y-y} + 30\%EQ_{x-x}$

*Tabla 88:
Momento de vuelco por cargas horizontales (M_{Hu}) Sentido longitudinal*

TIPO CARGA	WS		WL	BR	100%EQ _{y-y}		WA	EH	$\Sigma =$ $M_{Hu}(tn.m)$
	WS1	WS2			EQ1	EQ2			
$MH(tn.m) =$	0.00	0.00	0.00	76.67	159.27	32.96	0.00	0.00	268.91
$\gamma =$	0.00	0.00	0.00	1.75	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia I b	0.00	0.00	0.00	134.18	0.00	0.00	0.00	0.00	134.18
$\gamma =$	0.40	0.40	1.00	1.35	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia V b	0.00	0.00	0.00	103.51	0.00	0.00	0.00	0.00	103.51
$\gamma =$	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	1.00	1.00	1.35	
Ev. Extremo I b	0.00	0.00	0.00	38.34	159.27	32.96	0.00	0.00	230.57

Fuente: (Elaboración propia).

*Tabla 89:
Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido transversal*

TIPO CARGA	WS		WL	BR	30%EQ _{x-x}		WA	EH	Σ= M _{Hu} (tn.m)
	WS1	WS2			EQ1	EQ2			
MH(tn.m) =	43.81	1.37	22.07	0.00	47.78	9.89	7.43	3.01	135.35
γ =	0.00	0.00	0.00	1.75	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia I b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.43	4.06	11.49
γ =	0.40	0.40	1.00	1.35	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia V b	17.52	0.55	22.07	0.00	0.00	0.00	7.43	4.51	51.63
γ =	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	1.00	1.00	1.35	
Ev. Extremo I b	0.00	0.00	0.00	0.00	47.78	9.89	7.43	4.51	69.16

Fuente: (Elaboración propia).

h.2. Cargas horizontales y 2da Hipótesis 30%EQ_{y-y} + 100%EQ_{x-x}

*Tabla 90:
Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido longitudinal*

TIPO CARGA	WS		WL	BR	30%EQ _{y-y}		WA	EH	Σ= M _{Hu} (tn.m)
	WS1	WS2			EQ1	EQ2			
MH(tn.m) =	0.00	0.00	0.00	76.67	47.78	9.89	0.00	0.00	134.35
γ =	0.00	0.00	0.00	1.75	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia I b	0.00	0.00	0.00	134.18	0.00	0.00	0.00	0.00	134.18
γ =	0.40	0.40	1.00	1.35	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia V b	0.00	0.00	0.00	103.51	0.00	0.00	0.00	0.00	103.51
γ =	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	1.00	1.00	1.35	
Ev. Extremo I b	0.00	0.00	0.00	38.34	47.78	9.89	0.00	0.00	96.01

Fuente: (Elaboración propia).

*Tabla 91:
Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido transversal*

TIPO CARGA	WS		WL	BR	100%EQ _{x-x}		WA	EH	Σ= M _{Hu} (tn.m)
	WS1	WS2			EQ1	EQ2			
MH(tn.m) =	43.81	1.37	22.07	0.00	159.27	32.96	7.43	3.01	269.92
γ =	0.00	0.00	0.00	1.75	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia I b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.43	4.06	11.49
γ =	0.40	0.40	1.00	1.35	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia V b	17.52	0.55	22.07	0.00	0.00	0.00	7.43	4.06	51.63
γ =	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	1.00	1.00	1.35	
Ev. Extremo I b	0.00	0.00	0.00	0.00	159.27	32.96	7.43	4.06	203.72

Fuente: (Elaboración propia).

h.3. Momentos de diseño

h.3.1. Resistencia I b

$P_u = 431.29 \text{ tn}$
 Momentos por sobrecarga vehicular
 $M_{y-y} = 307.25 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 23.33 \text{ tn.m}$
 Momentos por cargas horizontales
 $M_{y-y} = 134.18 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 11.49 \text{ tn.m}$
 Momento de diseño
 $M_{y-y} = 441.43 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 34.81 \text{ tn.m}$

h.3.2. Resistencia V b

$P_u = 400.63 \text{ tn}$
 Momentos por sobrecarga vehicular
 $M_{y-y} = 237.02 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 18.00 \text{ tn.m}$
 Momentos por cargas horizontales
 $M_{y-y} = 103.51 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 51.63 \text{ tn.m}$
 Momento de diseño
 $M_{y-y} = 340.53 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 69.62 \text{ tn.m}$

h.3.3. Evento Extremo I b con la 1° hipótesis $100\%EQ_Y + 30\%EQ_X$

$P_u = 335.48 \text{ tn}$
 Momentos por sobrecarga vehicular
 $M_{y-y} = 87.79 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 6.67 \text{ tn.m}$
 Momentos por cargas horizontales
 $M_{y-y} = 230.57 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 69.16 \text{ tn.m}$
 Momento de diseño
 $M_{y-y} = 318.36 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 75.82 \text{ tn.m}$

h.3.4. Evento Extremo I b con la 2° hipótesis $30\%EQ_Y + 100\%EQ_X$

$P_u = 335.48 \text{ tn}$
 Momentos por sobrecarga vehicular
 $M_{y-y} = 87.79 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 6.67 \text{ tn.m}$
 Momentos por cargas horizontales
 $M_{y-y} = 96.01 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 203.72 \text{ tn.m}$
 Momento de diseño
 $M_{y-y} = 183.79 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 210.39 \text{ tn.m}$

Tabla 92:

Resumen de cargas para el diseño de zapata

Estado Limite	P_u (tn)	M_{y-y} (tn.m)	M_{x-x} (tn.m)
Resistencia I b	431.29	441.43	34.81
Resistencia V b	400.63	340.53	69.62
Ev. Extremo I b 1° hipótesis	335.48	318.36	75.82
Ev. Extremo I b 2° hipótesis	335.48	183.79	210.39
Diseño de zapata	431.29	441.43	210.39

Fuente: (Elaboración propia).

h.4. Comprobación de esfuerzos sobre el terreno

Usamos la fórmula de flexión compuesta, considerando los momentos en las 2 direcciones.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{MyY}{Iy - y} \pm \frac{MxX}{Ix - x}$$

Área zapata = 4.00 x 3.00 = 12.00 m².

$$I_{y-y} = \frac{4.00 \times 3.00^3}{12.00} = 9.00 \text{ m}^4$$

$$I_{x-x} = \frac{3.00 \times 4.00^3}{12.00} = 16.00 \text{ m}^4$$

h.5. Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

Estado límite de evento extremo, con $\phi_b = 1.00$

$$q_R = \phi_b q_n$$

$$q_R = \phi_b (FS)(q_{adm})$$

$$q_R = 1.00(3)(10)$$

$$q_R = 30 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo sobre el cimiento para las cargas de diseño de la zapata.

$$\sigma = \frac{431.29}{12.00} + \frac{441.43 \times 1.50}{9.00} + \frac{210.39 \times 2.00}{16.00}$$

$$\sigma = 13.58 \text{ kg/cm}^2 < q_R = 30 \text{ kg/cm}^2$$

3.2.12.6 DISEÑO DE LA ZAPATA

$P_u = 431.29 \text{ tn}$ $M_{y-y} = 441.43 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 210.39 \text{ tn.m}$

a. Esfuerzos sobre el terreno en el sentido longitudinal

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{431.29}{12} + \frac{441.43 \times 1.50}{9}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 109.51 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{431.29}{12} - \frac{441.43 \times 1.50}{9}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = -37.63 \text{ tn/m}^2$$

b. Esfuerzos sobre el terreno en el sentido transversal

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{431.29}{12} + \frac{210.39 \times 2.00}{16}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 62.24 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{431.29}{12} - \frac{210.39 \times 2.00}{16}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 9.64 \text{ tn/m}^2$$

c. Sentido longitudinal - acero en fondo de zapata

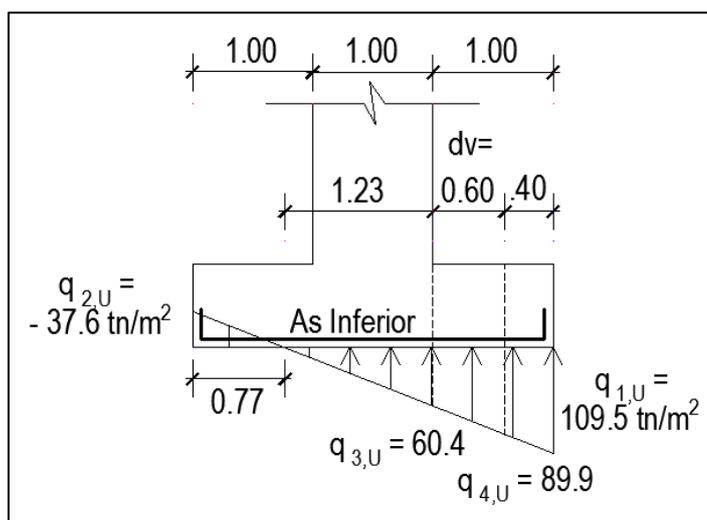


Figura 179: Diseño acero inferior en zapata.

Fuente: (Elaboración propia).

c.1. Momento actuante

Despreciando del lado conservador el peso del terreno (EV) y de la punta de zapata (DC), el momento actuante en la sección crítica por flexión es:

$$M_{ut} = \frac{L^2}{6} (q_{3U} + 2q_{1U}) \times 1m$$

$$M_{ut} = \frac{(1.00)^2}{6} (60.4 + 2(109.5))$$

$$M_{ut} = 46.57 \text{ tn. m}$$

c.2. Peralte efectivo

Siendo recubrimiento $r = 7.50 \text{ cm}$

$$d = h - rec - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 70 - 7.50 - \frac{2.54}{2}$$

$$d = 61.23 \text{ cm}$$

c.3. Cálculo de acero por tanteo

Utilizando 1Ø1” @0.20

$$A_s = \frac{5.10 \text{ cm}^2}{0.20 \text{ m}}$$

$$A_s = 25.50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$a_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} \quad M_u = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a_1 = \frac{25.50(4200)}{0.85(280)(100)} \quad M_u = 1.00(25.50)(4200) \left(61.23 - \frac{4.50}{2} \right)$$

$$a_1 = 4.50 \text{ cm} \quad M_u = 63.17 \text{ tn. m}$$

$$M_u = 63.17 \text{ tn. m} \geq M_{ut} = 46.57 \text{ tn. m}$$

d. Sentido transversal - acero en fondo de zapata

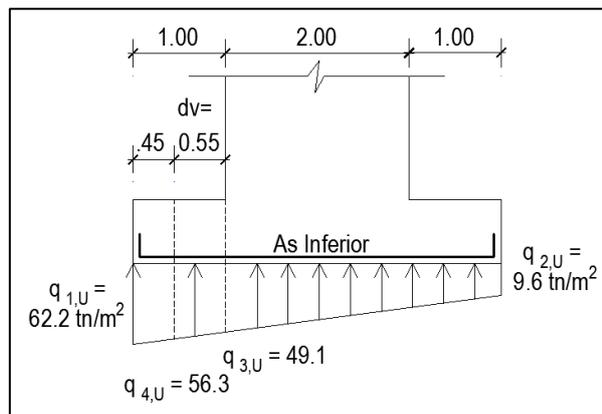


Figura 180: Diseño acero inferior en zapata. Fuente: (Elaboración propia).

d.1. Momento actuante

Despreciando del lado conservador el peso del terreno (EV) y de la punta de zapata (DC), el momento actuante en la sección crítica por flexión es:

$$M_{ut} = \frac{L^2}{6} (q_{3U} + 2q_{1U}) \times 1m$$

$$M_{ut} = \frac{(1.00)^2}{6} (49.1 + 2(62.2))$$

$$M_{ut} = 28.92 \text{ tn.m}$$

d.2. Peralte efectivo

Siendo recubrimiento $r = 7.50 \text{ cm}$

$$d = h - rec - \phi - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 70 - 7.50 - 2.54 - \frac{2.54}{2}$$

$$d = 58.69 \text{ cm}$$

d.3. Cálculo de acero por tanteo

Utilizando $1\phi 1'' @ 0.20$

$$A_s = \frac{5.10 \text{ cm}^2}{0.20 \text{ m}}$$

$$A_s = 25.50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$a_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} \quad M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a_1 = \frac{25.50(4200)}{0.85(280)(100)} \quad M_u = 1.00(25.50)(4200) \left(58.69 - \frac{4.50}{2} \right)$$

$$a_1 = 4.50 \text{ cm} \quad M_u = 60.45 \text{ tn.m}$$

$$M_u = 60.45 \text{ tn.m} \geq M_{ut} = 28.92 \text{ tn.m}$$

El acero inferior en el sentido transversal de la zapata será:

$\phi 1'' @ 0.20 \text{ m}$

e. Sentido longitudinal y transversal – acero parte superior de zapata

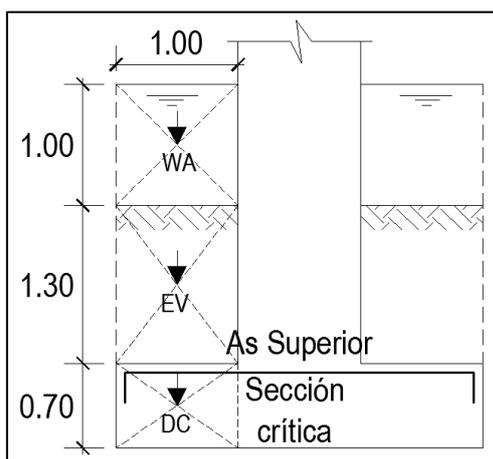


Figura 181: Diseño acero superior en zapata.
Fuente: (Elaboración propia).

$$WA = 1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.00 = 1.00 \text{ tn}$$

$$EV = 1.00 \times 1.30 \times 1.00 \times 1.925 = 2.50 \text{ tn}$$

$$DC = 1.00 \times 0.70 \times 1.00 \times 2.40 = 1.68 \text{ tn}$$

e.1. Momento actuante

Momento de diseño en cara vertical de pantalla, estado límite de resistencia con $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1$, despreciando del lado conservador la reacción del suelo

$$M_{ut} = \eta [1.25M_{DC} + 1.25M_{EV} + 1.00M_{WA}]$$

$$M_{ut} = 1.00 [1.25(1.68 \times 0.50) + 1.25(2.50 \times 0.50) + 1.00(1.00 \times 0.50)]$$

$$M_{ut} = 3.11 \text{ tn.m}$$

e.2. Peralte efectivo

Siendo recubrimiento $r = 7.50 \text{ cm}$

$$d = h - rec - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 70.00 - 5.00 - \frac{1.27}{2}$$

$$d = 64.36 \text{ cm}$$

e.3. Cálculo de acero por tanteo

Utilizando $1\emptyset 1/2'' @ 0.20$

$$As = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{0.20 \text{ m}}$$

$$As = 6.45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$a_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} \quad M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a_1 = \frac{6.45(4200)}{0.85(280)(100)} \quad M_u = 0.90(6.45)(4200) \left(64.36 - \frac{1.14}{2} \right)$$

$$a_1 = 1.14 \text{ cm} \quad M_u = 15.55 \text{ tn.m}$$

$$M_u = 15.55 \text{ tn.m} \geq M_{ut} = 3.11 \text{ tn.m}$$

El acero superior en el sentido longitudinal y transversal de la zapata será: $\phi 1/2" @ 0.20 \text{ m}$

3.2.12.7 RESUMEN DE CARGAS PARA LA BASE DE LA COLUMNA

Tabla 93:
Resumen cargas verticales base de la columna

Carga	Tipo	P (tn)	My-y (tn.m)	Mx-x (tn.m)
Peso Superestructura	DC	161.19		
Peso Subestructura	DC	21.68		
Carga Vehicular	LL+IM	76.65	175.57	13.33

Fuente: (Elaboración propia).

Tabla 94:
Resumen cargas horizontales base de la columna

Carga	Tipo	H(tn) Sentido longitudinal	H(tn) Sentido transversal	Y _c (m)	My-y (tn.m)	Mx-x (tn.m)
Viento Superestructura	WS1	0	8.15	4.675	0	38.10
Viento Subestructura	WS2	0	0.35	3.20	0	1.12
Viento carga viva	WL	0	2.83	7.10	0	20.09
Fuerza de frenado	BR	9.83	0	7.10	69.79	0
1ra hipótesis	100%EQ _Y + 30%EQ _X					
Sismo Superestructura	EQ1	29.66	29.66	4.67	138.51	41.55
Sismo Subestructura	EQ2	3.99	3.99	2.18	8.70	2.61
2da hipótesis	30%EQ _Y + 100%EQ _X					
Sismo Superestructura	EQ1	29.66	29.66	4.67	41.55	138.51
Sismo Subestructura	EQ2	3.99	3.99	2.18	2.61	8.70
Presión del Flujo de agua	WA	0	2.97	1.80	0.00	5.35
Presión del Terreno	EH	0	0.54	0.43	0.00	0.23

Fuente: (Elaboración propia).

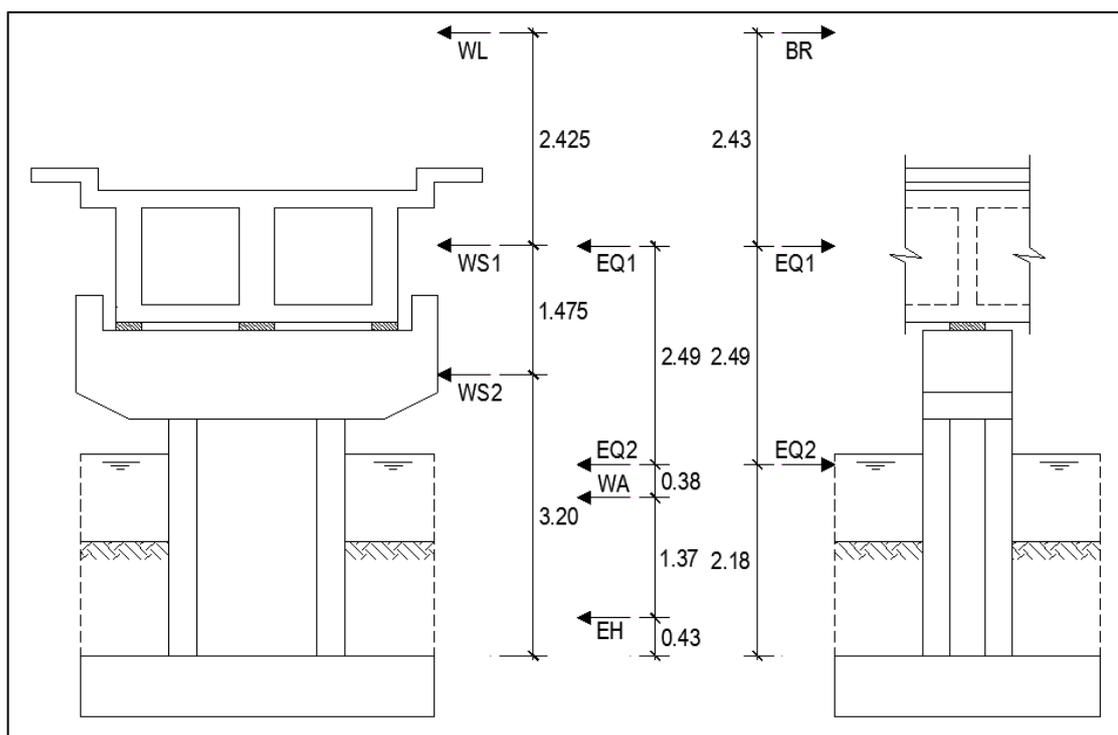


Figura 182: Cargas horizontales base de la columna.
Fuente: (Elaboración propia).

a. Estados limites aplicables y combinaciones de cargas

Tabla 95:
Factores de carga utilizados

Estado Limite	γ_{DC}	γ_{LL+IM}	γ_{EV}	γ_{WA}	γ_{WS}	γ_{WL}	γ_{BR}	γ_{EQ}	γ_{WA}	γ_{EH}
Resistencia Ib	1.25	1.75	1.30	1.00	0.00	0.00	1.75	0.00	1.00	1.35
Resistencia Vb	1.25	1.35	1.30	1.00	0.40	1.00	1.35	0.00	1.00	1.35
Ev. Extremo Ib	1.25	0.50	1.30	1.00	0.00	0.00	0.50	1.00	1.00	1.35

Fuente: (Elaboración propia).

b. Caso: pilar con puente

*Tabla 96:
Cargas verticales (Vu)*

TIPO CARGA	DC		LL+IM	$\Sigma =$ Vu(tn)
	P _{DC(super)}	P _{DC(sub)}		
V(tn) =	161.19	21.68	76.65	259.52
$\gamma =$	1.25	1.25	1.75	
Resistencia I b	201.49	27.10	134.14	362.73
$\gamma =$	1.25	1.25	1.35	
Resistencia V b	201.49	27.10	103.48	332.07
$\gamma =$	1.25	1.25	0.50	
Ev. Extremo I b	201.49	27.10	38.33	266.91

Fuente: (Elaboración propia).

b.1. Cargas horizontales y 1ra Hipótesis 100%EQ_{y-y} + 30%EQ_{x-x}

*Tabla 97:
Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido longitudinal*

TIPO CARGA	WS		WL	BR	100%EQ _{y-y}		WA	EH	$\Sigma =$ M _{Hu} (tn.m)
	WS1	WS2			EQ1	EQ2			
MH(tn.m) =	0.00	0.00	0.00	69.79	138.51	8.70	0.00	0.00	217.00
$\gamma =$	0.00	0.00	0.00	1.75	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia I b	0.00	0.00	0.00	122.14	0.00	0.00	0.00	0.00	122.14
$\gamma =$	0.40	0.40	1.00	1.35	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia V b	0.00	0.00	0.00	94.22	0.00	0.00	0.00	0.00	94.22
$\gamma =$	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	1.00	1.00	1.35	
Ev. Extremo I b	0.00	0.00	0.00	34.90	138.51	8.70	0.00	0.00	182.11

Fuente: (Elaboración propia).

*Tabla 98:
Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido transversal*

TIPO CARGA	WS		WL	BR	30%EQ _{x-x}		WA	EH	$\Sigma =$ M _{Hu} (tn.m)
	WS1	WS2			EQ1	EQ2			
MH(tn.m) =	38.10	1.12	20.09	0.00	41.55	2.61	5.35	0.23	109.06
$\gamma =$	0.00	0.00	0.00	1.75	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia I b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.35	0.31	5.66
$\gamma =$	0.40	0.40	1.00	1.35	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia V b	15.24	0.45	20.09	0.00	0.00	0.00	5.35	0.31	41.44
$\gamma =$	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	1.00	1.00	1.35	
Ev. Extremo I b	0.00	0.00	0.00	0.00	41.55	2.61	5.35	0.31	49.82

Fuente: (Elaboración propia).

b.2. Cargas horizontales y 2da Hipótesis 30%EQ_{y-y} + 100%EQ_{x-x}

*Tabla 99:
Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido longitudinal*

TIPO CARGA	WS		WL	BR	30%EQ _{y-y}		WA	EH	Σ= M _{Hu} (tn.m)
	WS1	WS2			EQ1	EQ2			
MH(tn.m) =	0.00	0.00	0.00	69.79	41.55	2.61	0.00	0.00	113.96
γ =	0.00	0.00	0.00	1.75	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia I b	0.00	0.00	0.00	122.14	0.00	0.00	0.00	0.00	122.14
γ =	0.40	0.40	1.00	1.35	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia V b	0.00	0.00	0.00	94.22	0.00	0.00	0.00	0.00	94.22
γ =	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	1.00	1.00	1.35	
Ev. Extremo I b	0.00	0.00	0.00	34.90	41.55	2.61	0.00	0.00	79.06

Fuente: (Elaboración propia).

*Tabla 100:
Momento de vuelco por cargas horizontales (MHu) Sentido transversal*

TIPO CARGA	WS		WL	BR	100%EQ _{x-x}		WA	EH	Σ= M _{Hu} (tn.m)
	WS1	WS2			EQ1	EQ2			
MH(tn.m) =	38.10	1.12	20.09	0.00	138.51	8.70	5.35	0.23	212.10
γ =	0.00	0.00	0.00	1.75	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia I b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.35	0.31	5.66
γ =	0.40	0.40	1.00	1.35	0.00	0.00	1.00	1.35	
Resistencia V b	15.24	0.45	20.09	0.00	0.00	0.00	5.35	0.31	41.44
γ =	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	1.00	1.00	1.35	
Ev. Extremo I b	0.00	0.00	0.00	0.00	138.51	8.70	5.35	0.31	152.87

Fuente: (Elaboración propia).

b.3. Momentos de diseño

b.3.1. Resistencia I b

$P_u = 362.73 \text{ tn}$

Momentos por sobrecarga vehicular

$M_{y-y} = 307.25 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 23.33 \text{ tn.m}$

Momentos por cargas horizontales

$M_{y-y} = 122.14 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 5.66 \text{ tn.m}$

Momento de diseño

$M_{y-y} = 429.39 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 28.99 \text{ tn.m}$

b.3.2. Resistencia V b

$P_u = 332.07 \text{ tn}$

Momentos por sobrecarga vehicular

$M_{y-y} = 237.02 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 18.00 \text{ tn.m}$

Momentos por cargas horizontales

$M_{y-y} = 94.22 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 41.44 \text{ tn.m}$

Momento de diseño

$M_{y-y} = 331.24 \text{ tn.m}$ $M_{x-x} = 59.44 \text{ tn.m}$

b.3.3. Evento Extremo I b con la 1° hipótesis 100%EQ_Y + 30%EQ_X

Pu = 266.91 tn
 Momentos por sobrecarga vehicular
 My-y = 87.79 tn.m Mx-x = 6.67 tn.m
 Momentos por cargas horizontales
 My-y = 182.11 tn.m Mx-x = 49.82 tn.m
 Momento de diseño
 My-y = 269.89 tn.m Mx-x = 56.49 tn.m

b.3.4. Evento Extremo I b con la 2° hipótesis 30%EQ_Y + 100%EQ_X

Pu = 266.91 tn
 Momentos por cargas verticales
 My-y = 87.79 tn.m Mx-x = 6.67 tn.m
 Momentos por cargas horizontales
 My-y = 79.06 tn.m Mx-x = 152.87 tn.m
 Momento de diseño
 My-y = 166.84 tn.m Mx-x = 159.53 tn.m

*Tabla 101:
Resumen de cargas para el diseño de columna*

Estado Limite	Pu (tn)	My-y (tn.m)	Mx-x (tn.m)
Resistencia I b	362.73	429.39	28.99
Resistencia V b	332.07	331.24	59.44
Ev. Extremo I b 1° hipótesis	266.91	269.89	56.49
Ev. Extremo I b 2° hipótesis	266.91	166.84	159.53
Diseño de columna	362.73	429.39	159.53

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.12.8 DISEÑO DE COLUMNA

$$P_u = 362.73 \text{ tn} \quad M_{y-y} = 429.39 \text{ tn.m} \quad M_{x-x} = 159.53 \text{ tn.m}$$

$$A_g: \text{Área de la columna } A_g = 18\,050 \text{ cm}^2$$

$$P_u > 0.10 \phi f' c A_g$$

$$P_u > 0.10(0.70)(0.28 \text{ tn/cm}^2)(18\,050 \text{ cm}^2)$$

$$P_u > 353.78 \text{ tn}$$

Si la carga axial mayorada es mayor que $> 0.10 \phi f' c A_g$ se usará el

método de Boris Bresler o método de la carga recíproca.

a. Ecuación de Bresler

Permite estimar con precisión suficiente la resistencia de la columna sometida a flexión biaxial.

$$\frac{1}{P_i} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_o}$$

P_i : Carga axial nominal aproximada.

P_{nx} : Carga axial nominal bajo excentricidad e_y en una sola dirección.

P_{ny} : Carga axial nominal bajo excentricidad e_x en una sola dirección.

P_o : Carga axial nominal bajo excentricidad nula

$$\gamma = \frac{h - 12}{h} = \frac{100 - 12}{100} \approx 0.90$$

$$R_n = \frac{M_{ux}}{\phi f' c A_g h} = \frac{159.53 \times 10^5}{0.70(280)(18050)(200)} = 0.02$$

Adoptamos $\rho = 0.01$

$$A_s = \rho A_g = 0.01(18\,050) = 180.50 \text{ cm}^2$$

Número de varillas

$$N^\circ = \frac{180.50 \text{ cm}^2}{5.10 \text{ cm}^2} \approx 36 \phi 1''$$

Colocaremos 38 $\phi 1''$ (04 caras)

$$A_{st} = 38 \times 5.10 = 193.80 \text{ cm}^2.$$

Del diagrama de interacción para el diseño de columnas,

obtenemos $K_n = 0.94$

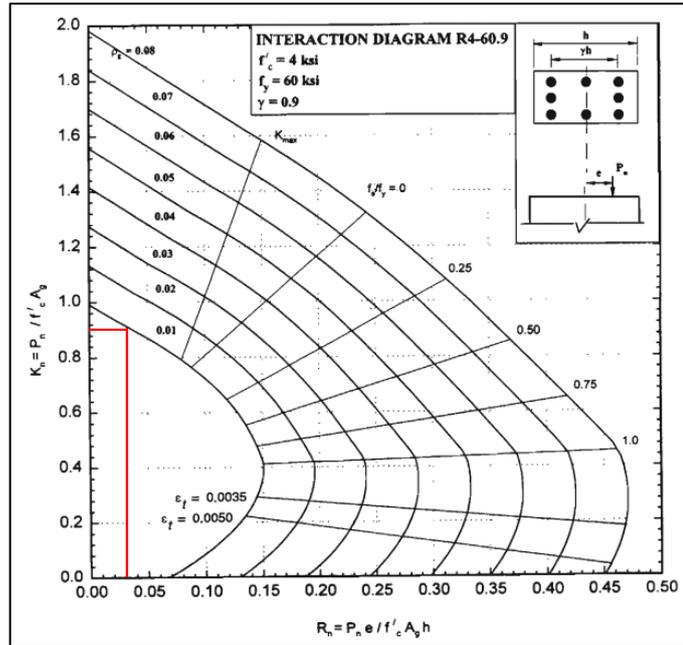


Figura 183: Diagrama C.8. Columna rectangular, refuerzo en las 4 caras
 $f'c=280\text{kg/cm}^2$
 Fuente: (Harmsen y Mayorca, 2000, p. 586).

Verificando la resistencia de la columna:

En la dirección x-x:

$\gamma = 0.90 \quad \rho = 0.01$
 $R_n = 0.03$
 Del diagrama C8: $K_n = 0.90$
 $P_{ux} = K_n \phi f'c Ag$
 $P_{ux} = 0.94(0.70)(280)(18050)$
 $P_{ux} = 3326 \text{ tn}$

En la dirección y-y:

$\gamma = 0.90 \quad \rho = 0.01$
 $R_n = 0.03$
 Del diagrama C8: $K_n = 0.90$
 $P_{uy} = K_n \phi f'c Ag$
 $P_{uy} = 0.94(0.70)(280)(18050)$
 $P_{uy} = 3326 \text{ tn}$

La resistencia a la compresión pura de la columna es:

$$P_o = 0.80[0.85f'c(Ag - Ast) + fyAst]$$

$$P_o = 0.80[0.85(280)(18050 - 193.80) + 4200(183.60)]$$

$$P_o = 4051 \text{ tn}$$

Usando la ecuación de Boris Bresler para columna sometida a flexión biaxial.

$$\frac{1}{P_i} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_o}$$

$$\frac{1}{P_i} = \frac{1}{3326} + \frac{1}{3326} - \frac{1}{(0.70)(4051)}$$

$$P_i = 4021 \text{ tn} > 362.73 \text{ tn}$$

b. Espaciamiento de varillas longitudinales

$$S_{\text{mín}} = \begin{cases} 1.5 \text{ pulg} = 3.81 \text{ cm} \\ 1.5 \text{ db} = 3.81 \text{ cm} \\ \frac{4}{3} TMN = 3.39 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S = \frac{135 - 2(2.659) - 2(0.952) - 11(2.54)}{10}$$

$$S = 9.98 \text{ cm} > S_{\text{mín}} = 3.81 \text{ cm}$$

Usaremos: 38Ø1”@0.10m (04 caras)

c. Estribos de columna

Estribos de 3/8” para barras 1 1/4” o menores.

d. Espaciamiento de estribos de columna

Según ACI:

$$S_{\text{mín}} = \begin{cases} \leq 16db = 16(2.54) = 40.64 \text{ cm} \\ \leq \text{Menor dimension de la columna} = 100 \text{ cm} \\ \leq 48 d_{\text{estribo}} = 48(0.952) = 45.70 \text{ cm} \end{cases}$$

Según AASHTO:

$$S_{\text{máx}} = 30 \text{ cm}$$

Usar: □ Ø3/8” @ 0.15 m

e. Refuerzo máximo y mínimo en miembros a compresión

La máxima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada.

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps}f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08$$

$$\frac{193.80}{18050} + 0 \leq 0.08$$

$$0.01 \leq 0.08$$

La mínima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada.

$$\frac{A_s f_y}{A_g f'_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \geq 0.135$$

$$\frac{193.80 \times 4200}{18050 \times 280} + 0 \geq 0.135$$

$$0.161 \geq 0.135$$

3.2.12.9 DISEÑO DE VIGA CABEZAL

Peso de la viga cabezal = 2.59 tn

Se usará el programa de bandas finitas para hallar la carga permanente de la superestructura, en la viga exterior derecha.

a. Cargas permanentes

*Tabla 102:
Peso propio losas y vigas*

	BF INICIAL	BF FINAL	P.e.	Espesor	Total
LOSA SUP.	BF1	BF 8	2.40	0.20	0.48
VIGA IZQ.	BF9	BF13	2.40	0.30	0.72
VIGA INT.	BF14	BF18	2.40	0.40	0.96
VIGE DER.	BF19	BF23	2.40	0.30	0.72
LOSA INF.	BF24	BF27	2.40	0.20	0.48

Fuente: (Elaboración propia).

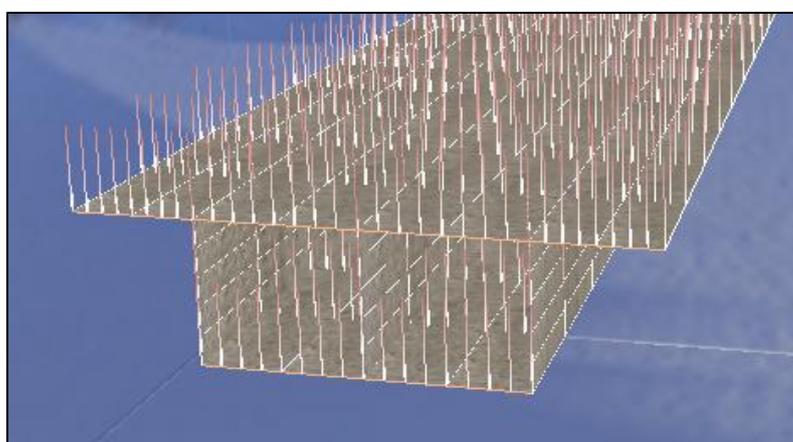


Figura 184: Cargas permanentes.

Fuente: (Programa de Bandas finitas).

En esta investigación el puente cajón tiene dos tramos, usamos el método de las flexibilidades para hallar las fuerzas de reacción del apoyo intermedio.

b. Método de las flexibilidades

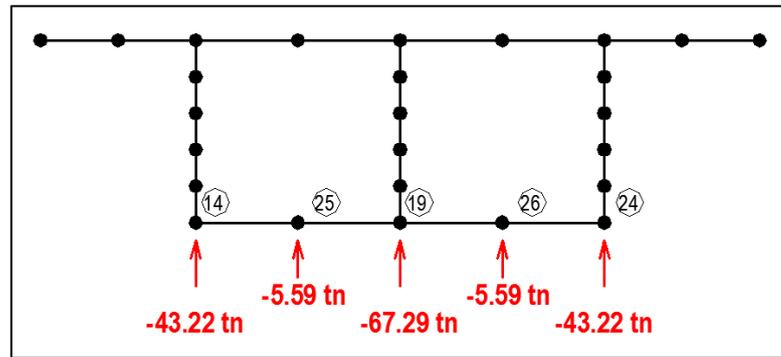


Figura 185: Cargas redundantes en líneas nodales.

Fuente: (Elaboración propia).

Carga muerta superestructura (viga exterior) = 43.22 tn

Carga viva superestructura (viga exterior) = 24.37 tn

b = 100 cm h = 100 cm

c. Diseño por estado límite de Resistencia I

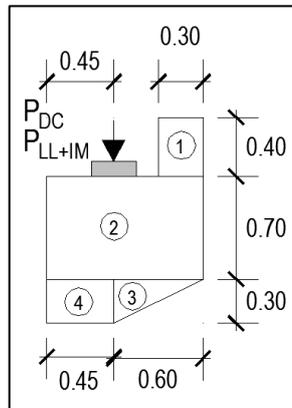


Figura 186: Metrado de cargas viga cabezal.

Fuente: (Elaboración propia).

c.1. Cálculo de cortante

$$V_u = 1.25V_{DC} + 1.75V_{LL+IM}$$

$$V_u = 1.25(2.59 + 43.22) + 1.75(24.37)$$

$$V_u = 99.91 \text{ tn}$$

c.2. Cálculo de momento ultimo

$$M_{uv} = 1.25(P_1(0.90) + P_2(0.525) + P_3(0.65) + P_4(0.225))$$

$$+ 1.25(P_{DC}d_1) + 1.75(P_{LL+IM}d_1)$$

$$M_{uv} = 1.25(0.29(0.90) + 1.76(0.525) + 0.22(0.65)$$

$$+ 0.32(0.225)) + 1.25(43.22)(0.45)$$

$$+ 1.75(24.37)(0.45)$$

$$M_{uv} = 45.25 \text{ tn.m}$$

c.3. Peralte efectivo

Siendo recubrimiento $r = 5$ cm

$$d = h - rec - \emptyset - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 100 - 5.00 - 1.27 - \frac{2.54}{2}$$

$$d = 92.46 \text{ cm}$$

c.4. Cálculo de acero por tanteo

Utilizando 1Ø1" @0.20

$$A_s = \frac{5.10 \text{ cm}^2}{0.20 \text{ m}}$$

$$A_s = 25.50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$a_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} \quad M_u = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a_1 = \frac{25.50(4200)}{0.85(280)(100)} \quad M_u =$$

$$1.00(25.50)(4200) \left(92.46 - \frac{4.50}{2} \right)$$

$$a_1 = 4.50 \text{ cm} \quad M_u = 86.95 \text{ tn. m}$$

$$M_u = 86.95 \text{ tn. m} \geq M_{uv} = 45.25 \text{ tn. m}$$

Usar: Ø1" @ 0.20 m

d. Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

$$A_{stemp} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{stemp} = \frac{0.18(100 \times 100)}{2(100 + 100)}$$

$$A_{stemp} = 4.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Además $2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{stemp} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$

Usaremos por cara 4Ø1/2" (5.16 cm²), con la consideración

$S_{\text{máx}} = 3t = 3(100) = 300$ cm y $S_{\text{máx}} = 45$ cm

Usar: 4Ø1/2" @0.15m

e. Reforzamiento longitudinal superficial

$$A_{sk} \geq 0.012(d_l - 30) \leq \frac{A_s - A_{ps}}{4}$$

$$d_c = recub. + \emptyset_{estribo} + \frac{\emptyset}{2} \quad d_l = 100 - 6.27$$

$$d_c = 5 + \frac{2.54}{2} \quad d_l = 93.73 \text{ cm} > 90 \text{ cm}$$

$$d_c = 6.27 \text{ cm} \quad (\text{requiere } A_{sk})$$

$$h = 100 \text{ cm} = 3.28 \text{ pie}$$

$$d_l = 93.73 \text{ cm} = 36.90 \text{ pulg}$$

$$A_s = 5\emptyset1" = 25.50 \text{ cm}^2 = 3.95 \text{ pulg}^2$$

$$A_{sk} \geq 0.012(36.90 - 30)(3.28) \leq \frac{3.95 - 0}{4}$$

$$A_{sk} \geq 0.27 \text{ pulg}^2 \leq 0.99 \text{ pulg}^2$$

Adoptamos: $4\emptyset 1/2'' = 0.80 \text{ pulg}^2/\text{cara}$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d_1}{6} \text{ y } S_{m\acute{a}x} = 30 \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{93.73}{6} = 15.62 \text{ cm}$$

$$S_{adoptado} = \frac{h - 2rec - 2\emptyset_{est} - 2\emptyset 1'' - 4\emptyset 1/2''}{5}$$

$$S_{adoptado} = \frac{100 - 2(5) - 2(1.27) - 2(2.54) - 4(1.27)}{5} = 15.46 \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 15.62 \text{ cm} > S_{adoptado} = 15.46 \text{ cm}$$

Usar: $4\emptyset 1/2'' @ 0.15 \text{ m}$

f. Cálculo del refuerzo transversal

f.1. Cortante actuante

Cortante actuante $V_u = 104.22 \text{ tn}$

El cortante resistente del concreto y el acero es

$$V_r = \emptyset V_n$$

$$\emptyset = 0.90$$

Siendo V_n el menor de $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 \cdot f'c \cdot b_v \cdot d_v \end{cases}$

f.2. Cortante nominal resistente solo del concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d_v$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} (100) (91.80)$$

$$V_c = 81414 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_c = 0.90 (81414) = 73273 \text{ kg}$$

Donde:

$b_v =$ ancho de viga = 100 cm

$d_v =$ peralte de corte efectivo

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_v = 94.05 - \frac{4.50}{2}$$

$$d_v = 91.80$$

No menor que el mayor valor de $\begin{cases} 0.90 d_e = 0.90 (94.05) = 84.65 \text{ cm} \\ 0.72 h = 0.72 (100) = 72.00 \text{ cm} \end{cases}$

f.3. Cortante nominal resistente del acero

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \text{sen} \alpha}{S}$$

$$A_v = 6 \times 1.29 \text{ cm}^2 = 7.74 \text{ cm}^2 \text{ (asumiendo 6 ramas } \varnothing 1/2'')$$

$$S = 20 \text{ cm (Espaciamiento asumido de estribos)}$$

$$\Theta = 45^\circ \text{ (Sección no preesforzada)}$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Ángulo de inclinación del estribo)}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{S}$$

$$V_s = \frac{(7.74)(4200)(91.80)}{20}$$

$$V_s = 149\,212 \text{ kg}$$

f.4. Cortante nominal resistente total

$$\text{El menor valor de } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f' c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_n = 81414 + 149212 + 0 & = 230626 \text{ kg (Menor)} \\ V_n = 0.25(280)(100)(91.80) + 0 & = 642600 \text{ kg} \end{cases}$$

$$\text{Luego } V_n = 230\,626 \text{ kg}$$

f.5. Cortante resistente total

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 0.90(230\,626)$$

$$V_r = 207\,563.40 \text{ kg} > 104\,220 \text{ kg}$$

f.6. Refuerzo transversal mínimo

$$A_v \geq \frac{0.27 \sqrt{f' c} b_v S}{f_y}$$

$$A_v \geq \frac{0.27 \sqrt{280} (100) (20)}{(4200)}$$

$$A_v \geq 2.15 \text{ cm}^2$$

$$7.74 \text{ cm}^2 \geq 2.15 \text{ cm}^2$$

f.7. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$$

$$V_u = \frac{104220 \text{ kg}}{0.90(100)(91.80)}$$

$$V_u = 12.61 \text{ kg/cm}^2$$

También:

$$\begin{cases} \text{Si } V_u < 0.125f'c \rightarrow S_{m\acute{a}x} = 0.8d_v \leq 60\text{cm} \\ \text{Si } V_u \geq 0.125f'c \rightarrow S_{m\acute{a}x} = 0.4d_v \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Como $V_u < 0.125f'c$

$$12.61 \text{ kg/cm}^2 < 35\text{kg/cm}^2$$

$$S_{m\acute{a}x} = 0.8(91.80) \leq 60\text{cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 73.44 \leq 60\text{cm}$$

Luego $s = 20 \text{ cm} < s_{m\acute{a}x} = 60 \text{ cm}$

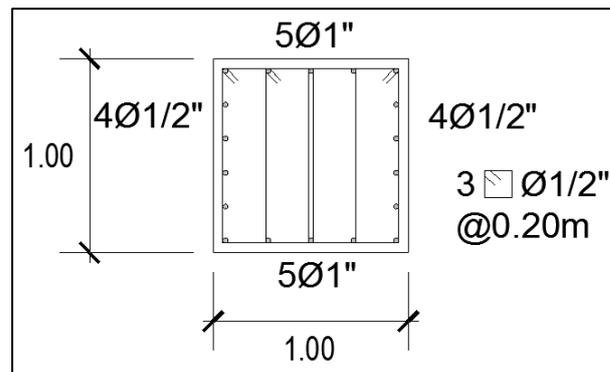


Figura 187: Disposición de armadura viga cabezal.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.13 ANÁLISIS SÍSMICO DEL PUENTE COLINE

3.2.13.1 CARGAS DE SISMO

Las cargas de sísmicas se deberán tomar como solicitaciones horizontales determinadas de acuerdo con los requisitos del artículo 2.6.5.4 del manual de puentes del MTC-2016, en base al coeficiente de respuesta elástica, C_{sm} , especificado en la caracterización del peligro sísmico y al peso equivalente de la estructura, y se deberán ajustar aplicando el factor de modificación de la respuesta, R .

Las disposiciones de esta sección son aplicables a puentes convencionales aquellos cuyas estructuras son losas, vigas, vigas compuestas, vigas cajón, sobre pilares simples o con múltiples columnas que sean fundados sobre zapatas extendidas poco profundas.

3.2.13.2 CLASE DE SITIO

El sitio se clasifica de acuerdo a la tabla 103, del manual de puentes del MTC-2016, los sitios serán clasificados por su rigidez determinada por la velocidad de la onda de corte superior a los 100 ft. La prueba de penetración estándar (SPT), el número de golpes y la resistencia al corte de las muestras de suelo no drenadas también puede usarse para la clasificación.

Tabla 103:
Clase de sitio

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $v_s > 5,000$ ft/s
B	Roca con $2,500$ ft /s $< v_s < 5,000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< v_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $N > 50$ golpes/ ft, o $S_u > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con 600 ft/s $< v_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < N < 50$ golpes/ ft, o $1.0 < S_u < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $v_s < 600$ ft/s o con cualquiera $N < 15$ golpes/ ft o $S_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40$ por ciento y $S_u < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> • Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 10$ ft de turba o arcilla altamente orgánica donde $H =$ espesor del suelo) • Arcillas de alta plasticidad ($H > 25$ ft con $PI > 75$) • Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas ($H > 120$ ft)

Excepciones: Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

Donde:

- V_s = Promedio de la velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 100 ft
- N = Promedio de la cantidad de golpes (golpes/ ft) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a 100 ft
- S_u = Promedio de resistencia al corte no drenada en ksf (ASTM D2166 o ASTM D2850) para perfiles de suelo superiores a 100 ft
- PI = Índice plástico (ASTM D4318)
- w = Contenido de humedad (ASTM D2216)

Fuente: (Manual de Puentes, MTC-2016)

3.2.13.3 COEFICIENTE DE ACELERACIÓN

El coeficiente de aceleración “A” que se utilizará en la aplicación de estos requisitos se deberá determinar en base a los mapas. Para las ubicaciones que se encuentran entre dos líneas de contorno o entre una línea de contorno y un máximo o mínimo local se deberá interpolar linealmente.

Para hallar el coeficiente de aceleración para el puente Coline, se usó el mapa de iso-aceleraciones o mapa de peligro sísmico probabilístico

para el departamento de Puno, elaborado por el Instituto Geofísico del Perú, obtenido de la revista Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú del año 2014.

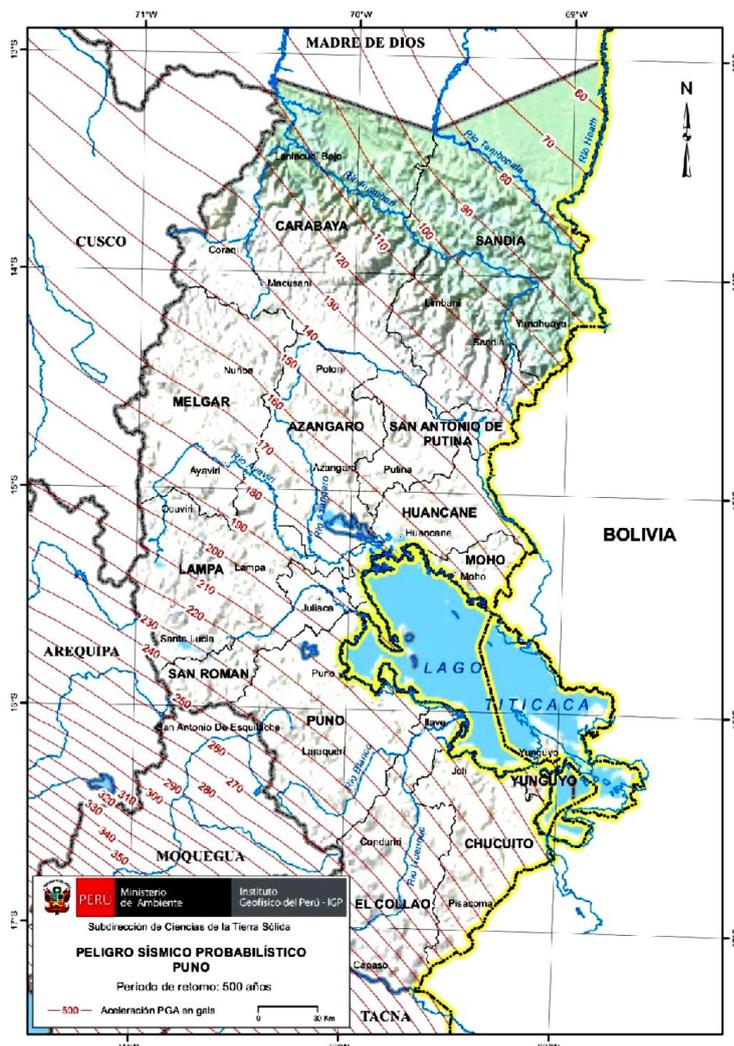


Figura 188: Mapa de Peligro sísmico probabilístico de Puno. Fuente: (Tavera et al., 2014).

De la figura 188, se obtiene la aceleración $PGA = 230$ gals. Para un periodo de retorno de 500 años.

PGA = Coeficiente de aceleración del terreno máxima.
 Gals = Unidad de aceleración en el sistema cegesimal (1 cm/s^2)
 $PGA = 230 \text{ gals} = 230 \text{ cm/s}^2 = 0.23g$.
 El coeficiente de aceleración será de $0.23g$.

La probabilidad de ocurrencia de algún terremoto vendría dada por:

$$R = 1 - (e)^{-\frac{T}{tr}}$$

T = Tiempo de vida útil de la estructura = 50 años

Tr = Periodo de retorno = 500 años

Reemplazando en la formula obtenemos un riesgo de R = 10 %.

3.2.13.4 FACTORES DE SITIO

Los factores de sitio F_{pga}, F_a y F_v, serán usados en el periodo cero y en el rango de periodos corto y largo. Estos factores se determinan usando la clase de sitio de la tabla 103 y los valores de los coeficientes PGA, S_s y S₁ que se elaboren para distintas zonas del país.

Tabla 104:

Valores de factor de sitio, F_{pga} en periodo-cero en el espectro de aceleración

Clase de sitio	Coeficiente aceleración pico del terren (PGA) ¹				
	PGA < 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA > 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Notas:

1. Usar línea recta de interpolación para valores intermedios de PGA.
2. Llevar a cabo investigaciones geotecnicas especificas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

Tabla 105:

Valores de factor de sitio, F_a, Para rango de periodo corto en el espectro de aceleración

Clase de sitio	Coeficiente aceleración espectral en Periodo 0.2 sec (Ss) ¹				
	SS < 0.25	SS = 0.50	SS = 0.75	SS = 1.00	SS > 1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de Ss.
2. Llevar a cabo investigaciones geotecnicas especificas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

*Tabla 106:
Valores de factor de sitio, F_v , Para rango de periodo largo en el espectro de aceleración*

Clase de sitio	Coeficiente aceleración espectral en Periodo 1.0 sec (S_1) ¹				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F^2	*	*	*	*	*

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de S_1 .
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

Fuente: (Manual de Puentes, MTC-2016).

Los factores de sitio para la clase de sitio A, obtenemos:

$$F_{pga} = 0.8 \quad F_a = 0.8 \quad F_v = 0.8$$

Para hallar los parámetros de aceleración:

1. Coeficientes de aceleración pico del terreno (PGA).
2. Coeficiente de aceleración espectral en periodo 0.2 seg (S_s)
3. Coeficiente de aceleración espectral en periodo 1.0 seg (S_1)

Se uso 03 mapas de ordenadas espectrales en roca del Perú, para periodos estructurales, de 0.00, 0.20 y 1.00 seg para el lugar donde se construirá el puente Coline.

Estos 03 mapas de ordenadas espectrales fueron desarrollados por la Ing. Ana Malena Bolaños Cordova y el Ing. Omar Manuel Monroy Concha, en el trabajo de investigación denominado “Espectros de peligro sísmico uniforme” de la PUCP.

De los mapas se obtuvo los 03 coeficientes de aceleración para el puente Coline.

$$PGA = 0.35g \quad S_s = 0.78g \quad S_1 = 0.33g.$$

3.2.13.5 MAPAS DE ORDENADAS ESPECTRALES DEL PERÚ

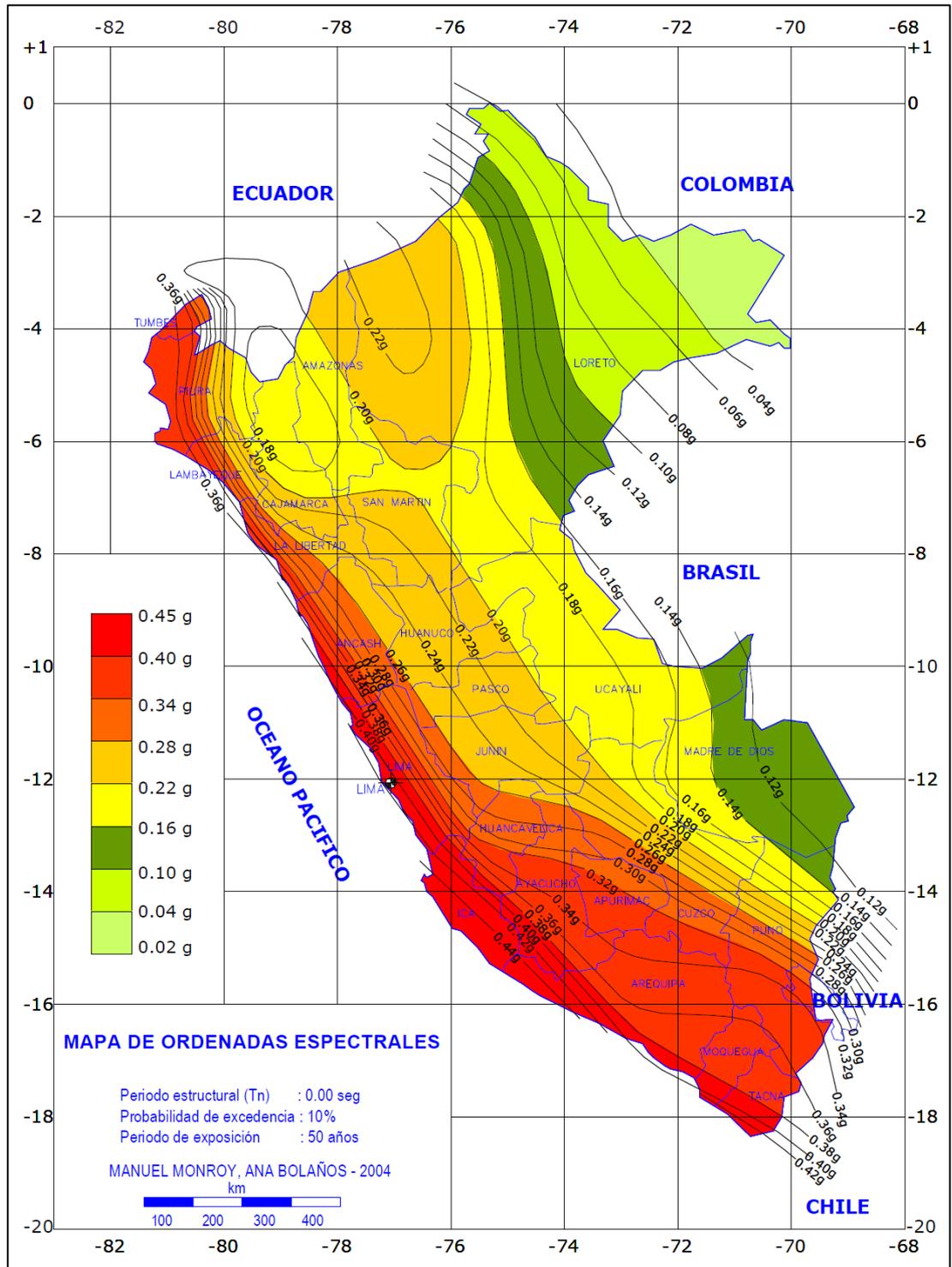


Figura 189: Distribución de ordenadas espectrales en roca del Perú correspondientes a un periodo estructural de 0.00 seg, con 5% de amortiguamiento y 10% de probabilidad de excedencia, para un periodo de exposición de 50 años.

Fuente: (Bolaños y Monroy, 2004, p. 101).

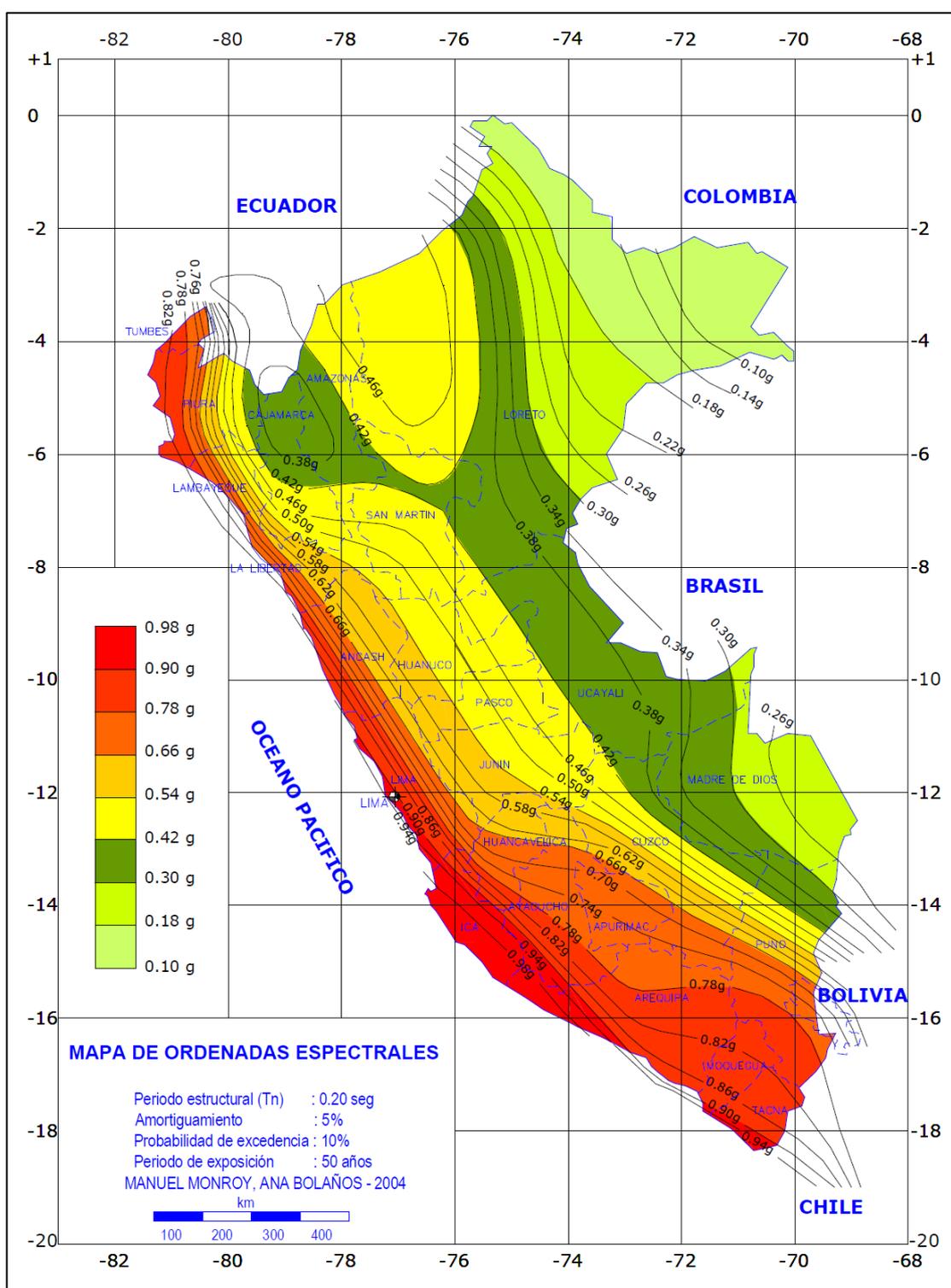


Figura 190: Distribución de ordenadas espectrales en roca del Perú correspondientes a un periodo estructural de 0.20 seg, con 5% de amortiguamiento y 10% de probabilidad de excedencia, para un periodo de exposición de 50 años.

Fuente: (Bolaños y Monroy, 2004, p. 122).

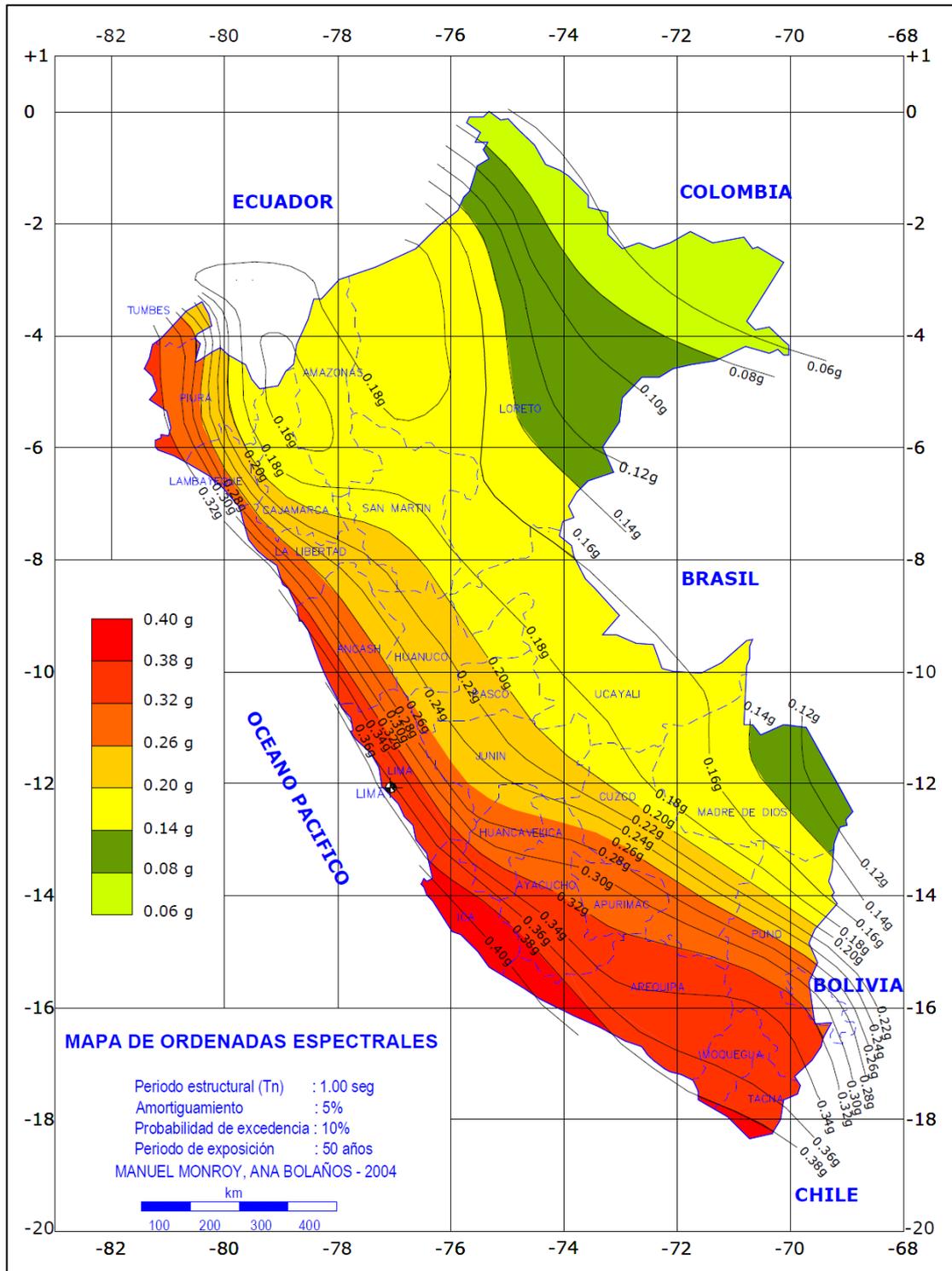


Figura 191: Distribución de ordenadas espectrales en roca del Perú correspondientes a un periodo estructural de 1.00 seg, con 5% de amortiguamiento y 10% de probabilidad de excedencia, para un periodo de exposición de 50 años.

Fuente: (Bolaños y Monroy, 2004, p. 123).

3.2.13.6 CATEGORÍAS SEGÚN LA IMPORTANCIA DEL PUENTE

El AASHTO LRFD 2014, clasifica los puentes en tres categorías operacionales

- Puentes críticos
- Puentes esenciales
- Otros puentes

a. Puentes Críticos

Los puentes críticos son generalmente los que deberían, como mínimo, estar abierto a vehículos de emergencia y para propósitos de seguridad, después de un gran sismo, es decir un evento con periodo de retorno de 2500 años.

b. Puentes Esenciales

Los puentes esenciales son generalmente los que deberían, como mínimo, estar abierto a vehículos de emergencia y para propósitos de seguridad, después de un sismo, es decir un evento con periodo de retorno de 1000 años.

El Puente Coline tendrá la categoría de puente esencial que deberá estar como mínimo abierto para el tránsito de vehículos de emergencia después de ocurrido un sismo.

3.2.13.7 ZONAS SÍSMICAS

Todo puente deberá ser asignado a uno de las cuatro zonas sísmicas establecidas por el Manual de Puentes del MTC-2016.

Tabla 107:
Zonas Sísmicas

Acceleration Coefficient, S_{D1}	Seismic Zone
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Fuente: (Manual de Puentes, MTC-2016).

$$SD_1 = F_v \times S_1$$

$$SD_1 = 0.80 \times 0.33$$

$$SD_1 = 0.264$$

De la tabla 107 obtenemos la zona sísmica 2, para un coeficiente de aceleración $SD_1 = 0.264$ con 10 % de probabilidad de excedencia para 50 años de vida útil.

3.2.13.8 FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA

Para aplicar los factores de modificación de respuesta que se especifican en el ítem, los detalles estructurales deben satisfacer las disposiciones referentes al diseño de estructuras de concreto armado en zonas sísmicas.

Las fuerzas de diseño sísmico para subestructuras y las conexiones entre las partes de la estructura, se determina dividiendo las fuerzas resultantes de un análisis elástico por el factor de modificación de respuesta R apropiado, como se especifica en la tabla 108:

Tabla 108:
Factores de modificación de respuesta - subestructuras

Subestructura	Categoría según la importancia		
	Crítica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1,5	1,5	2,0
Caballetes de pilotes de hormigón armado			
• Sólo pilotes verticales	1,5	2,0	3,0
• Con pilotes inclinados	1,5	1,5	2,0
Columnas simples	1,5	2,0	3,0
Caballete de pilotes de acero o pilotes compuestos de acero y hormigón			
• Sólo pilotes verticales	1,5	3,5	5,0
• Con pilotes inclinados	1,5	2,0	3,0
Caballetes multicolumna	1,5	3,5	5,0

Fuente: (Manual de Puentes, MTC-2016).

Tabla 109:
Factores de modificación de respuesta - conexión

Unión	Todas las categorías
Superestructura - Estribo	0,8
Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura	0,8
Columnas, pilares o caballetes de pilotes - Viga cabecera o superestructura	1,0
Columnas o pilares - Fundaciones	1,0

Fuente: (Manual de Puentes, MTC-2016).

El Puente Coline tiene un factor de modificación de respuesta, para columnas simples y con categoría de importancia esencial $R=4$, para sismos frecuentes.

3.2.13.9 COMBINACIÓN DE SOLICITACIONES SÍSMICAS

Las solicitaciones sísmicas elásticas, se deben combinar de la siguiente manera:

- 100% del valor absoluto de las solicitaciones en una de las direcciones perpendiculares combinado con el 30% del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular.
- 100% del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular combinado con el 30% del valor absoluto de las solicitaciones en la primera dirección perpendicular.

3.2.13.10 CARGAS SÍSMICAS PARA EL ANÁLISIS

a. Puentes de varios tramos

Para estructuras de varios tramos, los requisitos serán como se especifica en la tabla 110, donde:

- * = análisis sísmico no requerido.
- UL = método elástico de carga uniforme.
- SM = método elástico para un solo modo.
- MM = método elástico multimodal.
- HM = método tiempo historia.

*Tabla 110:
Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos*

Parámetro	Puentes de un solo tramo	Puentes de múltiples tramos					
		Otros puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		regular	irregular	regular	irregular	regular	irregular
1	No se requiere análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Fuente: (Manual de Puentes, MTC-2016).

El puente Coline de categoría esencial y de forma regular, para un modelo tridimensional, se realizó un análisis sísmico por el método elástico multimodal.

a.1. Método espectral multimodal

El método de análisis espectral multimodal es usado, para puentes en los cuales ocurre acoplamiento en más de una de las 3 direcciones de coordenadas en cada modo de vibración. Como mínimo, para representar la estructura se debe utilizar un análisis dinámico lineal usando un modelo tridimensional.

3.2.13.11 REQUISITOS MÍNIMOS PARA LONGITUDES DE SOPORTES

Los anchos de asiento del puente en los apoyos de expansión que no poseen limitadores, sujetadores, unidades de transmisión de impacto ni amortiguadores deben permitir el máximo desplazamiento calculado de acuerdo con la siguiente expresión:

El ancho de asiento empírico se deberá tomar como:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H) (1 + 0.000125S^2)$$

N = mínima longitud de apoyo medida en forma normal al eje del apoyo (mm).

L = longitud del tablero del puente hasta la junta de expansión adyacente, o hasta el extremo del tablero; si hay articulaciones dentro de un tramo L deberá ser la sumatoria de las distancias a cada lado de la articulación (mm).

H = altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente (mm).

S = oblicuidad del apoyo medida a partir de una recta normal al tramo (°).

Los porcentajes de N aplicables a cada zona sísmica deberán ser como se especifica en la tabla 111:

*Tabla 111:
Porcentaje N de acuerdo con la zona sísmica y aceleración*

Zona	Coefficiente de aceleración A_s	Porcentaje de N
1	< 0.05	≥ 75
1	≥ 0.05	100
2	Todos los aplicables	150
3	Todos los aplicables	150
4	Todos los aplicables	150

Fuente: (Manual de Puentes, MTC-2016).

Longitud mínima de cajuela

$$N_{\text{mín}} = (200 + 0.0017L + 0.0067H) (1 + 0.000125S^2)$$

con $L = 38,000$ mm, $H = 4400$ mm, $S^\circ = 0^\circ$

$$N_{\text{mín}} = (200 + 0.0017 \times 38,000 + 0.0067 \times 4400) \text{ mm}$$

$$N_{\text{mín}} = 294.08 \text{ mm} = 0.29 \text{ m} (1.50) = 0.44 \text{ m}$$

$$N_{\text{adoptado}} = 0.60 \text{ m} > N_{\text{mín}} = 0.44 \text{ m}$$

3.2.13.12 CARACTERIZACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO

a. Diseño del espectro de respuesta

El espectro de respuesta del 5% de diseño amortiguado será efectuado como se especifica en la figura 192.

Siguiendo con lo establecido en la norma, el espectro de diseño sísmico se obtiene mediante la estimación del coeficiente de aceleración A_s , coeficiente de aceleración S_{DS} para periodos cortos (0.2s) y coeficiente de aceleración S_{D1} para un periodo de 1.0 s.

Los coeficientes de aceleración serán:

$$\begin{aligned} A_s &= F_{pga}PGA \\ S_{DS} &= F_a S_s \\ S_{D1} &= F_v S_1 \end{aligned}$$

Los parámetros de periodo para las abscisas del espectro, se estiman de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} T_0 &= 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\ T_1 &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \end{aligned}$$

T_0 : Periodo de inicio de la platea de periodos cortos (s).

T_s : Periodo final de la platea de periodos cortos (s).

Una vez determinados los parámetros indicados, las ordenadas del espectro de respuesta de diseño (C_{sm}) se determinan teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

$$\begin{aligned} C_{sm} &= (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s && \rightarrow T \leq T_0 \\ C_{sm} &= S_{DS} && \rightarrow T_0 \leq T \leq T_s \\ C_{sm} &= \frac{S_{D1}}{T} && \rightarrow T \leq T_s \end{aligned}$$

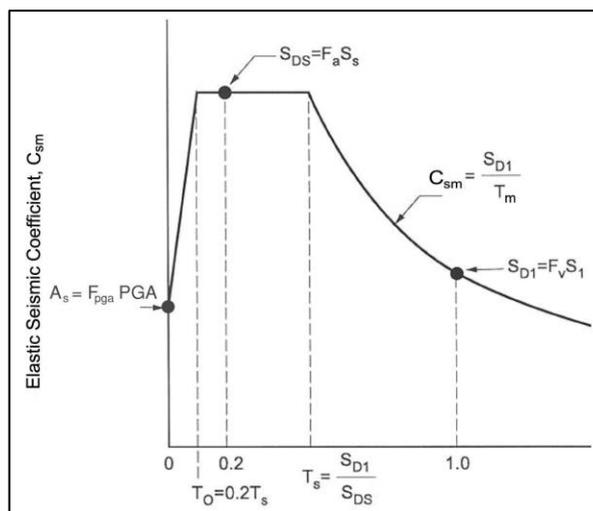


Figura 192: Diseño del espectro de respuesta.
Fuente: (Manual de Puentes, MTC-2016).

Parámetros AASHTO – LRFD 2012 Roca (tipo A)

Tabla 112:
Parámetros de espectro de diseño para el Puente Coline

PGA	0.35
Ss	0.78
S1	0.33
Fpga	0.80
Fa	0.80
Fv	0.80
As	0.28
SDS	0.624
SD1	0.264
T0	0.0846
Ts	0.4231
TL	4.00

Fuente: (Elaboración propia).

En base a los parámetros de construcción del espectro de diseño según la AASHTO - 2012 para el caso del Puente Coline, se presenta su correspondiente espectro de diseño horizontal.

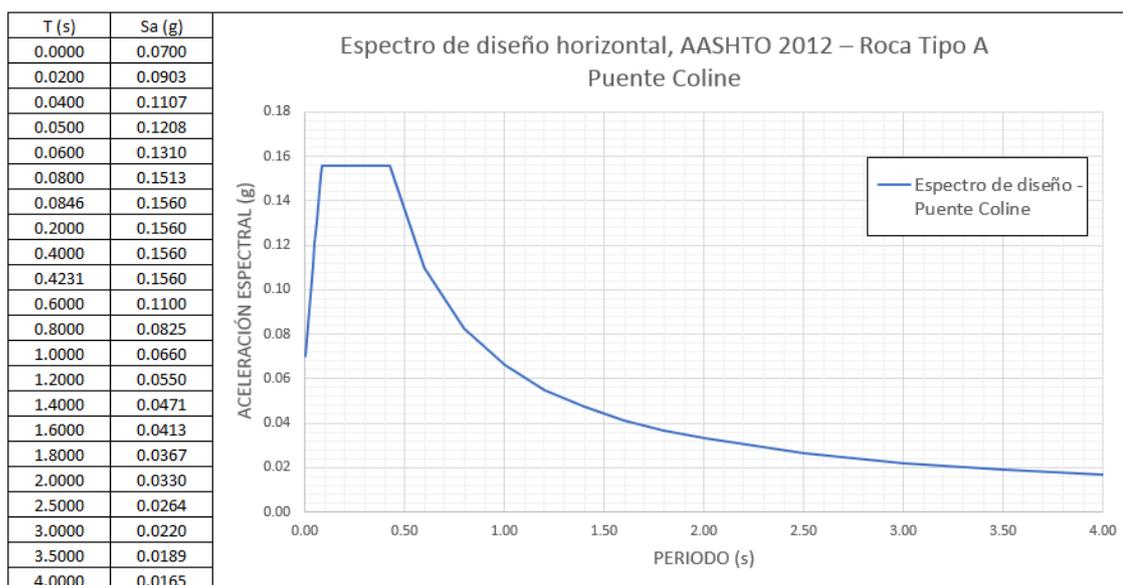


Figura 193: Espectro de diseño Puente Coline.
Fuente: (Elaboración propia).

3.2.14 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE TIPO CAJÓN EN CSI BRIDGE

Se realizó el análisis estructural del puente tipo cajón de concreto armado y se presentan las fuerzas resultantes y la deformación por la sobrecarga vehicular.

Las condiciones geométricas son las siguientes:

- Longitud = 38 m
- Número de vías = 1 vía.
- Ancho de calzada = 3.60 m
- Peso de barandas = 0.10 tn/m en cada lado
- Espesor de la superficie de rodadura = 0.20 m
- Especificaciones de análisis de la AASHTO-LRFD-2014

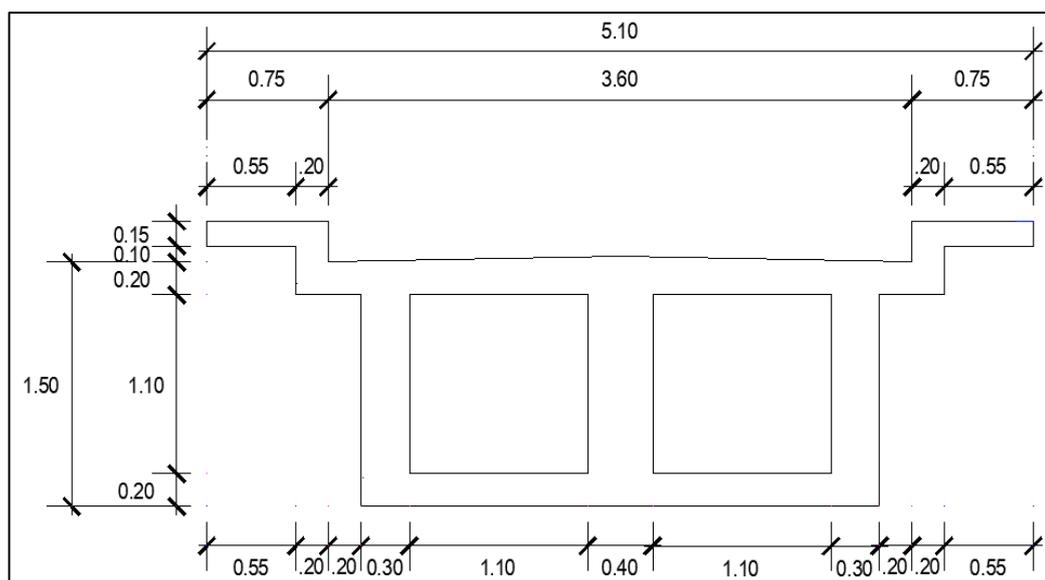


Figura 194: Sección transversal del puente tipo cajón.

Fuente: (Elaboración propia).

3.2.14.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

a. Concreto

Resistencia especificada $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

Peso específico $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$.

b. Módulo de elasticidad del concreto:

$$E = 15100\sqrt{f'_c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$E = 2,526,713.28 \text{ tn/m}^2$$

c. Módulo de poisson del concreto

$\nu = 0.11$ Para concreto de alta resistencia

d. Acero de refuerzo

Esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del acero $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

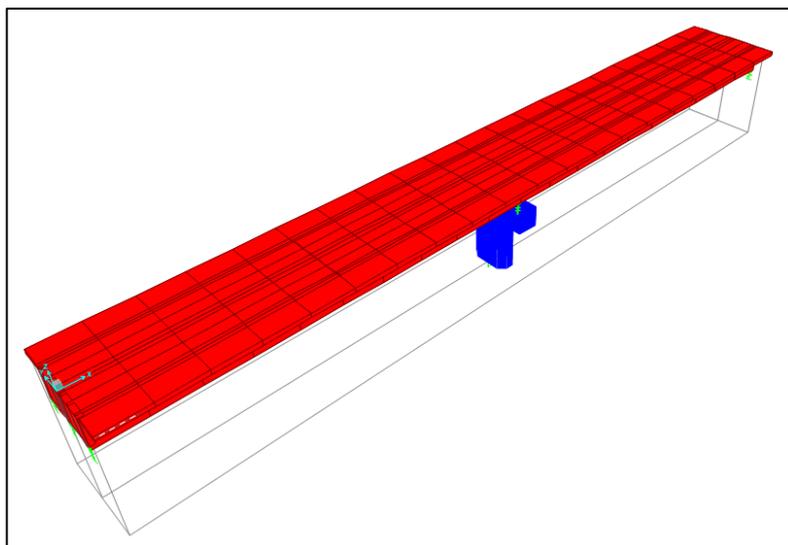


Figura 195: Modelo matemático con las características del puente tipo cajón.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

3.2.14.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural del puente de tablero tipo cajón del puente Coline, se ha elaborado en base a las cargas que actúan sobre la estructura durante la vida útil del puente.

Se ha considerado diversos tipos de cargas, entre ellos: Carga Muerta (Dead), carga vehicular (LL+IM), carga peatonal (PL), carga de baranda (BAR), carga de frenado (BR), carga de viento (WS), carga de sismo (EQ).

Para el análisis lineal, se utilizó el programa CSi Bridge v19.0.0 de Computers & Structures Inc (CSI). En el modelo del puente del tablero tipo cajón, se ha utilizado dos tipos de elementos: el primero de ellos el tipo “Frame” con que se modeló el pilar y la viga cabezal y el elemento tipo “Shell” para las losas y vigas del tablero tipo cajón del puente.

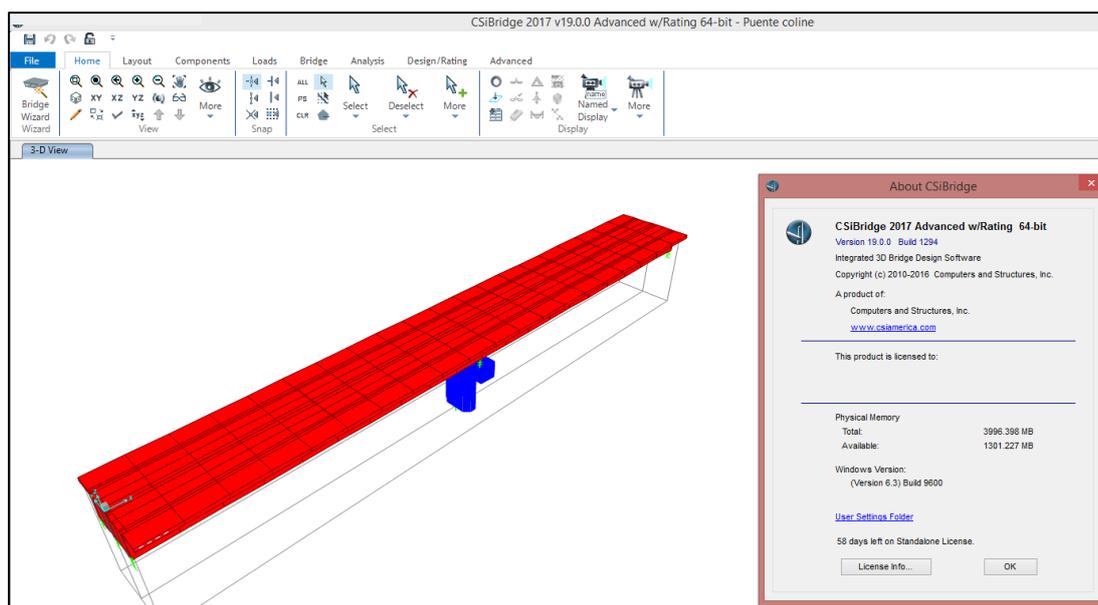


Figura 196: Para el análisis estructural se ha usado el software CSiBridge.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

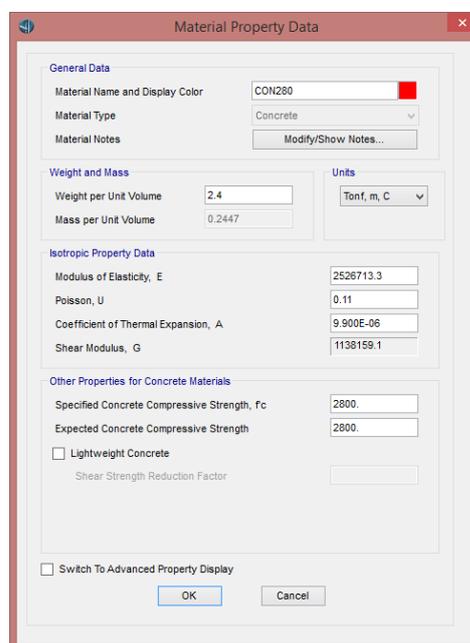


Figura 197: Propiedades del concreto.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

a. Carril de diseño

Generalmente el número de carriles de diseño debería ser determinado tomando la parte entera de la relación $w/360$, donde w es el ancho de la superficie en cm.

El ancho de la superficie de rodadura es $w=360\text{cm}$, en consecuencia, el número de carriles de diseño será $360/360=1.00$, por consiguiente, se utiliza un carril de diseño de 3.60m de ancho como se muestra en la figura 198.

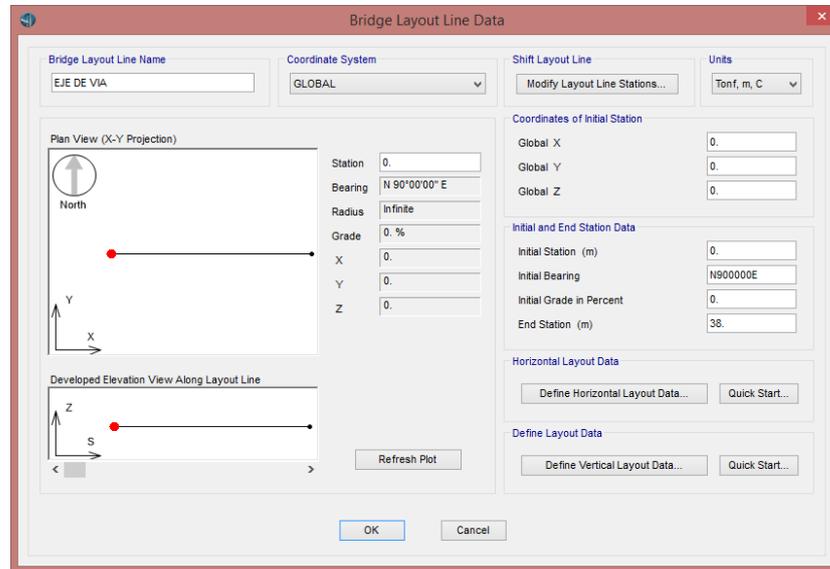


Figura 198: Carril de diseño.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

b. Sección del puente

Definiremos nuestra sección transversal del puente tipo cajón en el software CSiBridge.

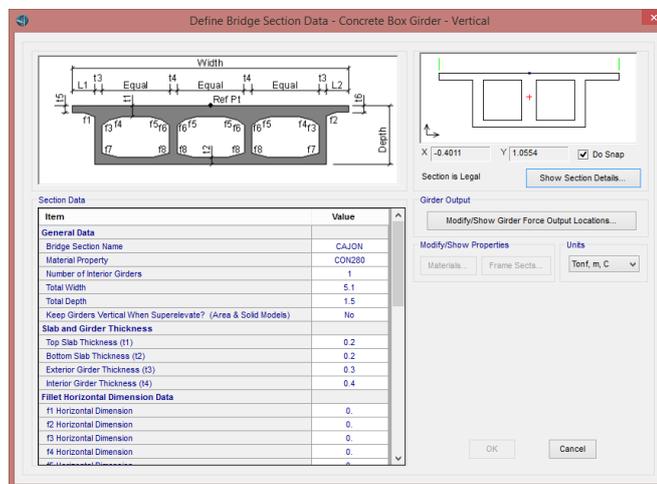


Figura 199: Sección del puente tipo cajón.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

3.2.14.3 CARGAS

a. Cargas Muertas

Conformada por el peso propio de los elementos del puente como losas superior e inferior, vigas exteriores e interior y vigas diafragma.

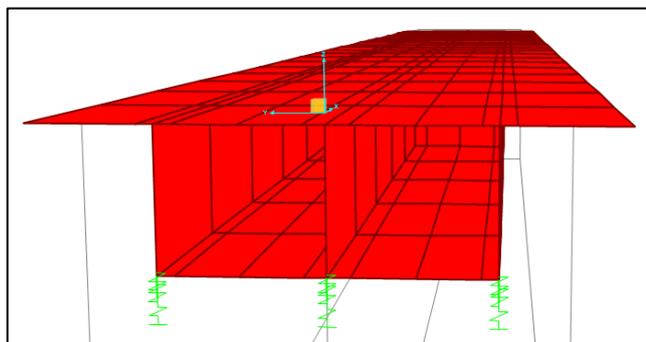


Figura 200: Cargas permanentes.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

a. Cargas de barandas

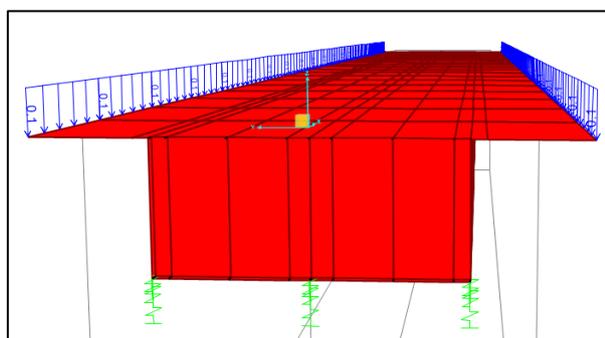


Figura 201: Carga de baranda = 0.10 tn/m.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

b. Cargas Peatonales

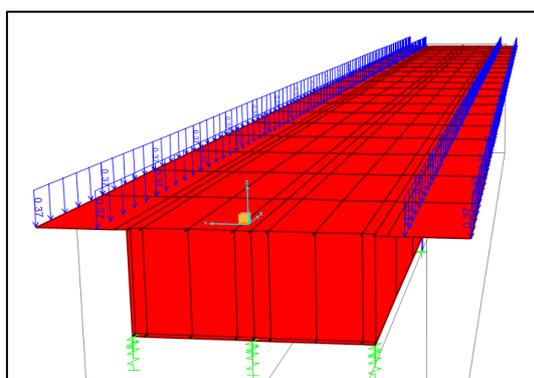


Figura 202: Carga Peatonal = 0.367 tn/m².

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

c. Cargas Vehiculares

Los vehículos de diseño se definieron siguiendo las especificaciones del AASHTO-LRFD 2014.

La carga móvil HL-93 estará conformada por 03 subgrupos de carga móvil

- 1) HL-93M = 01 camión Tandem + s/c carril.
- 2) HL-93K = 01 camión Tridem + s/c carril.
- 3) HL-93S = 02 camiones Tridem separados 15m + s/c carril.

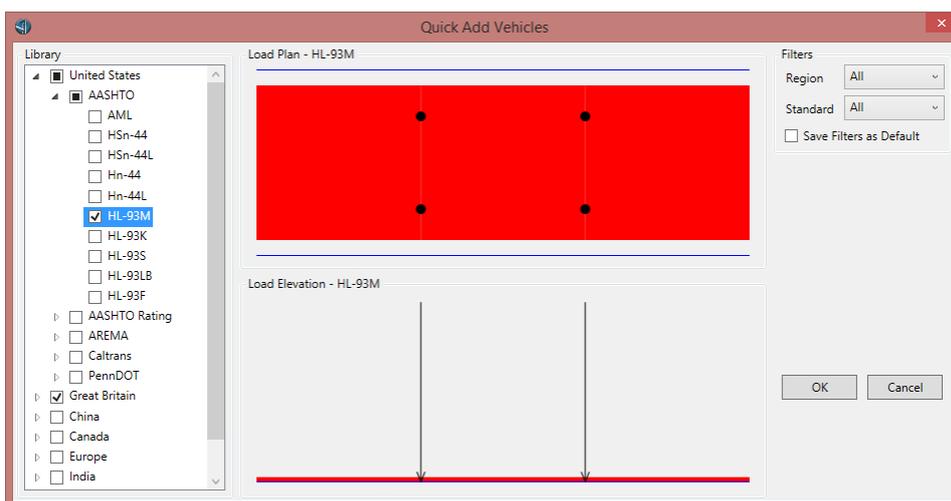


Figura 203: Camión de diseño HL-93M.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

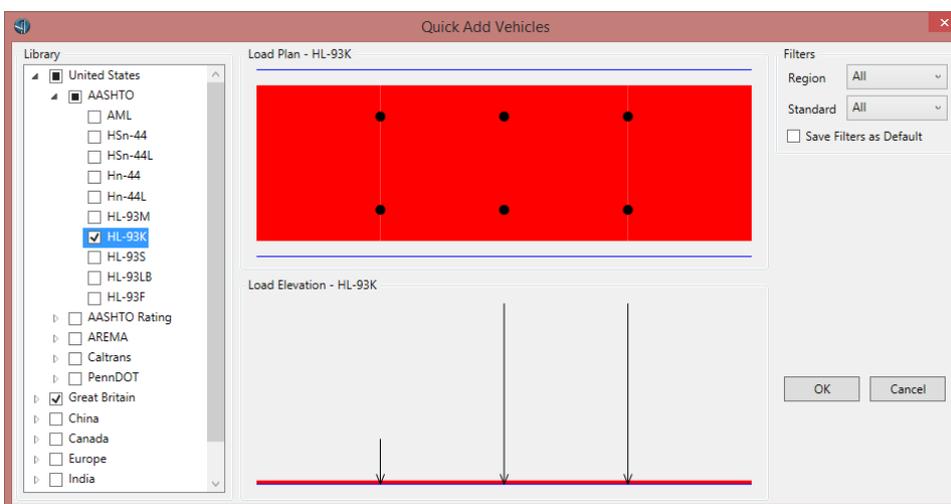


Figura 204: Camión de diseño HL-93K.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

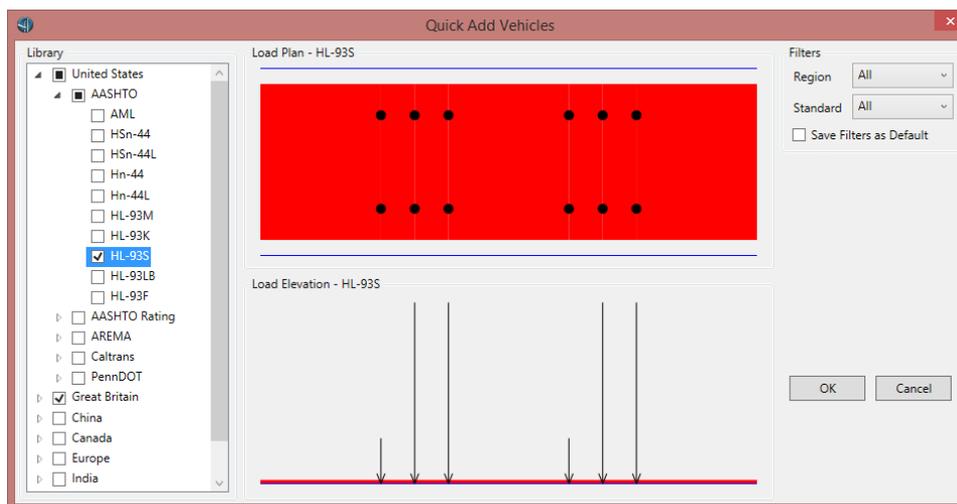


Figura 205: Camión de diseño HL-93S.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

d. Efectos dinámicos

Cuando los vehículos pasan a una velocidad de diseño producen vibraciones sobre la estructura y dicha vibración amplifica la carga estática de los vehículos, para considerar ese efecto se utilizarán los factores de amplificación de carga dinámica que indica la tabla 113.

Tabla 113:
Efectos dinámicos

Componente	Porcentaje (IM)
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos	
• Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33%

Fuente: (MTC-2016)

En CSiBridge se incrementó en 33% la carga del camión tridem y el camión tándem sin amplificar la carga uniformemente distribuida.

e. Fuerza de Frenado

La fuerza de frenado consideramos toda la longitud del puente, $L=38.00$ m. Esta fuerza se tomará el máximo de los siguiente.

De acuerdo a las especificaciones, la fuerza de frenado será la mayor de:

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

En este caso el peso del vehículo tridem HL-93 es 32.75 tn, peso del vehículo tandem HL-93 es 22.8 tn carga de carril 0.954 tn/m

La fuerza de frenado se calcula con un carril que transporta tráfico y considerando el factor de presencia múltiple $m = 1.20$ tendremos

$$- BR_1 = 0.25 \times 32.75 \times 1.00 \text{ vía} \times 1.20 = 9.83 \text{ tn}$$

La fuerza de frenado será de 9.83 tn aplicado a 1.80 m sobre la superficie de calzada.

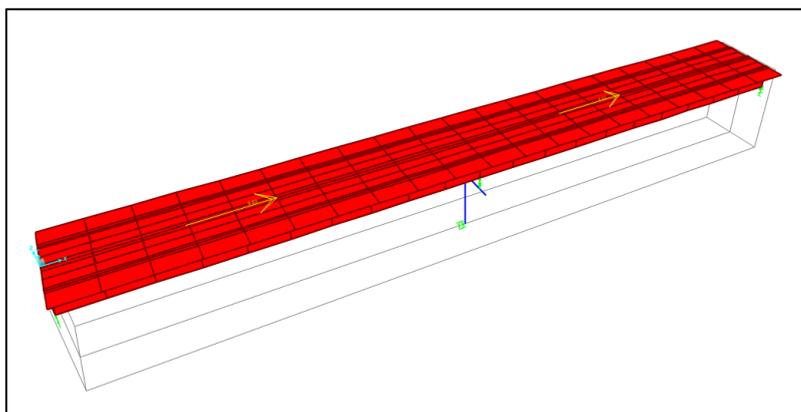


Figura 206: Fuerza de frenado = 9.83 tn ubicado en el centro de cada tramo.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

f. Cargas de viento

Las velocidades de viento que se utilizarán serán las del Mapa Eólico de la Norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

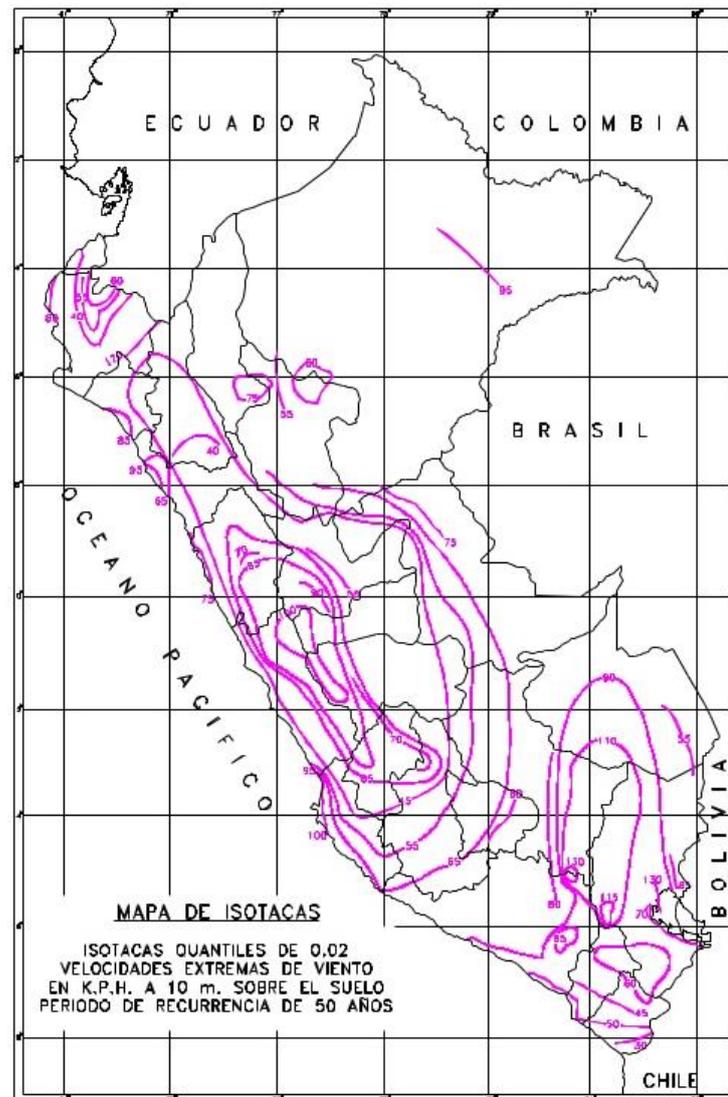


Figura 207: Mapa Eólico del Perú.

Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones - 2011).

Del mapa eólico del Perú, se obtiene una velocidad básica del viento $V_B = 115$ km/hr.

Las especificaciones de la AASHTO consideran una velocidad básica del viento $V_B = 160$ km/h, se asumirá que la carga de viento será uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento.

El puente tiene una altura de 2.50 m sobre el nivel del terreno.

Se optará por la velocidad básica del viento dada por el AASHTO.

f.1. Presión horizontal de Viento sobre la estructura

Se considera que el viento incide perpendicularmente al eje longitudinal del puente.

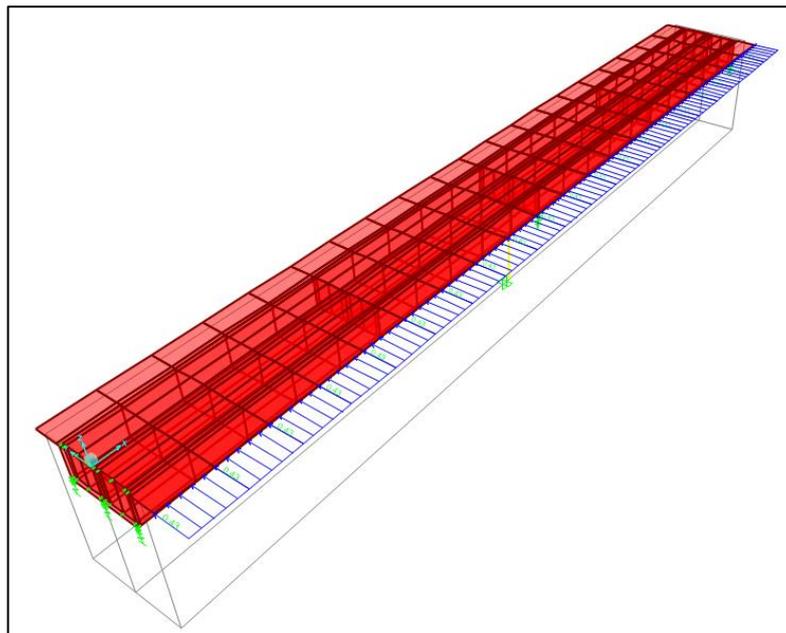
*Tabla 114:
Presiones básicas correspondiente a una V=160 km/h*

Componente Estructural	Presión por Barlovento		Presión por Sotavento	
Reticulados, Columnas y Arcos	0.050 ksf	0,0024 MPa	0.025 ksf	0.0012 MPa
Vigas	0.050 ksf	0,0024 MPa	NA	NA
Superficies de pisos largos	0.040 ksf	0,0019 MPa	NA	NA

Fuente: (Manual de Puentes, MTC-2016)

De la tabla 114, obtenemos la presión a barlovento para el caso de componente estructural tipo viga = 0.0024Mpa = 245 kg/m². No se considera la presión a sotavento.

$$WS_1 = 0.245 \text{ tn/m}^2 \times 1.75 \text{ m} = 0.43 \text{ tn/m}$$



*Figura 208: Carga de viento horizontal = 0.43 tn/m.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).*

f.2. Presión vertical de viento sobre la estructura

Se considerará una fuerza vertical hacia arriba, uniformemente distribuida por unidad de longitud de puente, con una magnitud igual a 100 kg/m^2 multiplicada por el ancho del tablero, incluyendo veredas. Esta fuerza será aplicada cuando no se involucran presiones de viento sobre vehículos y solo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente.

$$WS_2 = 0.100 \text{ tn/m}^2 \times 5.10 \text{ m} = 0.51 \text{ tn/m}$$

Esta fuerza lineal se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento.

$$\frac{L}{4} = \frac{5.10}{4} = 1.275 \text{ m}$$

Se ubicará a una distancia de 1.275 m del borde derecho del tablero.

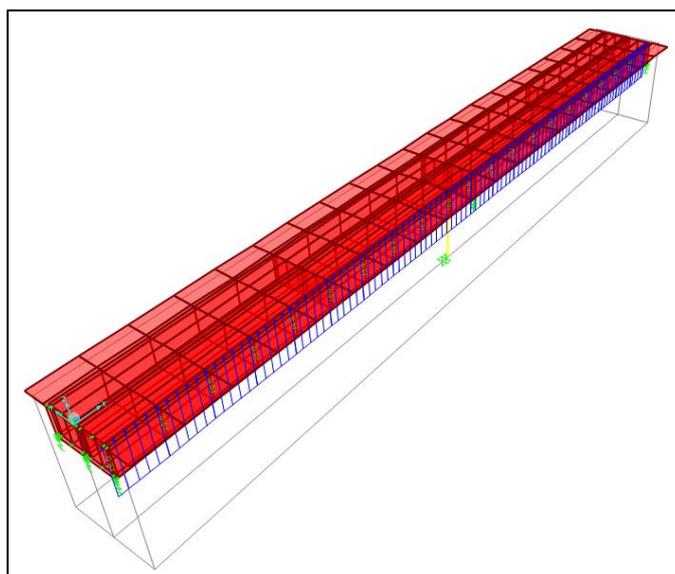


Figura 209: Carga de viento vertical = 0.51 tn/m.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

3.2.14.4 ANÁLISIS MODAL

Se realizarán 12 modos de vibración, con participación de masas superior al 90% en cada dirección principal al movimiento.

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9996	99.6916
MODAL	Acceleration	UY	99.9819	97.9564
MODAL	Acceleration	UZ	98.985	73.1218

Figura 210: Participación de carga modal.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	1	1.161997	0	0	0	0	0
MODAL	Mode	2	0.255596	0.990431	0	0	0.990431	0
MODAL	Mode	3	0.220417	0	0.815984	0	0.990431	0.815984
MODAL	Mode	4	0.137695	0.006363	0	0	0.996795	0.815984
MODAL	Mode	5	0.09364	3.841E-20	0	0.707158	0.996795	0.815984
MODAL	Mode	6	0.086119	5.774E-20	0.120474	8.175E-20	0.996795	0.936458
MODAL	Mode	7	0.044917	1.332E-17	5.378E-17	1.824E-16	0.996795	0.936458
MODAL	Mode	8	0.040354	1.101E-16	0.042573	1.31E-15	0.996795	0.979031
MODAL	Mode	9	0.037092	0.000121	1.885E-15	1.046E-15	0.996916	0.979031
MODAL	Mode	10	0.036254	8.083E-20	3.652E-16	8.11E-15	0.996916	0.979031
MODAL	Mode	11	0.032967	4.056E-16	1.552E-15	0.02406	0.996916	0.979031
MODAL	Mode	12	0.026287	2.684E-16	0.000533	1.155E-16	0.996916	0.979564

Figura 211: Periodos y modos de vibración.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

a. Periodos fundamentales del sismo

a.1. En la dirección x:

Se tiene una participación de masa de 99.04% y periodo fundamental $T_2 = 0.26$ s.

a.2. En la dirección y:

Se tiene una participación de masa de 81.60% y periodo fundamental $T_3 = 0.22$ s.

Se muestran gráficamente 06 modos de vibración para el Puente Coline:

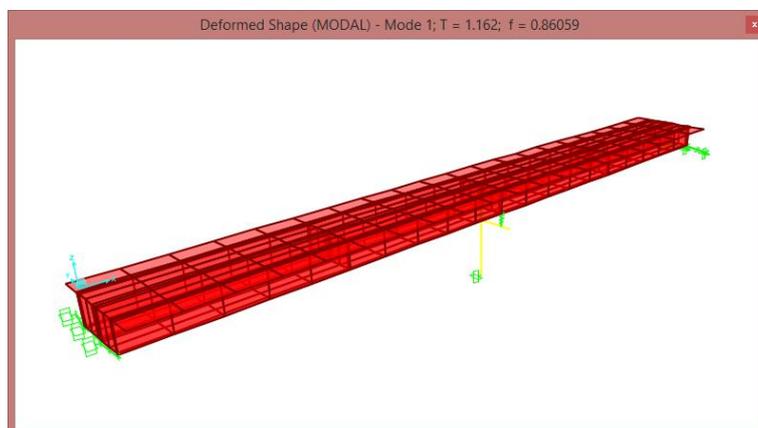


Figura 212: Primer modo $T_1 = 1.16$ seg, en la dirección transversal Y-Y.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

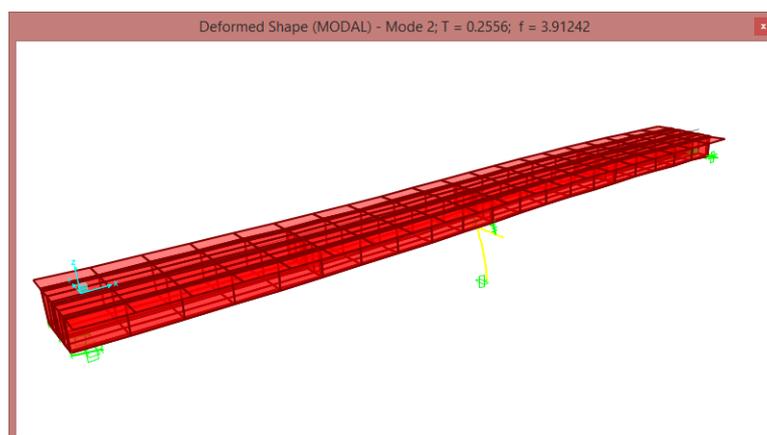


Figura 213: Segundo modo $T_2 = 0.26$ seg, en la dirección longitudinal X-X.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

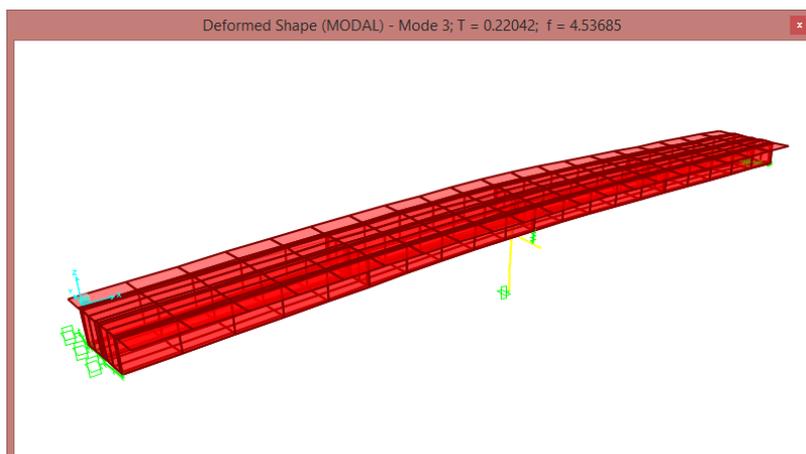


Figura 214: Tercer modo $T_3=0.22$ seg, en la dirección transversal Y-Y.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

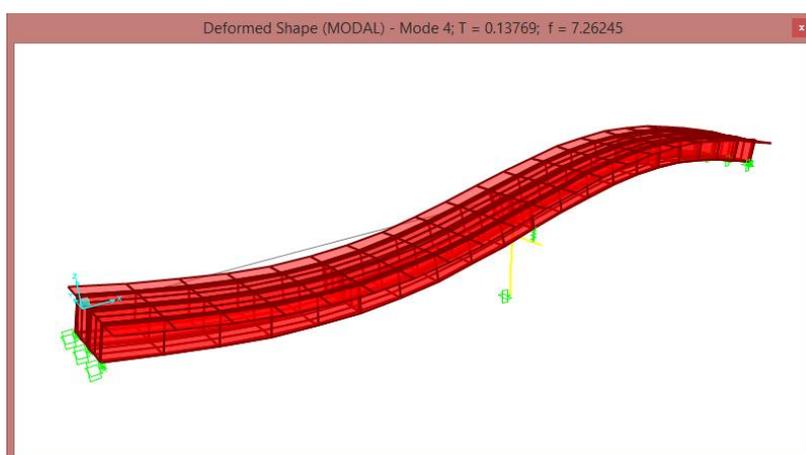


Figura 215: Cuarto modo $T_4=0.14$ seg, en la dirección vertical Z-Z.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

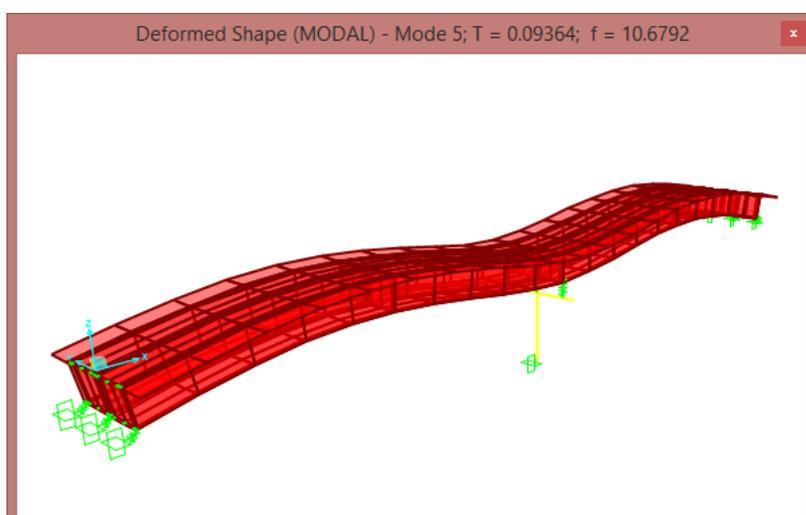


Figura 216: Quinto modo $T_5=0.09$ seg, en la dirección vertical Z-Z.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

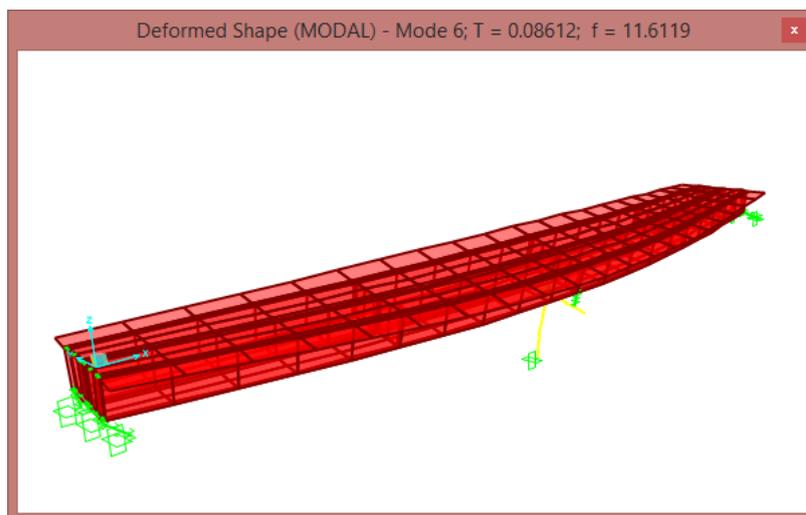


Figura 217: Sexto modo $T_6=0.09$ seg, en la dirección transversal Y-Y.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

b. Cargas de sismo

En base a los parámetros de construcción del espectro de diseño según la AASHTO - 2012 para el caso del Puente Coline, se presenta su correspondiente espectro de diseño horizontal.

b.1. Combinación de fuerzas sísmicas ortogonales.

b.1.1. Estado de carga 01

100% dirección longitudinal + 30% dirección transversal

b.1.2. Estado de carga 02

30% dirección longitudinal + 100% dirección transversal

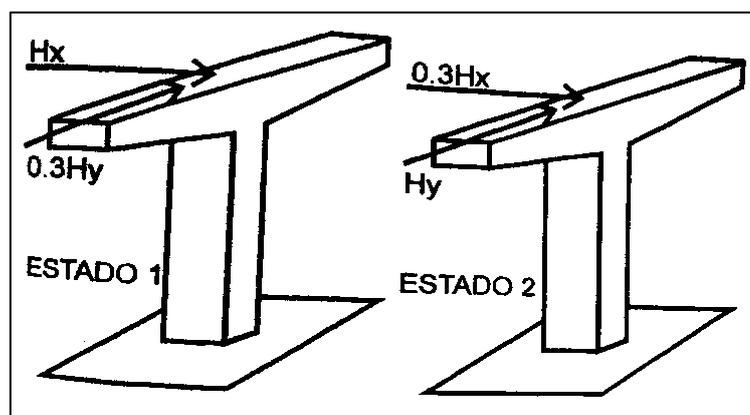


Figura 218: Combinación de fuerzas sísmicas ortogonales.
Fuente: (Lopez, 1994, p. 105).

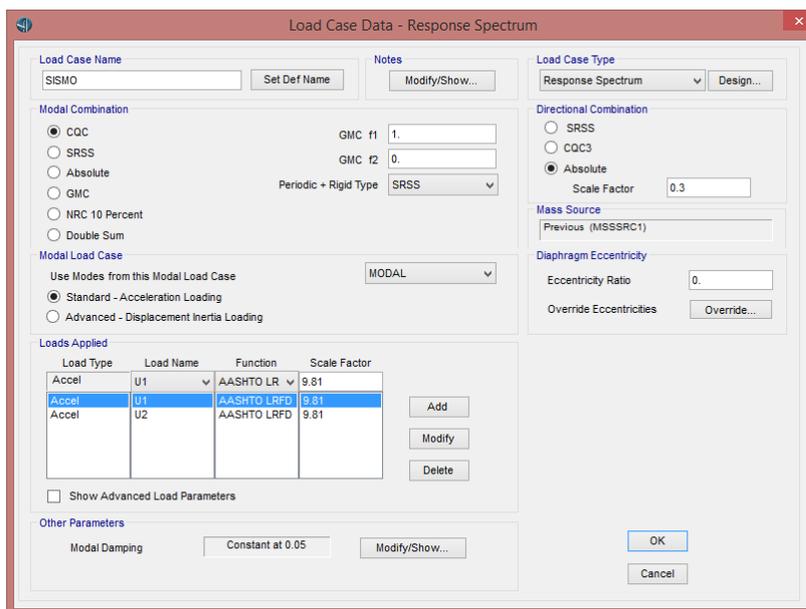


Figura 219: Estados de carga.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

Se importa al Csi Bridge, el espectro de diseño generado, para el puente Coline:

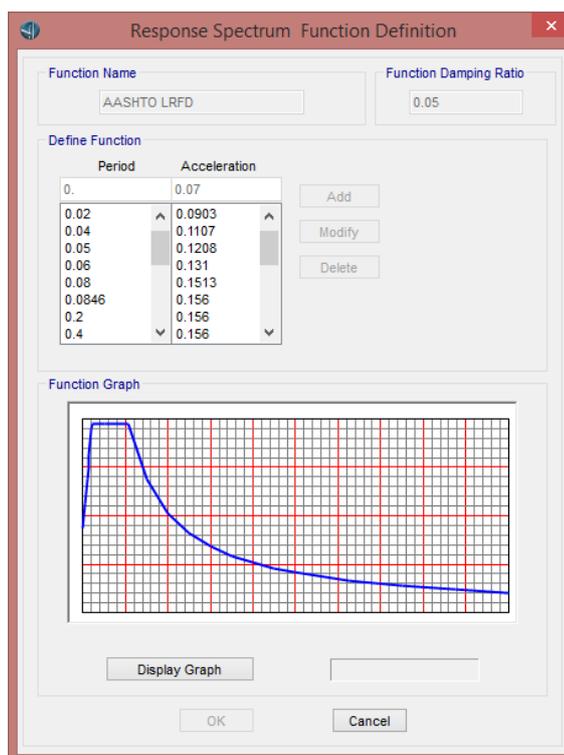


Figura 220: Espectro de diseño horizontal, Puente Coline.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

Para el periodo fundamental en x: $T_2 = 0.26$ s se tiene una aceleración de 0.156 g.

Para el periodo fundamental en y: $T_3 = 0.22$ s se tiene una aceleración de 0.156 g.

c. Cálculo del cortante basal

$V_B = \text{Peso Propio} \times \text{Coeficiente de aceleración} \times \text{Participación de masa}$

c.1. En la dirección x:

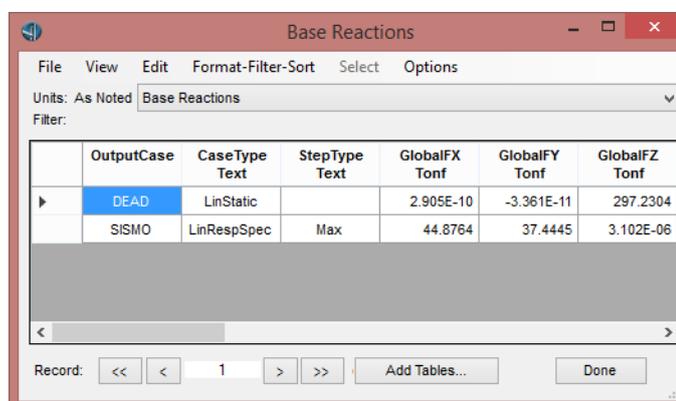
$$V_{Bx} = 297.23 \text{ tn} \times 0.156 \times 0.9904$$

$$V_{Bx} = 45.92 \text{ tn}$$

c.2. En la dirección y:

$$V_{By} = 297.23 \text{ tn} \times 0.156 \times 0.8160$$

$$V_{By} = 37.84 \text{ tn}$$



	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf
▶	DEAD	LinStatic		2.905E-10	-3.361E-11	297.2304
	SISMO	LinRespSpec	Max	44.8764	37.4445	3.102E-06

Figura 221: Cortante basal en el Csi Bridge.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

d. Cálculo de desplazamientos del Pilar

$$\Delta_x = 1.94 \text{ mm}$$

$$\Delta_y = 0.45 \text{ mm}$$

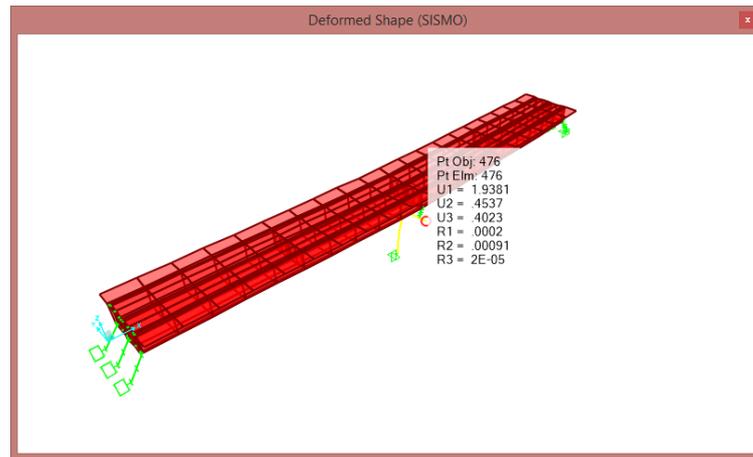


Figura 222: Desplazamientos del Pilar.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

e. Cálculo de desplazamientos del tablero

$$\Delta_x = 2.64 \text{ mm}$$

$$\Delta_y = 2.85 \text{ mm}$$

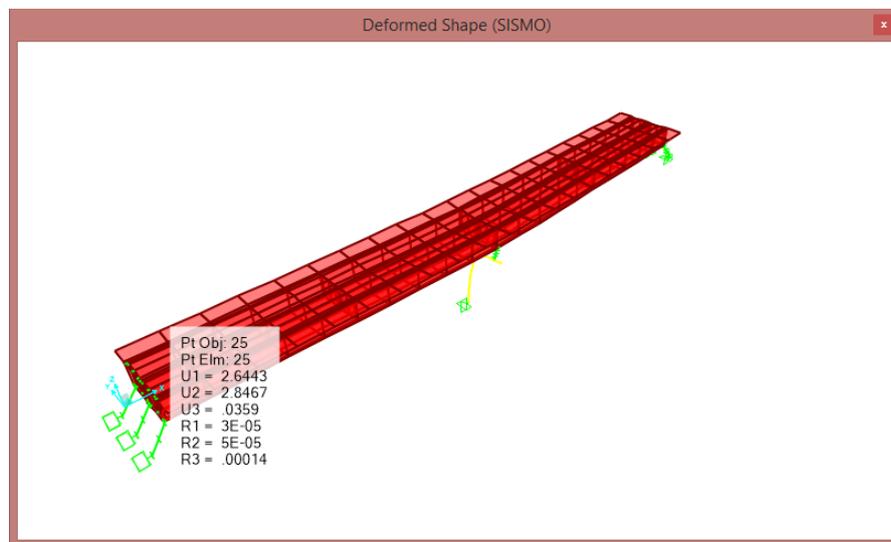


Figura 223: Desplazamientos del tablero.
Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

3.2.14.5 RESULTADOS PARA TODAS LAS COMBINACIONES DE CARGA.

Se muestran los resultados para la viga cajón completa.

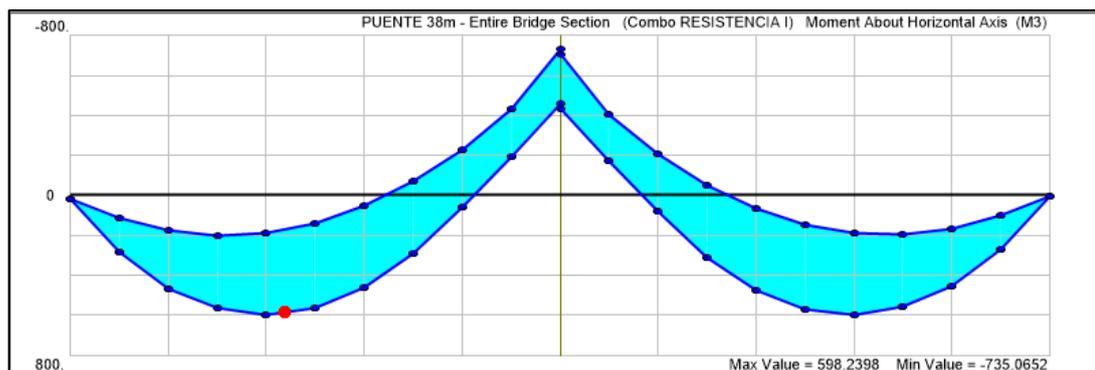


Figura 224: Diagrama de momentos viga cajón, estado límite de Resistencia I.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

$$M_{104(+)} = 598.24 \text{ tn.m} \quad M_{200(-)} = -735.07 \text{ tn.m}$$

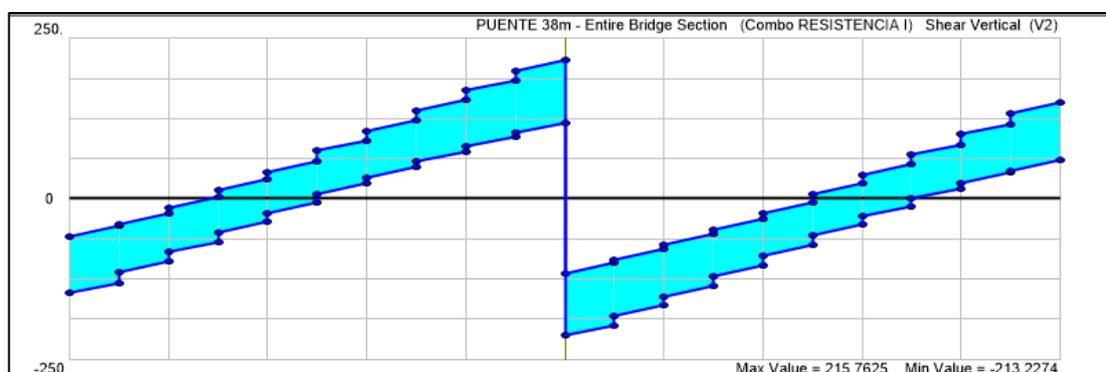


Figura 225: Diagrama de cortantes viga cajón, estado límite de Resistencia I.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

$$V_{\text{máx}} = 215.76 \text{ tn}$$

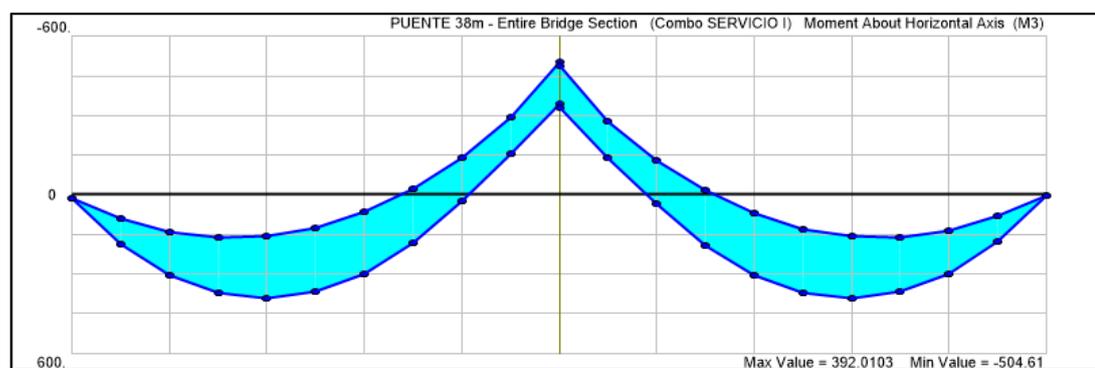


Figura 226: Diagrama de momentos viga cajón, estado límite de Servicio.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

$$M_{104(+)} = 392.01 \text{ tn.m} \quad M_{200(-)} = -504.61 \text{ tn.m}$$

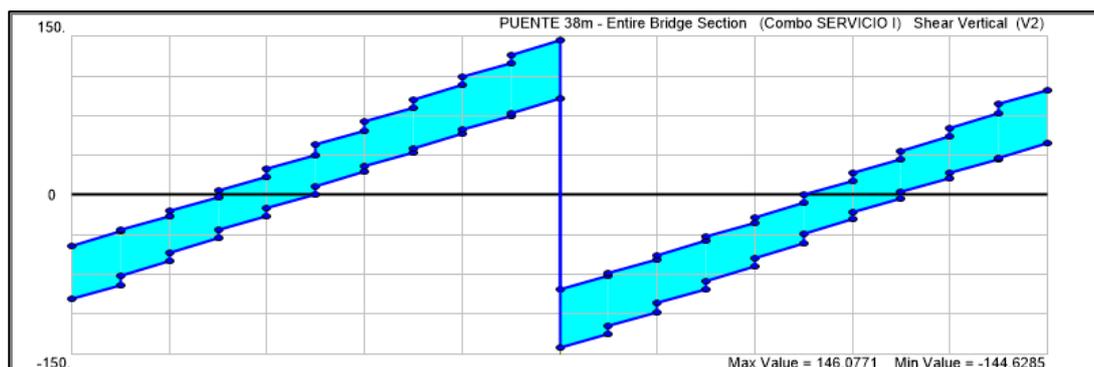


Figura 227: Diagrama de cortantes viga cajón, estado límite de Servicio.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

$V_{m\acute{a}x} = 146.08 \text{ tn}$

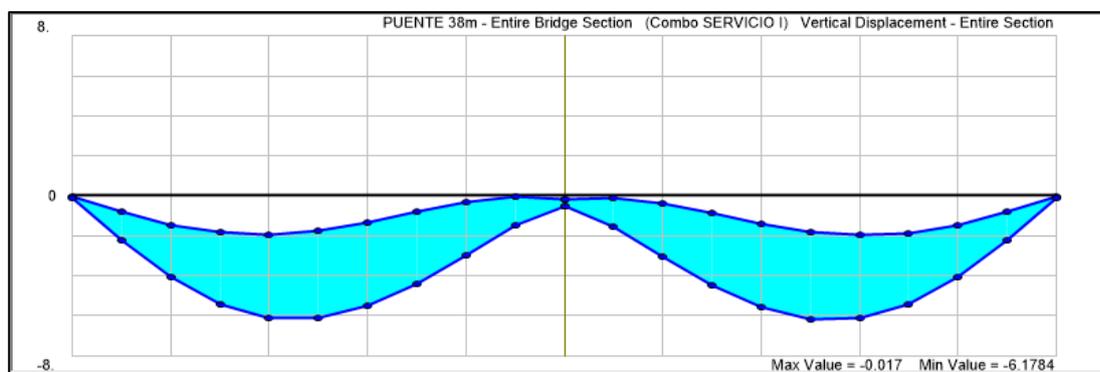


Figura 228: Desplazamientos viga cajón, estado límite de Servicio.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

$\Delta_{m\acute{a}x} = 6.17 \text{ mm}$

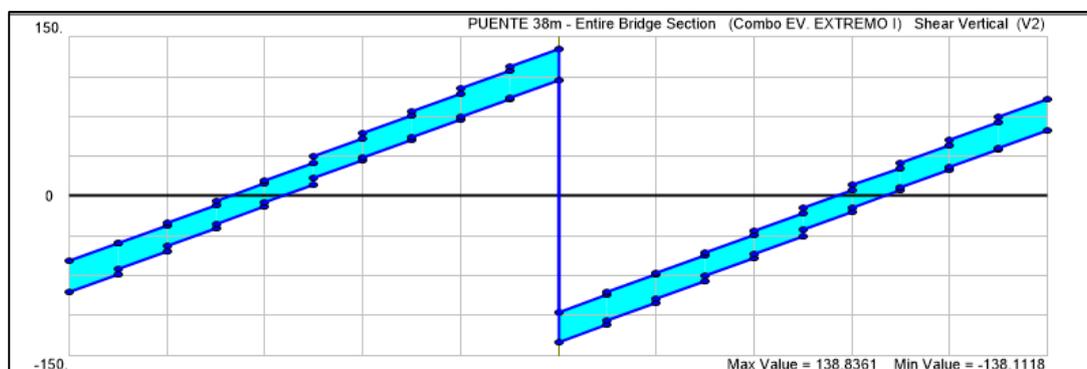


Figura 229: Diagrama de cortantes viga cajón, estado límite de Evento Extremo I.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

$V_{m\acute{a}x} = 138.84 \text{ tn}$

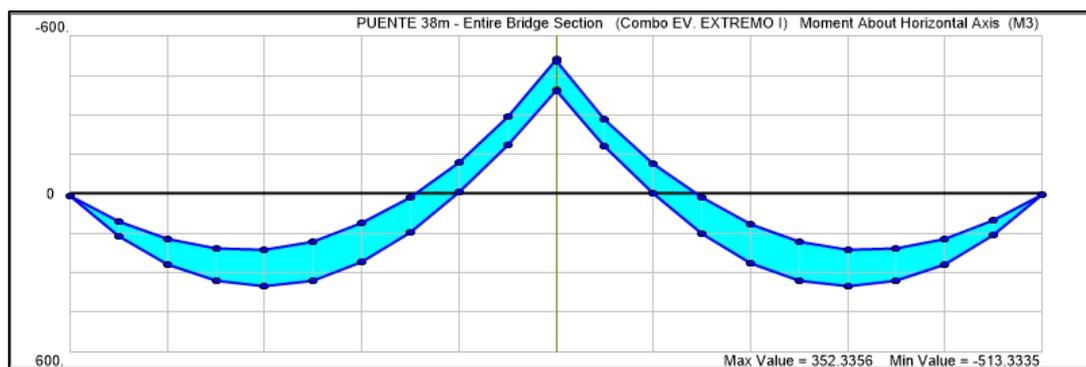


Figura 230: Diagrama de momentos viga cajón, estado límite de Evento Extremo I.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

$$M_{104}(+) = 352.34 \text{ tn.m} \quad M_{200}(-) = -513.33 \text{ tn.m}$$

Se muestran los resultados para la viga interior.

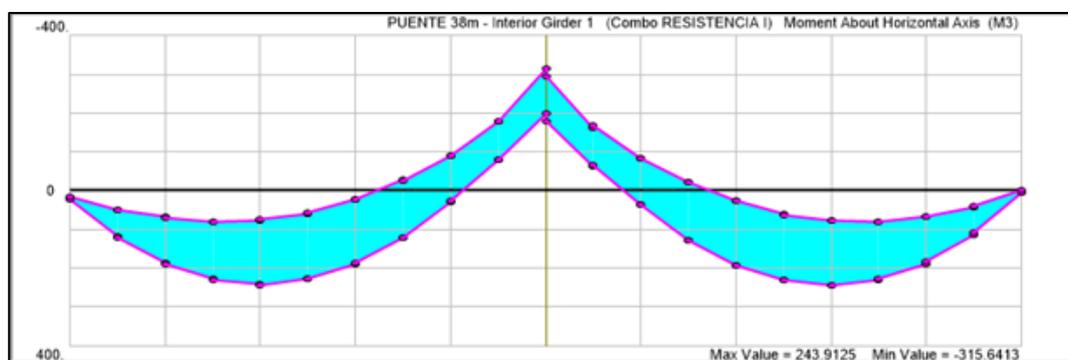


Figura 231: Diagrama de momentos viga interior, estado límite de Resistencia I.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

$$M_{104}(+) = 243.91 \text{ tn.m} \quad M_{200}(-) = -315.64 \text{ tn.m}$$

Se muestran los resultados para la viga exterior

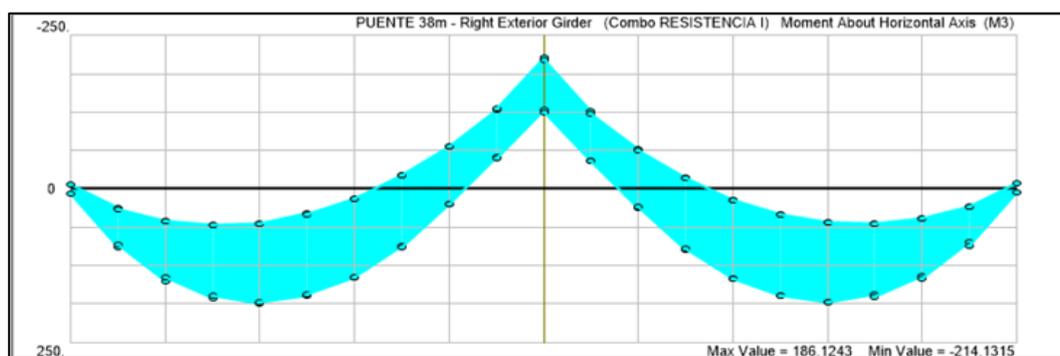


Figura 232: Diagrama de momentos viga exterior, estado límite de Resistencia I.

Fuente: (Csi Bridge v19.0.0).

$$M_{104}(+) = 186.12 \text{ tn.m} \quad M_{200}(-) = -214.13 \text{ tn.m}$$

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

De los estudios básicos de ingeniería se obtuvieron los siguientes resultados:

4.1 ESTUDIO TOPOGRÁFICO:

Se detalla en el plano de ubicación y topografía

4.2 ESTUDIO GEOLÓGICO:

Se ha utilizado la información del mapa geológico del cuadrángulo de Lagunillas dado por el Instituto Geológico Minero y Metalúrgico – INGEMET, que corresponde a la Zona y cuadrícula 19 L con denominación de hoja N° 32-u(IV) cuya escala es de 1:50 000.

Se pudo investigar de acuerdo al mapa en mención que la formación geológica dominante, es del Grupo Puno, perteneciente al grupo cuaternario, litológicamente se halla conformado por conglomerado y arenisca feldespática.

También se apreció afloramientos rocosos de los que se distinguen las calizas que son materiales de mejor comportamiento geotécnico.

4.3 ESTUDIO GEOTÉCNICO:

De los ensayos realizados se obtuvieron los siguientes parámetros geotécnicos.

*Tabla 115:
Parámetros geotécnicos*

Calicata	Muestra	Profundidad	Límite Líquido (%)	Índice Plástico (%)	Retiene Malla N° 04	Pasa la malla N° 200	SUCS
C-1	M-1	0.10m - 0.90m	40.30	8.54	0.10	56.63	OL
C-2	M-2	0.10m - 1.00m	38.40	8.25	0.10	58.10	OL
C-1	M-3	0.90m - 1.10m	----	N.P.	43.68	3.02	SP

Fuente: (Elaboración propia).

Se observa en la tabla 115, la estratigrafía del área en estudio a nivel de cimentación, corresponde en su generalidad a suelos de partículas finas, específicamente a limo-arcillosos orgánicos de baja plasticidad, los cuales tienen como base un macizo rocoso.

4.3.1 Características del macizo rocoso

a. Propiedades de identificación y clasificación de la roca caliza

Color	: Gris.
Textura	: Micrítica.
Tipo de Roca	: Sedimentaria.
Composición Mineralógica	: Calcita.
Peso específico (γ)	: 2.3 – 2.6 gr/cm ³ .
Porosidad (n)	: 5 – 20 %
Permeabilidad (k)	: 10 ⁻⁶ - 10 ⁻¹² m/s
Coefficiente de Poisson (ν)	: 0.12 – 0.33
Módulo de Elasticidad Dinámico (Ed)x10 ⁵ kg/cm ²	: 0.8 – 9.9
Módulo de Elasticidad Estático (E)x10 ⁵ kg/cm ²	: 1.5 – 9.0

b. Propiedades mecánicas de la roca caliza

Resistencia a compresión simple	: 500 – 2000 Kp/cm ² .
Resistencia a tracción	: 40 – 30 Kp/cm ² .
Cohesión (c)	: 50 – 400 kp/cm ² .
Angulo de fricción básico (ϕ°)	: 35° - 50°
Velocidad de propagación de ondas Vp	: 2500 – 6000 m/s

La capacidad portante admisible, se ha determinado aplicando la expresión de Terzaghi de acuerdo a los resultados del ensayo DPL, obteniendo:

$$q_{adm} = 11.64 \text{ kg/cm}^2.$$

4.4 ESTUDIO DE TRÁFICO DEL PUENTE COLINE:

El índice medio diario anual obtenido es de 60 veh/día.

4.5 ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DEL PUENTE COLINE:

Se obtuvieron los siguientes parámetros geomorfológicos de la cuenca Coline:

*Tabla 116:
Parámetros geomorfológicos de la cuenca Coline*

Características	Simbología	Valor
Área de la cuenca	A	536.76 km ²
Perímetro de la cuenca	P	116.50 km
Longitud de la cuenca	L	32.68 km
Desnivel altitudinal de la cuenca	D	939 m
Elevación media de la cuenca	Em	4,615 m.s.n.m.
Longitud del cauce principal	Lcp	19.74 km
Cota máx. cauce principal	Cmáx	4,400 m.s.n.m
Cota mín. cauce principal	Cmín	4,300 m.s.n.m
Longitud total de cauces	Lct	101 km
Pendiente media de la cuenca	Smed	15.97 %
Pendiente media del cauce principal	S	0.51 %
Tiempo de concentración	Tc	302.80 min
Tiempo de retardo	Tr	181.68 min

Fuente: (Elaboración propia).

Para el cálculo hidráulico de la sección del puente Coline se obtuvieron los siguientes parámetros:

*Tabla 117:
Resultados del cálculo hidráulico*

Descripción	Valor	Unidad
Caudal de diseño	67.10	m ³ /s
Velocidad media	1.72	m/s
Tirante máximo extraordinario	1.00	m
Coefficiente de rugosidad	0.040	
Pendiente de río	0.0051	m/m

Fuente: (Elaboración propia).

4.6 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR FRANJAS FINITAS

Estado límite de resistencia I - Resuelto Analíticamente

Viga cajón completa

M (tn.m)	Analit.	Csi Bridge	Variación	
M104(+)	720.22	598.24	-20.39	%

Estado límite de resistencia I - Resuelto con el programa de Bandas finitas

Viga cajón total

M (tn.m)	Prog. B.F.	Csi Bridge	Variación	
M104(+)	593.80	598.24	0.74	%
M200(-)	-707.89	-735.07	3.70	%

Viga interior

M (tn.m)	Prog. B.F.	Csi Bridge	Variación	
M104(+)	272.90	243.91	-11.89	%
M200(-)	-318.89	-315.64	-1.03	%

Viga exterior

M (tn.m)	Prog. B.F.	Csi Bridge	Variación	
M104(+)	160.45	186.12	13.79	%
M200(-)	-194.50	-214.13	9.17	%

Cortante (tn) - (x=0)	Prog. B.F.	Csi Bridge	Variación	
Viga interior	58.97	55.15	-6.93	%

Cortantes (tn) - (x=19)	Prog. B.F.	Csi Bridge	Variación	
Viga interior	82.78	96.63	14.33	%

Reacción (tn)	Prog. B.F.	Csi Bridge	Variación	
R _B	383.28	405.67	5.52	%
R _A =R _C	159.00	200.57	20.73	%

Estado límite de servicio I

M (tn.m)	Prog. B.F.	Csi Bridge	Variación	
M104(+)	392.01	392.01	0.00	%
M200(-)	-487.29	-504.61	3.43	%

Deflexión (mm)	Prog. B.F.	Csi Bridge	Variación	
Δ(x=7.60m)	5.94	6.17	0.23	mm

4.7 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

A partir de los resultados encontrados, aceptamos la hipótesis que establece que al diseñar estructuralmente el tablero de tipo cajón del puente Coline, usando el método de la franja finita, permitirá ahorrar las variables asociadas a la dirección longitudinal y consecuentemente la disminución del costo computacional respecto a una solución tridimensional clásica por elementos finitos.

Estos resultados guardan relación con lo que señalan estos autores:

Según Samartin (1983), indica que el MFF desde el punto de vista de economía, la reducción del esfuerzo de computación es importante.

De acuerdo con Cheung, Li & Chidiac (1996), indica que el MFF proporciona una análisis eficiente y preciso con un esfuerzo de modelado mínimo.

Conforme a Cheung & Tham (2000), indica que el MFF tiene una mayor eficacia que el MEF, ya que la solución implica un número menor de grados de libertad.

Según Carbonell (2004), afirma que el MFF ofrece una reducción muy importante del número de incógnitas del problema gracias a la separación de variables en la discretización de la estructura. Además indica que el MFF es un método rápido económico y preciso muy competitivo frente al MEF.

Conforme a Hassan (2006), indica que el MFF necesita un menor número de franjas y un tamaño más pequeño de la matriz de rigidez total, por lo que el tiempo de cálculo es más corto en comparación con el MEF.

De acuerdo con Pallares et al. (2012), afirma que el MFF exhibe ventajas frente al MEF en términos de costo computacional, facilidad en el preproceso del modelo, ahorro del tiempo del CPU, entrega de resultados en secciones críticas. Ibrahim (2012) afirma que el MFF es uno de los métodos más eficientes para el

análisis estructural de puentes, lo que reduce el tiempo requerido para el análisis sin afectar en gran medida el grado de precisión.

Pero en lo que no concuerda el trabajo de los autores referidos con el presente, es:

Según Samartin (1983), hace referencias a diferentes programas basados en el método de la franja finita, para desarrollar sus ejemplos prácticos, programas que en la actualidad no existen, en esta investigación se usa el software libre de bandas finitas desarrollado por el Ingeniero Civil Martin Daniel Orbe en el 2014, para su uso académico y se encuentra en la página web del mismo autor.

Los autores Suarez et al. (1988), presentan una formulación del MFF, basada en la teoría de Reissner-Mindlin, en esta investigación se usa la formulación inicial del MFF creada por Y.K. Cheung en 1968.

Según Zienkiewiz (1994), presenta dos tipos de análisis para el desarrollo longitudinal del MFF, primero mediante desarrollo en series de Fourier y segundo mediante desarrollos de Splines cúbicos. En esta investigación se analiza el puente cajón usando series de Fourier en sentido longitudinal.

Según Gonzáles (2010), realizó el análisis de placas rectangulares por el método de la franjas finitas utilizando la teoría de Kirchhoff para placas delgadas y la teoría de Reissner Mindlin para placas delgadas y gruesas, esta última también es desarrollada por (Pallares et al., 2012), en esta investigación se utilizó el análisis desarrollado por (Litewka, 2008), que no menciona dichas teorías y será motivo de nuevas investigaciones usando el MFF con la teoría de Reissner Mindlin.

Los autores Pallares et al. (2012), hacen referencia a la implementación del método de la franja finita en una hoja de excel, pero solo muestran los resultados mediante gráficos, no se muestra un ejemplo desarrollado analíticamente, en esta investigación se muestra un ejemplo resuelto analíticamente para hallar el máximo

momento positivo en un puente de dos tramos, con el menor número de discretizaciones. Los autores citados no hacen referencia a que el MFF, también es válido para puentes de dos tramos, usando el método de las flexibilidades para hallar las fuerzas redundantes, en esta investigación se especifica como usar el método.

Del análisis estructural realizado al tablero tipo cajón del puente Coline, por el método de la franja finita se afirma:

Para asignar las cargas vehiculares que deberá soportar el puente se deberá conocer previamente las líneas de influencia del puente de dos tramos, conocidos los lugares más desfavorables se procede a ubicar las cargas de los neumáticos del camión o de los 02 camiones de diseño HL-93, para obtener el momento máximo positivo o negativo respectivamente.

Al resolverlo analíticamente mediante una discretización mínima de 09 franjas finitas y 08 líneas nodales con 4 GDL por línea nodal, el tablero del puente estará conformado por una matriz de rigidez de orden 32×32 .

En esta investigación se usó una discretización de 02 franjas finitas por cada placa horizontal y una discretización de 05 franjas finitas por cada placa vertical, obteniendo 27 franjas finitas y 26 líneas nodales, entonces el tablero estará conformado por una matriz de rigidez de orden 104×104 , siendo necesario el uso de un programa para realizar el análisis estructural.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES

Se realizó el diseño estructural del puente usando los cortantes y momentos máximos positivo y negativo, obtenidos por el MFF. Para el diseño de elementos de concreto armado del puente se ha aplicado el método de resistencia última o conocido como el método de diseño a la rotura, los planos estructurales obtenidos se muestran en los anexos de esta investigación.

Se comprendió el Método de la franja finita para realizar el análisis estructural, se pudo comprobar el ahorro de variables en el sentido longitudinal, porque el método divide o discretiza las losas y vigas del puente cajón, solamente en el sentido longitudinal con franjas finitas que están unidos mediante líneas nodales que estarán en función de las series de Fourier, en cambio el método de los elementos finitos requiere una discretización tanto el sentido longitudinal como transversal, formando una malla que origina una mayor cantidad de incógnitas en los nodos de cada elemento rectangular formado, en el MFF se descartan esos nodos intermedios, convirtiendo nuestra estructura del puente tridimensional en una estructura bidimensional y logrando así un ahorro drástico de variables o incógnitas.

Se realizó los estudios básicos de ingeniería tales como estudio topográfico para representar la superficie del terreno; el estudio geológico para ver la formación geológica del área circundante del puente, correspondiente al grupo Puno; el estudio geotécnico para obtener la capacidad portante admisible, del macizo rocoso formado por caliza es: $q_{adm} = 11.64 \text{ kg/cm}^2$; el estudio de tráfico para obtener el índice medio diario anual es de 60 veh/día; el estudio hidrológico para obtener las características de la cuenca Coline con un área de 536.76 km^2 , el estudio hidráulico para obtener el caudal máximo de diseño

$Q = 67.10 \text{ m}^3/\text{s}$ y el tirante máximo $y = 1.00 \text{ m}$; valores que se obtienen, para el diseño de la superestructura y subestructura del puente Coline.

Se aplicó la normativa del manual de puentes del MTC 2016, que es una adaptación de las especificaciones de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte, AASHTO-LRFD-2014 séptima edición, el cual considera las cargas y resistencias factoradas y como carga vehicular el camión de diseño HL-93; Para obtener los máximos esfuerzos de momentos y cortantes, se ubica el camión de diseño en los lugares más desfavorables, los estados límites utilizados para la superestructura son de Resistencia I, Servicio I, Fatiga II; para la subestructura – estribos, los estados límites de Resistencia I, Evento Extremo I y Servicio I; para la subestructura – pilar, los estados límites de Resistencia I, Resistencia V y Evento Extremo I. Se realizó el análisis sísmico del puente Coline por el método multimodal en el programa de CSi Bridge, se realizó el diseño del espectro de aceleración horizontal de acuerdo a la metodología del Manual de puentes del MTC-2016, pero en los 03 mapas de isoaceleraciones espectrales del Perú, no se encuentra el Departamento de Puno, motivo por el cual, se usó 03 mapas de ordenadas espectrales en roca del Perú, para periodos estructurales, de 0.00, 0.20 y 1.00 seg para el lugar donde se construirá el puente Coline. Los cuales fueron desarrollados por la Ing. Ana Malena Bolaños Cordova y el Ing. Omar Manuel Monroy Concha, en el trabajo de investigación denominado “Espectros de peligro sísmico uniforme” de la PUCP.

Se realizó la validación de datos con el programa profesional de elementos finitos desarrollado para puentes CSi BRIDGE, y podemos apreciar que el método de la franja finita muestra la confiabilidad de los resultados y la versatilidad para el análisis de las estructuras prismáticas.

CAPÍTULO VI

RECOMENDACIONES

Se recomienda investigar el uso de rigidizadores laterales o vigas diafragma aplicados en franjas finitas.

Se recomienda realizar el análisis estructural del puente tipo cajón con el MFF usando Splines cúbicos.

Se recomienda realizar la programación del método de las franjas finitas, ya que en esta investigación se da a conocer el método mediante un ejemplo práctico.

Se recomienda investigar otros métodos de análisis estructural de puentes, descritos en el MTC-2016.

CAPÍTULO VII

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva, J., (Ed.). (1993). *Cimentaciones de concreto armado en edificaciones*. Lima, Perú:
ACI-UNI.
- Apaza, P. (2000). *Introducción al diseño de puentes en concreto*. Lima, Perú:
D'Luis Editorial.
- Aranis, C. (2006). *Análisis y diseño de Puentes de concreto armado*. Lima, Perú:
Fondo Editorial del Capitulo de Estudiantes ACI-UNI.
- Arnal, E. (2000). *Lecciones de puentes*. Caracas, Venezuela: Altolitho C.A.
- Bolaños, A. M., y Monroy, O. M. (2004). *Espectros de peligro sismico*. Lima, Perú:
PUCP.
- Bosio, J. L. (1994). Conceptos de estructuración y análisis estructural. En J. L. Bosio.
(Ed.), *Puentes análisis, diseño y construcción*. (pp. 1-123). Lima, Perú: ACI-UNI.
- Campos, A. (2016). *Hidráulica e hidrología para ingeniería*.
- Carbonell, J. M. (2004). *Análisis de placas y láminas usando banda finita con elementos
libres de rotación*. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Catalunya.
- Carvalho, P. A. & Delgado, J. C. (2013). *Estudio hidrológico - hidráulico del puente sobre
el río Jadan, parroquia Jadan, Cantón Gualaceo, provincia del Azuay*. (tesis de
pregrado). Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Cheung, M. S., Li, W., & Chidiac, S. E. (1996). *Franja finita analisis de puentes*.
Londres: E & FN SPON.
- Cheung, Y. K., & Tham, L. G. (2000). Una revision del metodo de la franja finita.
Progreso en ingenieria estructural y materiales, 369-375.
- Das, B.M. (2006). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. México D.F., México:
Thomson Editores.

- Gonzales, R., & Lopez, A. (2015). *Informe final del área de geología región Puno*. Puno, Perú: Gobierno Regional de Puno.
- Gonzales de Vallejo, L.I., (Ed.). (2005). *Ingeniería Geológica*. Madrid, España: Pearson Prentice Hall.
- González, F. G. (2010). *El método de la banda finita para el análisis de vigas cajón*. (tesis de postgrado) Universidad Politécnica Salesiana. Cuenca, Ecuador.
- Harmsen, T.E., & Mayorca, P. (2000). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima, Peru: PUCP.
- Hassan, M. (2006) *Método de la franja finita para placas*. Erbil, Irak: Universidad Politécnica Erbil.
- Ibrahim, M. (2012) *Investigación de los factores de distribución de carga para puentes continuos de dos tramos de vigas compuestas múltiples*. (tesis de postgrado) Universidad Ryerson. Toronto, Canada.
- Leet, K.M., & Uang, C.M. (2006). *Fundamentos de análisis estructural*. México D.F., México: McGraw-Hill Interamericana.
- Litewka, P. (2008). *Método de la franja finita*. Poznan, Polonia: Universidad Tecnológica de Polonia.
- Lopez, J. (1994). Definiciones y conceptos generales. En J. L. Bosio, (Ed.), *Puentes* (pp. 1-123). Lima, Perú: ACI-UNI.
- Mohamed, M.M. (2005). *Puentes de concreto armado*. Huancayo, Perú: Celtronic del Perú S.A.C.
- Moran, P.M. (2002). *Puentes para carretera*. Quito, Ecuador: PUCE.
- MTC. (2011). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima, Perú: MTC.
- MTC. (2013). *Manual de carreteras diseño geométrico DG-2013*. Lima, Perú: MTC.
- MTC. (2016). *Manual de puentes*. Lima, Perú: MTC.

- Pallares, M.R., Rodriguez, W., & Pulecio, J.A. (2012). *Validación de un modelo estructural de placas por bandas finitas usando Excel y el programa de elementos finitos ANSYS*. Bogota, Colombia: Universidad Santo Tomas.
- Pastor, G.M. (1994). Diseño de subestructuras. En J. L. Bosio (Ed.), *Puentes analisis, diseño y construccion* (pp. 1-69). Lima, Perú: ACI-UNI.
- Quenallata, J.P. (2012). *Diseño del puente llave - zona lago por el método directo basado en desplazamientos* (tesis de pregrado). Universidad Nacional del Altiplano, Puno, Perú.
- Ramirez, P.E., & Leon, N.J. (2010). *Apoyo didáctico en la asignatura de puentes* (tesis de pregrado). Universidad Mayor de San Simón. Cochabamba. Bolivia.
- Rodriguez, A. (2016). *Puentes con ASSHTO-LRFD 2014*. Lima, Peru: ARS
- Samartin, A. F. (1983). *Cálculo de estructuras de puentes de hormigón*. Madrid, España: Rueda.
- Suarez, B., Canet, J. M., & Oñate, E. (1988). Analisis dinamico de estructuras utilizando una formulacion de bandas finitas de Reissner-Mindlin. *Revista Internacional de Metodos Numericos para calculo y diseño en Ingenieria.*, 257-274.
- Suca, N.L. (2011). *Metodología de la investigación científica y tecnológica en la ingeniería civil*. Puno, Perú: Universidad Nacional del Altiplano.
- Tavera, H., (Ed.). (2014). *Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú*. Lima, Perú: Instituto Geofísico del Perú.
- Trujillo, J. E. (2009). *Diseño de puentes*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander.
- Villon, M. (2002). *Hidrología*. Lima, Peru: Villón.
- Villon, M. (2007). *Hidráulica de canales*. Lima, Peru: Villón.
- Zienkiewicz, O.C., & Taylor, R.L. (1995). *El método de los elementos finitos*. Barcelona, España: McGRAW-HILL.

ANEXOS

- ANEXO 1. Ensayo con DPL y perfil estratigráfico N° 01.
- ANEXO 2. Ensayo con DPL y perfil estratigráfico N° 02.
- ANEXO 3. Ensayo de contenido de humedad.
- ANEXO 4. Ensayo límites de consistencia N° 01.
- ANEXO 5. Ensayo límites de consistencia N° 02.
- ANEXO 6. Analisis granulométrico por tamizado N° 01.
- ANEXO 7. Analisis granulométrico por tamizado N° 02.
- ANEXO 8. Analisis granulométrico por tamizado N° 03.
- ANEXO 9. Panel fotográfico.
- ANEXO 10. Plano de ubicación y topografía.
- ANEXO 11. Plano de estructura - Corte longitudinal y planta E-01.
- ANEXO 12. Plano de estructura - Armadura de estribo y pilar E-02.
- ANEXO 13. Plano de estructura - Refuerzo inferior de vigas principales E-03.
- ANEXO 14. Plano de estructura - Refuerzo superior de vigas principales E-04.
- ANEXO 15. Plano de estructura - Armado de losa superior e inferior E-05.

ENSAYO CON DPL Y PERFIL ESTRATIGRÁFICO N° 01

Tesis : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO TIPO CAJÓN DEL PUENTE COLINE, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FRANJA FINITA.

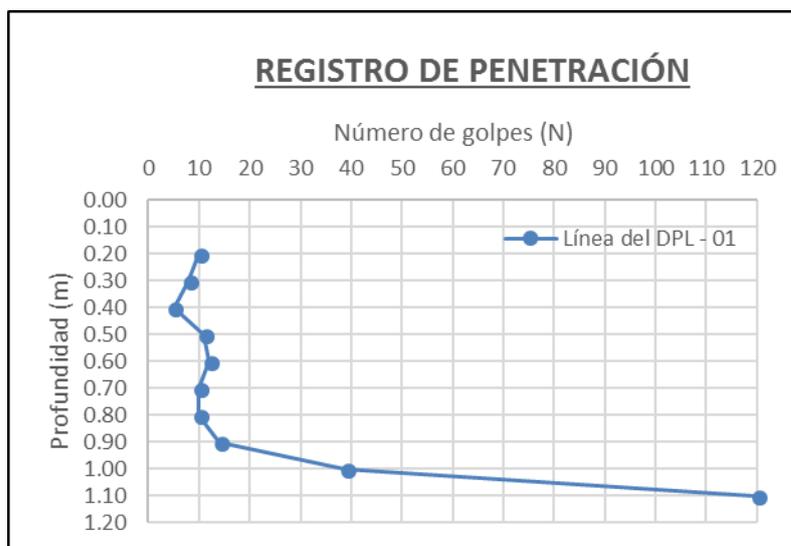
Ubicación : Río Coline de la comunidad campesina de Coline.

Lugar : Santa Lucia - Lampa - Puno.

Fecha : Febrero del 2017.

Margen izquierdo del río (Aguas abajo)

DPL - 01		Muestra	Símbolo	Descripción de la muestra	SUCS
Prof. (m)	N (golpes)				
0.10	---	----		Turba y suelos altamente orgánicos	Pt
0.20	10	M-1		Limos y arcillas orgánicas de baja plasticidad.	OL
0.30	8				
0.40	5				
0.50	11				
0.60	12				
0.70	10				
0.80	10				
0.90	14	M-2		Arena mal graduada N.F.	SP
1.00	39				
1.10	120	Roca		Macizo rocoso	Roca



Observación: Se concluye el ensayo a los 1.10 m de profundidad debido a que el suelo ofrece resistencia a la penetración.

ENSAYO CON DPL Y PERFIL ESTRATIGRÁFICO N° 02

Tesis : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO TIPO CAJÓN DEL PUENTE COLINE, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FRANJA FINITA.

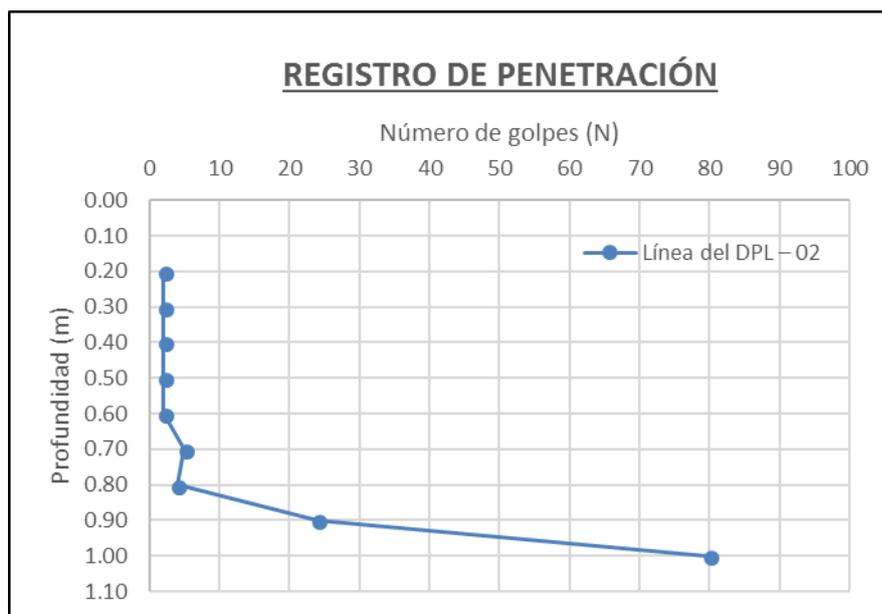
Ubicación : Río Coline de la comunidad campesina de Coline.

Lugar : Santa Lucia - Lampa - Puno.

Fecha : Febrero del 2017.

Margen derecho del río (Aguas abajo)

DPL - 02		Muestra	Símbolo	Descripción de la muestra	SUCS
Prof. (m)	N (golpes)				
0.10	---	----		Turba y suelos altamente orgánicos	Pt
0.20	2	M-1		Limos y arcillas orgánicas de baja plasticidad.	OL
0.30	2				
0.40	2				
0.50	2				
0.60	2				
0.70	5				
0.80	4				
0.90	24				
1.00	80			N.F.	
		Roca		Macizo rocoso	Roca



Observación: Se concluye el ensayo a 1.00 m de profundidad debido a que el suelo ofrece resistencia a la penetración.

ENSAYO DE CONTENIDO DE HUMEDAD

Tesis : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO TIPO CAJÓN DEL PUENTE
COLINE, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FRANJA FINITA.

Ubicación : Río Coline de la comunidad campesina de Coline.

Lugar : Santa Lucia - Lampa - Puno.

Fecha : Febrero del 2017.

Calicata : C-1 Margen izquierdo del río (Aguas abajo)

DESCRIPCIÓN		MUESTRA M-1		
Cápsula	N°	P-1	N-08	P-3
Peso del suelo húmedo + cápsula	gr	95.56	107.58	110.97
Peso del suelo seco + cápsula	gr	72.72	80.43	82.29
Peso del agua	gr	22.84	27.15	28.68
Peso de la cápsula	gr	17.79	18.44	16.45
Peso del suelo seco	gr	54.93	61.99	65.84
% de humedad	%	41.58	43.80	43.56
Promedio contenido de humedad	%	42.98		

DESCRIPCIÓN		MUESTRA M-2		
Cápsula	N°	A-9	A-7	C-1
Peso del suelo húmedo + cápsula	gr	110.26	114.46	97.26
Peso del suelo seco + cápsula	gr	85.72	90.55	76.07
Peso del agua	gr	24.54	23.91	21.19
Peso de la cápsula	gr	16.85	20.06	15.98
Peso del suelo seco	gr	68.87	70.49	60.09
% de humedad	%	35.63	33.92	35.26
Promedio contenido de humedad	%	34.94		

DESCRIPCIÓN		MUESTRA M-3		
Cápsula	N°	A-7	C-1	T-12
Peso del suelo húmedo + cápsula	gr	113.16	122.32	123.82
Peso del suelo seco + cápsula	gr	98.30	104.80	106.66
Peso del agua	gr	14.86	17.52	17.16
Peso de la cápsula	gr	20.07	15.98	17.80
Peso del suelo seco	gr	78.23	88.82	88.86
% de humedad	%	19.00	19.73	19.31
Promedio contenido de humedad	%	19.34		

ENSAYO LÍMITES DE CONSISTENCIA N° 01

Tesis : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO TIPO CAJÓN DEL PUENTE COLINE, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FRANJA FINITA.

Ubicación : Río Coline de la comunidad campesina de Coline.

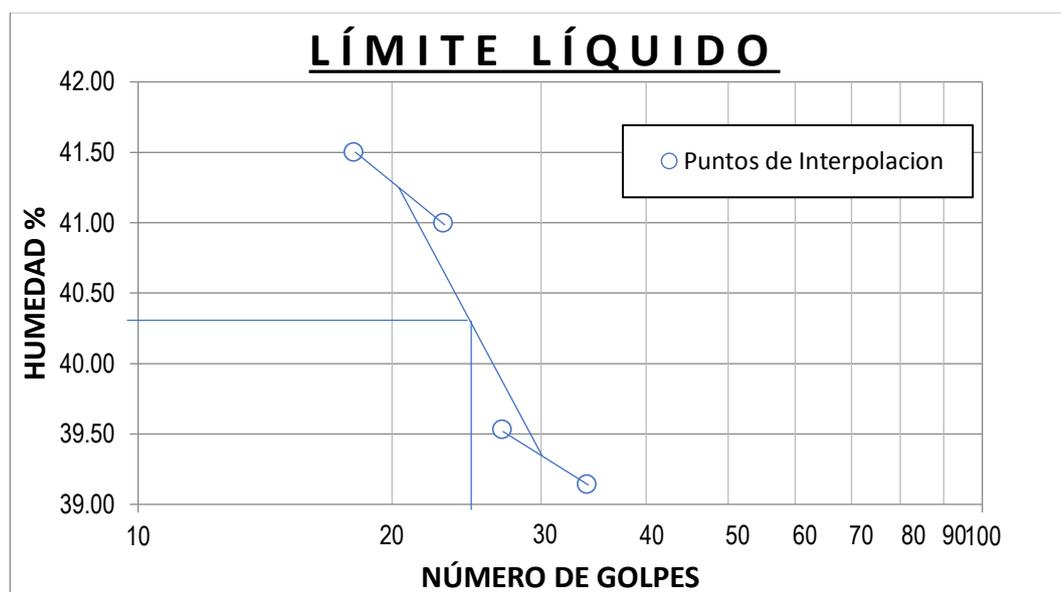
Lugar : Santa Lucia - Lampa - Puno.

Fecha : Febrero del 2017.

Calicata : C-1 Margen izquierdo del río (Aguas abajo)

Muestra : M-1

DESCRIPCIÓN	LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO			
Ensayo	N°	1	2	3	4	1	2	3
Cápsula	N°	P-3	T-12	P-4	P-5T	R-01	M-1	A-7
Peso del suelo húmedo + cápsula	gr	38.04	33.72	34.65	37.56	23.98	19.52	22.19
Peso del suelo seco + cápsula	gr	33.59	29.21	29.46	31.63	23.55	18.97	21.67
Peso del agua	gr	4.45	4.51	5.19	5.93	0.43	0.55	0.52
Peso de la cápsula	gr	22.22	17.80	16.80	17.34	22.11	17.31	20.06
Peso del suelo seco	gr	11.37	11.41	12.66	14.29	1.44	1.66	1.61
% de humedad	%	39.14	39.53	41.00	41.50	29.86	33.13	32.30
Número de golpes		34	27	23	18			



Límite Líquido : 40.30 %

Límite Plástico : 31.76 %

Índice de Plasticidad : 8.54 %

ENSAYO LÍMITES DE CONSISTENCIA N° 02

Tesis : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO TIPO CAJÓN DEL PUENTE COLINE, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FRANJA FINITA.

Ubicación : Río Coline de la comunidad campesina de Coline.

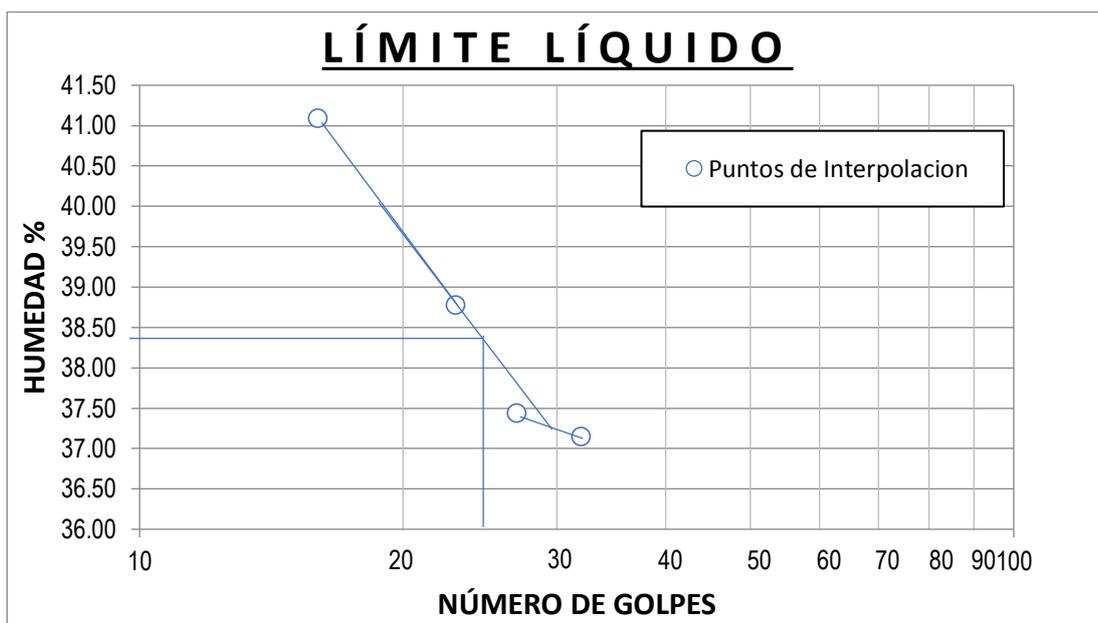
Lugar : Santa Lucia - Lampa - Puno.

Fecha : Febrero del 2017.

Calicata : C-2 Margen derecho del río (Aguas abajo)

Muestra : M-2

DESCRIPCIÓN	LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO			
Ensayo	N°	1	2	3	4	1	2	3
Cápsula	N°	T-19	PU4	C-1	P-1	P-7	B-30	B-2
Peso del suelo húmedo + cápsula	gr	35.92	28.50	32.93	33.86	18.87	18.88	15.17
Peso del suelo seco + cápsula	gr	31.31	25.09	29.13	29.18	18.58	18.43	14.86
Peso del agua	gr	4.61	3.41	3.80	4.68	0.29	0.45	0.31
Peso de la cápsula	gr	18.90	15.98	19.33	17.79	17.58	17.02	13.81
Peso del suelo seco	gr	12.41	9.11	9.80	11.39	1.00	1.41	1.05
% de humedad	%	37.15	37.43	38.78	41.09	29.00	31.91	29.52
Número de golpes		32	27	23	16			



Límite Líquido : 38.40 %

Límite Plástico : 30.15 %

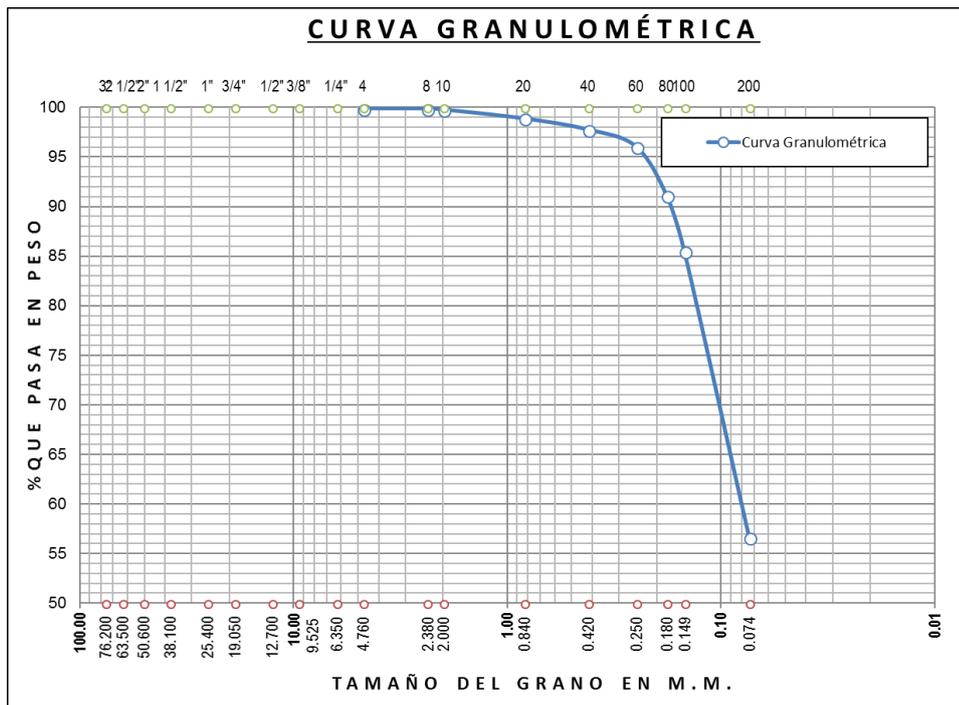
Índice de Plasticidad : 8.25 %

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO N° 01

Tesis : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO TIPO CAJÓN DEL PUENTE COLINE, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FRANJA FINITA.
 Ubicación : Río Coline de la comunidad campesina de Coline.
 Lugar : Santa Lucia - Lampa - Puno.
 Fecha : Febrero del 2017.
 Calicata : C-1 Margen izquierdo del río (Aguas abajo)
 Muestra : M-1

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	PESO RET. CORREGIDO	% RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	0.00	
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	0.00	
2"	50.600	0.00	0.00	0.00	0.00	
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	0.00	
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	0.00	
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	0.00	
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	0.00	
3/8"	9.525	0.00	0.00	0.00	0.00	
1/4"	6.350	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
N° 04	4.760	2.62	2.62	0.10	0.10	99.90
N° 08	2.380	0.24	0.24	0.01	0.11	99.89
N° 10	2.000	2.46	2.46	0.10	0.21	99.79
N° 20	0.840	23.27	23.27	0.90	1.11	98.89
N° 40	0.420	28.77	28.77	1.11	2.22	97.78
N° 60	0.250	44.59	44.59	1.72	3.94	96.06
N° 80	0.180	127.66	127.66	4.94	8.88	91.12
N° 100	0.149	144.02	144.02	5.57	14.45	85.55
N° 200	0.074	746.41	747.44	28.91	43.37	56.63
BASE		123.93	1,463.93	56.63	100.00	0.00
TOTAL		1,243.97	2,585.00	100.00		
% PERDIDA		0.30				

DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	
CALICATA : C-1	
MUESTRA : M-1	
PROFUNDIDAD : 0.10 m - 0.90 m	
PESO INICIAL =	2585 gr
PESO LAVADO =	1245 gr
PESO PERDIDO =	1340 gr
LÍMITES DE CONSISTENCIA	
LIMITE LIQUIDO =	40.30 %
LIMITE PLASTICO =	31.76 %
INDICE DE PLASTICIDAD =	8.54 %
CARACTERÍSTICAS GRANULOMÉTRICAS	
D10 =	-----
D30 =	-----
D60 =	-----
Cu =	-----
Cc =	-----
CLASIFICACIÓN	
SUCS :	OL
AASHTO :	A - 4

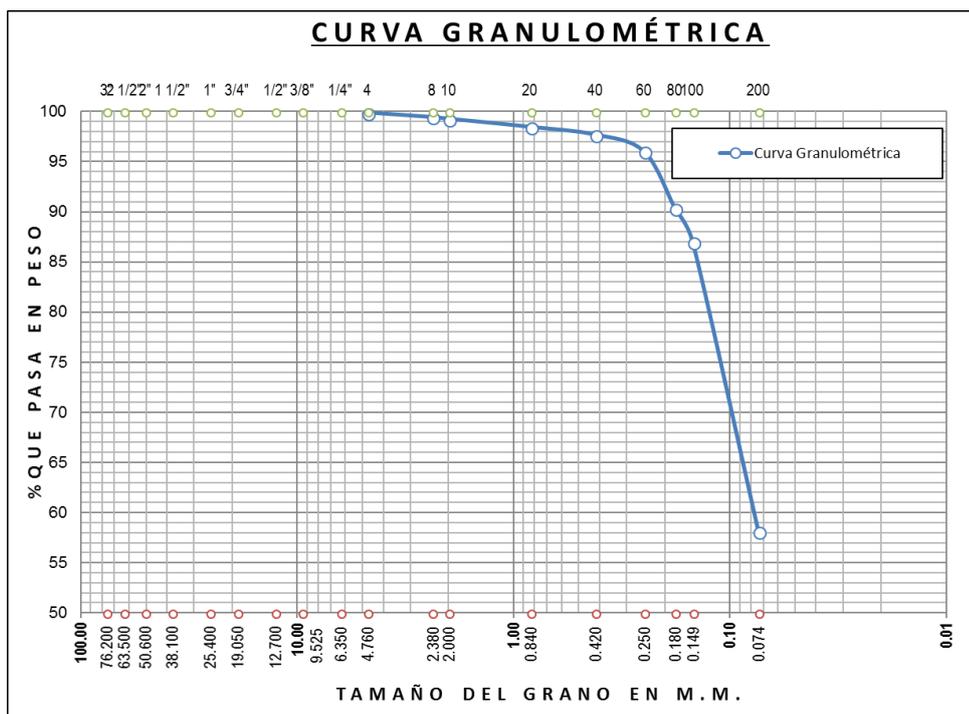


ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO N° 02

Tesis : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO TIPO CAJÓN DEL PUENTE COLINE, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FRANJA FINITA.
 Ubicación : Río Coline de la comunidad campesina de Coline.
 Lugar : Santa Lucia - Lampa - Puno.
 Fecha : Febrero del 2017.
 Calicata : C-2 Margen derecho del río (Aguas abajo)
 Muestra : M-2

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	PESO RET. CORREGIDO	% RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	0.00	
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	0.00	
2"	50.600	0.00	0.00	0.00	0.00	
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	0.00	
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	0.00	
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	0.00	
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	0.00	
3/8"	9.525	0.00	0.00	0.00	0.00	
1/4"	6.350	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
N° 04	4.760	2.78	2.78	0.10	0.10	99.90
N° 08	2.380	11.99	11.99	0.45	0.55	99.45
N° 10	2.000	4.44	4.44	0.17	0.72	99.28
N° 20	0.840	21.53	21.53	0.81	1.53	98.47
N° 40	0.420	20.53	20.53	0.77	2.30	97.70
N° 60	0.250	44.80	44.80	1.68	3.98	96.02
N° 80	0.180	150.84	150.84	5.66	9.64	90.36
N° 100	0.149	89.54	89.54	3.36	13.00	87.00
N° 200	0.074	764.44	769.68	28.89	41.90	58.10
BASE		177.87	1,547.87	58.10	100.00	0.00
TOTAL		1,288.76	2,664.00	100.00		
% PERDIDA		0.30				

DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA			
CALICATA : C-2			
MUESTRA : M-2			
PROFUNDIDAD : 0.10 m - 1.00 m			
PESO INICIAL =	2664 gr		
PESO LAVADO =	1294 gr		
PESO PERDIDO =	1370 gr		
LÍMITES DE CONSISTENCIA			
LIMITE LIQUIDO =	38.40 %		
LIMITE PLASTICO =	30.15 %		
INDICE DE PLASTICIDAD =	8.25 %		
CARACTERÍSTICAS GRANULOMÉTRICAS			
D10 =	-----	Cu =	-----
D30 =	-----	Cc =	-----
D60 =	-----		
CLASIFICACIÓN			
SUCS :	OL		
AASHTO :	A - 4		

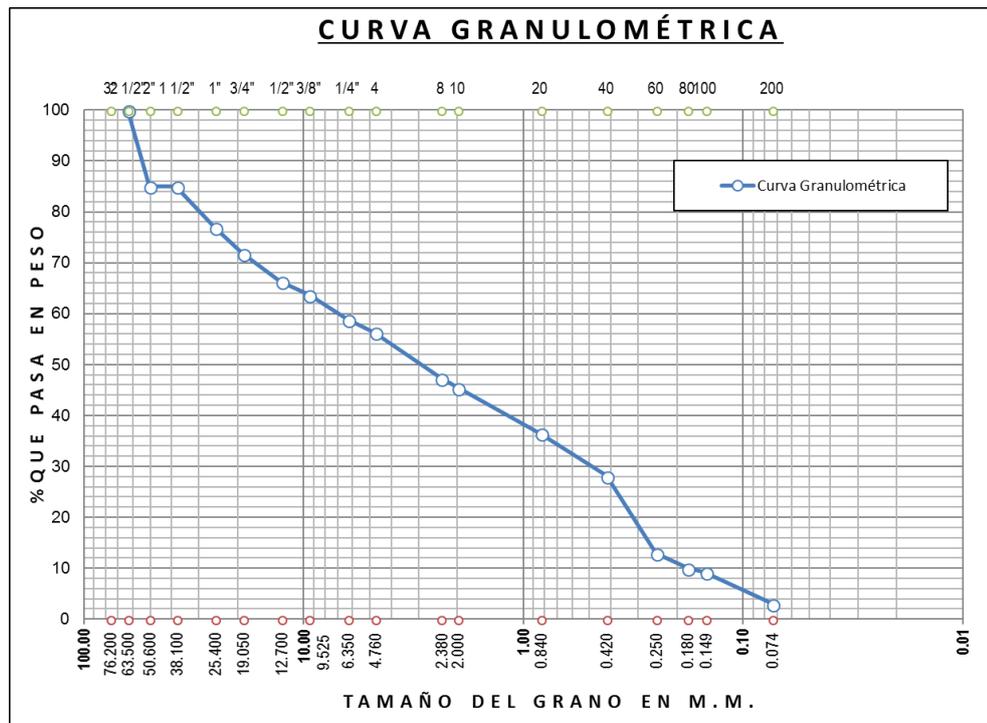


ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO N° 03

Tesis : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO TIPO CAJÓN DEL PUENTE COLINE, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FRANJA FINITA.
 Ubicación : Río Coline de la comunidad campesina de Coline.
 Lugar : Santa Lucia - Lampa - Puno.
 Fecha : Febrero del 2017.
 Calicata : C-1 Margen izquierdo del río (Aguas abajo)
 Muestra : M-3

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	PESO RET. CORREGIDO	% RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	0.00	
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.600	693.86	693.86	14.95	14.95	85.05
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	14.95	85.05
1"	25.400	378.19	378.19	8.15	23.10	76.90
3/4"	19.050	234.35	234.35	5.05	28.15	71.85
1/2"	12.700	257.79	257.79	5.55	33.70	66.30
3/8"	9.525	119.90	119.90	2.58	36.29	63.71
1/4"	6.350	223.99	223.99	4.83	41.11	58.89
N° 04	4.760	118.98	118.98	2.56	43.68	56.32
N° 08	2.380	415.98	415.98	8.96	52.64	47.36
N° 10	2.000	88.21	88.21	1.90	54.54	45.46
N° 20	0.840	416.26	416.26	8.97	63.51	36.49
N° 40	0.420	386.68	386.68	8.33	71.84	28.16
N° 60	0.250	705.40	705.40	15.20	87.04	12.96
N° 80	0.180	134.17	134.17	2.89	89.93	10.07
N° 100	0.149	39.98	39.98	0.86	90.79	9.21
N° 200	0.074	286.92	286.92	6.18	96.98	3.02
BASE		140.38	140.38	3.02	100.00	0.00
TOTAL		4,641.04	4,641.04	100.00		
% PERDIDA						

DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA			
CALICATA : C-1			
MUESTRA : M-3			
PROFUNDIDAD : 0.90 m - 1.10 m			
PESO INICIAL =	4641 gr		
PESO LAVADO =	----- gr		
PESO PERDIDO =	----- gr		
LÍMITES DE CONSISTENCIA			
LIMITE LIQUIDO =	-----		
LIMITE PLASTICO =	NP		
INDICE DE PLASTICIDAD =	NP		
CARACTERÍSTICAS GRANULOMÉTRICAS			
D10 =	0.178	Cu =	39.892
D30 =	0.513	Cc =	0.209
D60 =	7.082		
CLASIFICACIÓN			
SUCS :	SP		
AASHTO :	A-1-a (0)		



PANEL FOTOGRÁFICO

Figura 233: Calicata para la extracción de muestra de suelo.
Fuente: (Elaboración propia).



Figura 234: Realización de ensayo DPL.
Fuente: (Elaboración propia).



Figura 235: Muestras de suelo en el laboratorio de suelos de la FICA.
Fuente: (Elaboración propia).