

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



**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE
ALTERNATIVAS DE PUENTES URBANOS PARA LOS
BARRIOS UNIÓN PUTINA Y LIBERTAD DE
LA LOCALIDAD DE PUTINA**

TESIS
TOMO I

PRESENTADO POR:

**RUBÉN CONDORI QUILCA
PERCY ITUSACA ANAHUA**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERU

2017

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

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE ALTERNATIVAS
DE PUENTES URBANOS PARA LOS BARRIOS UNIÓN PUTINA
Y LIBERTAD DE LA LOCALIDAD DE PUTINA

TESIS PRESENTADO POR:

RUBÉN CONDORI QUILCA
PERCY ITUSACA ANAHUA



PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

FECHA DE SUSTENTACION 24 DE AGOSTO DEL 2017

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR

PRESIDENTE:


.....
ING. EMILIO CASTILLO ARONI


PRIMER MIEMBRO:

.....
ING. NICOLÁS LUZA FLORES

SEGUNDO MIEMBRO:


.....
ING RAÚL FERNANDO ECHEGARAY CHAMBI

DIRECTOR:


.....
ING NESTOR LEODAN SUCA SUCA

ASESOR:


.....
ING ALEXANDER QUISO LAURA

TEMA: Analisis Comparativo del Diseño Estructural

AREA: Estructuras

LINEA DE INVESTIGACIÓN: Análisis y Diseño Estructural

DEDICATORIA

A DIOS,

*Por habernos permitido llegar hasta este punto y habernos
dado salud para lograr uno de nuestros primeros
objetivos.*

AGRADECIMIENTOS

Por la culminación de la tesis agradezco a todos los ingenieros que me ayudaron con las inquietudes durante todo el desarrollo de este proyecto y a las demás personas que de una u otra manera aportaron para el desarrollo de la tesis.

ÍNDICE

CAPITULO I ASPECTOS GENERALES.....	43
1.1 PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA	43
1.2 ANTECEDENTES	44
1.3 DELIMITACION TEMATICA	48
1.3.1 DELIMITACION ESPACIAL	48
1.3.2 DELIMITACION TEMPORAL.....	48
1.3.3 DELIMITACION TEORICA	48
1.4 JUSTIFICACION	49
1.5 OBJETIVOS	50
1.5.1 OBJETIVO GENERAL.....	50
1.5.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	50
1.6 METODOLOGIA.....	50
1.6.1 UNIDAD DE ANALISIS.	51
1.6.2 TECNICAS DE RECOLECCION DE DATOS.....	52
1.6.3 ANALISIS DE DATOS Y SINTESIS.....	53
CAPITULO II MARCO TEORICO.....	54
2.1 GENERALIDADES	54
2.1.1 PUENTES	54
2.1.2 SUPERESTRUCTURA DE PUENTE	54
2.1.3 SUB-ESTRUCTURAS EN PUENTES	57
2.2 ESTUDIOS BASICOS DE INGENERIA.....	61
2.2.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	61
2.2.2 ESTUDIOS DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA	62
2.2.3 ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTECNICOS	62

2.2.4	ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL	64
2.2.5	ESTUDIOS DE TRÁFICO.....	65
2.2.6	ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS	65
2.3	CARGAS Y FACTORES DE CARGA	66
2.3.1	CLASIFICACIÓN Y DEFINICIÓN: SEGÚN (MTC & DGCF, MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES, 2003) :.....	66
2.3.2	CARGAS PERMANENTES	67
2.3.3	CARGAS VARIABLES.....	69
2.4	LÍNEAS DE INFLUENCIA.....	82
2.5	TABLERO Y VIGAS.....	87
2.5.1	PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS METALICAS	87
2.5.2	DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA	88
2.5.3	METRADO DE CARGAS Y ANALISIS ESTRUCTURAL DEL TABLERO	89
2.5.4	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO	90
2.5.5	CONSTRUCCIÓN COMPUESTA DE ACERO Y CONCRETO.....	90
2.5.6	ANCHO EFECTIVO COLABORANTE EN LA CONSTRUCCION COMPUESTA	93
2.5.7	CONECTORES DE CORTE.....	94
2.5.8	ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE LOS CONECTORES: AISC-LRFD	97
2.6	ESTRIBOS	98
2.6.1	PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS.....	98
2.6.2	EMPUJE DEL SUELO: EH, ES, LS, y DD	100
2.6.3	CARGAS DE DISEÑO	108
2.6.4	CONSIDERACIONES PARA LA ESTABILIDAD.....	109
2.7	SOCAVACION.....	114

2.8	CONFIGURACIONES TÍPICAS DE PUENTES EN ARCO.....	126
2.9	EJE DIRECTRIZ DEL ARCO.....	128
	CAPITULO III INGENIERIA DEL PROYECTO.....	131
3.1	ESTUDIOS BASICOS.....	131
3.1.1	ESTUDIO TOPOGRAFICO.....	131
3.1.2	ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO.....	147
3.1.3	ESTUDIO GEOTECNICO Y GEOLÓGICO.....	218
3.2	SUBESTRUCTURA DE PUENTE.....	243
3.2.1	INTRODUCCION.....	243
3.2.2	DISEÑO DE ESTRIBO EN VOLADIZO.....	243
3.2.3	DISEÑO ESTRIBO CON CONTRAFUERTE.....	267
3.2.4	DISEÑO DE PILOTES.....	273
3.2.5	COMPARACION Y ELECCION DE ESTRIBO.....	278
3.3	SUPERESTRUCTURA DE PUENTE DE SECCION COMPUESTA O MIXTO.....	280
3.3.1	CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	280
3.3.2	NORMAS DE DISEÑO.....	280
3.3.3	DATOS GENERALES:.....	280
3.3.4	DATOS PARTICULARES:.....	281
3.3.5	DATOS Y ESPECIFICACIONES.....	282
3.3.6	MODELADO EN SOFTWARE.....	286
3.3.7	ANALISIS ESTRUCTURAL.....	292
	MOMENTO EN VIGAS INTERIORES.....	302
	MOMENTO EN VIGAS EXTERIORES.....	303
3.3.8	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	305
	VERIFICACION Y CHEQUEO DE SUPERESTRUCTURA DE SECCION COMPUESTA VIGA ACERO A572-G50.....	305

3.4	SUPERESTRUCTURA DE PUENTE RETICULAR O TIPO ARMADURA	348
3.4.1	CRITERIOS DE ESTRUCTURACION	348
3.4.2	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	350
3.4.3	NORMAS DE DISEÑO	350
3.4.4	DATOS GENERALES:.....	350
3.4.5	DATOS PARTICULARES:	352
3.4.6	DATOS Y ESPECIFICACIONES	354
3.4.7	PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA:.....	354
3.4.8	DETALLE DE LA SECCION TRANSVERSAL	362
3.4.9	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES UTILIZADOS	362
3.4.10	MODELADO EN SOFTWARE CSI BRIDGE v 15.2.....	364
3.4.11	DISEÑO DE LOSA DE CONCRETO PARA EL PUENTE RETICULADO 42.00 M	440
3.5	SUPERESTRUCTURA DE PUENTE ARCO EN CELOSIA O RETICULADO	495
3.5.1	CRITERIOS DE ESTRUCTURACION	495
3.5.2	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	496
3.5.3	NORMAS DE DISEÑO	496
3.5.4	DATOS GENERALES:.....	496
3.5.5	DATOS PARTICULARES:	498
3.5.6	DATOS Y ESPECIFICACIONES	499
3.5.7	PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA:.....	500
3.5.8	MODELADO EN SOFTWARE CSI BRIDGE v 15.2.....	503
3.5.9	CARGAS DE DISEÑO Y COMBINACIONES	505
3.5.10	ANALISIS ESTRUCTURAL.....	506
3.5.11	DISEÑO ESTRUCTURAL	517

3.6	ANALISIS COMPARATIVO DE 03 ALTERNATIVAS PARA LA SUPERESTRUCTURAS DEL PUENTE.	521
3.6.1	GENERALIDADES.	521
3.6.2	PARAMETROS DE COMPARACION.....	521
4.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:	536
5.	BIBLIOGRAFÍA:	537
6.	ANEXOS	

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: TIPOS DE ESTRIBOS	57
FIGURA 2: DETALLE DE APOYO,	58
FIGURA 3: DETALLE DE ESTRIBO Y LOSA DE TRANSICIÓN.....	59
FIGURA 4: LOSA DE TRANSICIÓN.	60
FIGURA 5: DETALLE DE APOYOS EN ESTRIBOS.....	60
FIGURA 6: CARACTERÍSTICAS DEL CAMIÓN DE DISEÑO.....	70
FIGURA 7: FUERZAS DE DISEÑO VERTICAL Y HORIZONTAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDOS.....	77
FIGURA 8: FUERZAS DE DISEÑO VERTICAL Y HORIZONTAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDOS.....	83
FIGURA 9: FUERZAS DE DISEÑO VERTICAL Y HORIZONTAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDOS.....	83
FIGURA 10: FUERZAS DE DISEÑO VERTICAL Y HORIZONTAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDOS.....	84
FIGURA 11: LINEA DE INFLUENCIA DE RA Y LÍNEA DE INFLUENCIA DE RB.	85
FIGURA 12: LINEA DE INFLUENCIA CORTANTE EN LA SECCIÓN E.....	86
FIGURA 13: LINEA DE INFLUENCIA DEL MOMENTO FLECTOR SECCIÓN E.	87
FIGURA 14: CONSTRUCCIÓN COMPUESTA DE ACERO Y CONCRETO.....	91
FIGURA 15: OBSERVA EL COMPORTAMIENTO DE UNA SECCIÓN NO COMPUESTA.....	91
FIGURA 16: SECCIÓN DESARROLLA LA LLAMADA ACCIÓN COMPUESTA.	92
FIGURA 17: ANCHO EFECTIVO COLABORANTE EN LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA.....	93

FIGURA 18: ANCHO EFECTIVO.....	94
FIGURA 19: CONECTOR DE CORTE.	94
FIGURA 20: CONECTORES DE CORTE.....	95
FIGURA 21: ESTRIBO DE GRAVEDAD.....	99
FIGURA 22: COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL ACTIVO.....	102
FIGURA 23: PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE EMPUJES PASIVOS DEL SUELO PARA MUROS VERTICALES E INCLINADOS RELLENO DE SUPERFICIE HORIZONTAL.	106
FIGURA 24: CARGAS TÍPICAS EN ESTRIBOS.....	109
FIGURA 25: ESFUERZOS VERTICALES SUELO ROCOSO Y SUELO NO ROCOSO.	112
FIGURA 26: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CAUCE.	118
FIGURA 27: INTERSECCIÓN DEL FLUJO POR LOS ESTRIBOS. METODO DE ARTAMONOV	124
FIGURA 28: CONFIGURACIONES BÁSICAS PUENTES BIARTICULADOS.....	126
FIGURA 29: CONFIGURACION PUENTES ARCO EMPOTRADOS.....	127
FIGURA 30: EJEMPLO PUENTE ARCO	127
FIGURA 31: PUENTE ARCO RETICULADO	128
FIGURA 32: ARCO PARA DETERMINAR LUGAR GEOMÉTRICO DE LA FUNICULAR.....	129
FIGURA 33: HIDROGRAMA ESTACIÓN CRUCERO.	171
FIGURA 34: HIDROGRAMA ESTACIÓN MUÑANI.....	171
FIGURA 35: HIDROGRAMA ESTACIÓN PUTINA	172
FIGURA 36: HIDROGRAMA ESTACIÓN ANANEA	172

FIGURA 37: VARIABLES HIDROGRAMA UNITARIO SENTENTICO DE SNYDER	205
FIGURA 38: TIRANTE Y ANCHO DEL ESPEJO DE AGUA EN LA AVENIDA..	213
FIGURA 39: SOCAVACION GENERAL.....	217
FIGURA 40: PLANO GEOLOGICO DE LA ZONA DE ESTUDIO (UBICANDOSE EN LA ZONA DE DEPOSITOS ALUVIALES Y LACUSTRES)	225
FIGURA 41: REGISTRO DE DATOS PERFORACIÓN N° 1	233
FIGURA 42: REGISTRO DE DATOS PERFORACIÓN N° 1	236
FIGURA 43: DETALLE DE ESTRIBO.	243
FIGURA 44:	246
FIGURA 45: PRESIONES SOBRE EL SUELO.	254
FIGURA 46: DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR.	255
FIGURA 47: CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON Y PUNTA DE LA ZAPATA.....	258
FIGURA 48: DISTRIBUCIÓN DE ACEROS	261
FIGURA 49: DISEÑO DE ESTRIBOS CON CONTRAFUERTES	267
FIGURA 50: CARGAS ESTRIBO CON CONTRAFUERTES	268
FIGURA 51: MOMENTOS POSITIVO Y NEGATIVO.....	270
FIGURA 52: FUERZAS INTERNAS EN EL CONTRAFUERTE.....	271
FIGURA 53: DATOS DE DISEÑO PILOTE.	274
FIGURA 54: ESTRIBO EN VOLADIZO SECCION E ISOMÉTRICO 3D Y INCLUCION DE ALAS.....	278
FIGURA 55: ESTRIBO CON CONTRAFUERTES SECCION E ISOMÉTRICO 3D Y INCLUSIÓN DE ALAS	279

FIGURA 56: PERFIL DE PUENTE DE SECCIÓN COMPUESTA O MIXTA.....	280
FIGURA 57: SECCIÓN TRANSVERSAL DE PUENTE DE SECCIÓN COMPUESTA O MIXTA	281
FIGURA 58: DETALLE DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA EL PUENTE DE SECCIÓN COMPUESTA.	284
FIGURA 59: MODELADO EN SOFTWARE CSI BRIDGE.....	286
FIGURA 60: PROPIEDADES DE MATERIALES USADOS EN EL MODELADO EN SOFTWARE, ACERO A572 GR 50, CONCRETO $F'c = 280 \text{ KG/CM}^2$	286
FIGURA 61: ALMA DE $H=1500\text{MM}$, ESPESOR 25MM, ALAS DE ANCHO 500MM Y 600MM ESPESORES DE 25MM Y 50MM.	287
FIGURA 62: ALMA DE $H=500\text{MM}$, ESPESOR 15MM, ALAS DE ANCHO 250MM ESPESOR DE 10MM.	287
FIGURA 63: SECCIÓN DE TABLERO SECCIÓN COMPUESTA.	288
FIGURA 64: CARGAS LINEALES.	288
FIGURA 65: CARGA SUPERFICIAL (ASFALTO).	289
FIGURA 66: CARGA SUPERFICIAL (PEATONAL).	289
FIGURA 67: SOBRECARGA HL-93 (CAMION DE DISEÑO) + CARGA DISTRIBUIDA 0.95 TN/M.	290
FIGURA 68: COMBINACIÓN DE CARGAS ASSTHO LRDF.	290
FIGURA 69: LÍNEAS DE INFLUENCIA DE MOMENTOS 3-3 GRAFICADOS EN LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL POR EL SOFTWARE CSI BRIDGE- PARA EL CARRIL LANE1 CON CARGA HL-93.	292
FIGURA 70: DEFLEXION MAXIMA EN EL CENTRO DE LUZ DE VIGAS PARA LA CARGA HL-93	294

FIGURA 71: MOMENTO MÁXIMO PARA CARGA HL-93, VIGA EXTERIOR IZQUIERDA, M MAX=328 TN-M.	294
FIGURA 72: MOMENTO MÁXIMO PARA CARGA HL-93, VIGA INTERIOR - M MAX=312 TN-M , LANE1 (CARRIL DE DISEÑO 1).	295
FIGURA 73: MOMENTO POR SOBRECARGA EN EL CENTRO DE LUZ.....	296
FIGURA 74: MOMENTO POR SOBRECARGA DISTRIBUIDA EN EL CENTRO DE LUZ.....	297
FIGURA 75: CARGAS MOMENTO MÁXIMO POR SOBRECARGA CAMIÓN DE DISEÑO.....	297
FIGURA 76: MOMENTO MÁXIMO POR SOBRECARGA CAMIÓN DE DISEÑO.	298
FIGURA 77: POSICION MOMENTO MÁXIMO TÁNDEM	299
FIGURA 78: MOMENTO DE CARRIL DE DISEÑO.....	299
FIGURA 79: HERRAMIENTA DE DISEÑO SOFTWARE CSI BRIDGE.....	305
FIGURA 80: ENTORNO DE DISEÑO SOFTWARE CSI BRIDGE.....	305
FIGURA 81: SE HA VARIADO LA LUZ S DE 2400 A 2800MM Y SE HA CAMBIADO LA SECCIÓN DE LA VIGA PRINCIPAL.	306
FIGURA 82: SECCION DE VIGA PRINCIPAL:DE 180CM DE PERALTE, ALMA DE H=170CM , ESPESOR 2.50 (1 PULG.), ALA SUPERIOR DE ANCHO 50CM Y ESPESOR DE 5CM (2 PULG), ALA INFERIOR DE ANCHO 55CM Y ESPESOR 5CM	307
FIGURA 83: SECCION DE VIGA TRANSVERSAL: DE 80CM DE PERALTE, ALMA DE ALTURA 78CM , ESPESOR 1CM, ALA SUPERIOR DE ANCHO 22CM Y ESPESOR DE 1CM , ALA INFERIOR DE ANCHO 22C M Y ESPESOR DE 1CM.....	307

FIGURA 84: DEFLEXION EN EL CENTRO DE LUZ.....	307
FIGURA 85: EL VALOR DEL NUEVO DISEÑO ES 93% DE DEMANDA DE ESFUERZOS CON RESPECTO A LA CAPACIDAD DEL ELEMENTO, FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	308
FIGURA 86: EL VALOR DEL NUEVO DISEÑO ES 70.5% DE DEMANDA DE ESFUERZOS CON RESPECTO A LA CAPACIDAD DEL ELEMENTO, FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	309
FIGURA 87: SECCIÓN TRANSVERSAL DE PUENTE DE SECCIÓN COMPUESTA O MIXTA	315
FIGURA 88: DISTRIBUCION DE CARGA PESO PROPIO DE LOSA	315
FIGURA 89: MOMENTOS NEGATIVOS CALCULADOS EN EL SOFTWARE SAP 2000	316
FIGURA 90: MOMENTOS POSITIVOS CALCULADOS EN EL SOFTWARE SAP 2000	317
FIGURA 91: DISTRIBUCION DE CARGA PESO DE BARRERA	317
FIGURA 92: MOMENTOS NEGATIVOS CALCULADOS EN EL SOFTWARE SAP 2000	318
FIGURA 93: MOMENTOS POSITIVOS CALCULADOS EN EL SOFTWARE SAP 2000	319
FIGURA 94: DISTRIBUCION DE CARGA PESO SUPERFICIE DE RODADURA	320
FIGURA 95: MOMENTOS NEGATIVOS CALCULADOS EN EL SOFTWARE SAP 2000	320
FIGURA 96: MOMENTOS POSITIVOS CALCULADOS EN EL SOFTWARE SAP 2000	321

FIGURA 97: LINEA DE INFLUENCIA DE MOMENTO FLECTOR EN APOYO B 322

FIGURA 98: LINEA DE INFLUENCIA DE MOMENTO FLECTOR EN $X=0.4L$.. 323

FIGURA 99: DISTRIBUCION DE ACEROS 329

FIGURA 100: PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA 330

FIGURA 101: CAMIÓN DE DISEÑO 333

FIGURA 102: L.I. CORTANTE PARA SOBRE CARGA VEHICULAR SECCIÓN
0.0L 334

FIGURA 103: L.I. CORTANTE PARA SOBRE CARGA VEHICULAR SECCIÓN
0.1L 335

FIGURA 104: L.I. CORTANTE PARA SOBRE CARGA VEHICULAR SECCIÓN
0.2L 336

FIGURA 105: L.I. CORTANTE PARA SOBRE CARGA VEHICULAR SECCIÓN
0.3L 337

FIGURA 106: L.I. CORTANTE PARA SOBRE CARGA VEHICULAR SECCIÓN
0.4L 338

FIGURA 107: L.I. CORTANTE PARA SOBRE CARGA VEHICULAR SECCIÓN
0.5L 339

FIGURA 108: VISTA FRONTAL DE LA GEOMETRÍA PUENTE RETICULADO351

FIGURA 109: SECCIÓN TRANSVERSAL DE PUENTE RETICULADO 352

FIGURA 110: CONFIGURACION DIAGONAL EXTERNA..... 359

FIGURA 111: DIAGRAMA DE EQUILIBRIO EN DIAGONAL EXTERNA 360

FIGURA 112: DETALLE DE SECCIÓN TRANSVERSAL 362

FIGURA 113: PROPIEDADES DEL CONCRETO 363

FIGURA 114: PROPIEDADES DEL ACERO 364

FIGURA 115: EJE LONGITUDINAL DEL PUENTE.....	364
FIGURA 116: DATOS DE DISEÑO CARRIL 1	365
FIGURA 117: DATOS CARRIL DE DISEÑO 2	365
FIGURA 118: SECCIÓN TRANSVERSAL LOSA	366
FIGURA 119: APOYO FIJO.....	366
FIGURA 120: APOYO MÓVIL.....	367
FIGURA 121: CAMIÓN DE DISEÑO	367
FIGURA 122: TAMDEN DE DISEÑO	368
FIGURA 123: PATRONES DE CARGA	368
FIGURA 124: DISTRIBUCIÓN DE ISOACELERACIONES.....	369
FIGURA 125: ESPECTRO DE DISEÑO	374
FIGURA 126: MODELADO EN SOFTWARE CSI BRIDGE.....	375
FIGURA 127: CARGA DE ASFALTO	375
FIGURA 128: CARGA DE BARANDAS Y PARAPETOS	376
FIGURA 129: CARGA PEATONAL	377
FIGURA 130: VIENTO VERTICAL.....	377
FIGURA 131: PRESIONES HORIZONTALES.....	378
FIGURA 132: FUERZA DE FRENADO.....	379
FIGURA 133: DEFLEXIÓN POR SOBRECARGA VEHICULAR HL-93.....	380
FIGURA 134: VISTA EN 3D MODELAMIENTO.....	380
FIGURA 135: VERIFICACIÓN DE RESULTADOS CARGA POR PESO PROPIO	
ELEMENTO MONTANTE 49	381
FIGURA 136: VERIFICACIÓN DE RESULTADOS CARGA POR PESO ASFALTO	
ELEMENTO MONTANTE 49	382

FIGURA 137: VERIFICACIÓN DE RESULTADOS CARGA POR BARANDA Y PARAPETOS ELEMENTO MONTANTE 49.....	383
FIGURA 138: VERIFICACIÓN DE RESULTADOS CARGA POR PEATONAL ELEMENTO MONTANTE 49	384
FIGURA 139: CONFIGURACION DE CARGAS PARA DETERMINAR LÍNEAS DE INFLUENCIA CARRIL 2.....	385
FIGURA 140: CARGAS NUDO F	385
FIGURA 141: LÍNEA DE INFLUENCIA MONTANTE 49 CARRIL 2	386
FIGURA 142: FUERZA DESARROLLADA EN LA MONTANTE 49.....	386
FIGURA 143: CONFIGURACION DE CARGAS PARA DETERMINAR LÍNEAS DE INFLUENCIA CARRIL 1	387
FIGURA 144: CARGAS EL NUDO F.....	387
FIGURA 145: LÍNEA DE INFLUENCIA MONTANTE 49 CARRIL 1	388
FIGURA 146: FUERZA DESARROLLADA EN LA MONTANTE 49.....	388
FIGURA 147: VERIFICACIÓN DE RESULTADOS CARGA VEHICULAR HL-93 ELEMENTO MONTANTE 49	389
FIGURA 148: GRAFICA LÍNEAS DE INFLUENCIA MONTANTE 49.....	390
FIGURA 149: CONFIGURACIÓN PUENTE RETICULAR.....	391
FIGURA 150: CASO 1.....	391
FIGURA 151: CASO 2.....	391
FIGURA 152: CASO 3.....	392
FIGURA 153: DCL	392
FIGURA 154: CARGA UNITARIA APLICADA EN EL EXTREMO DEL CARRIL 2	394

FIGURA 155: LÍNEA DE INFLUENCIA DIAGONAL 8 (ELEMENTO AN) CASO 1 EXTREMO DEL CARRIL.....	395
FIGURA 156: LÍNEAS DE INFLUENCIA DIAGONAL 8 (ELEMENTO AN).....	402
FIGURA 157: VARIACIÓN TRANSVERSAL LÍNEAS DE INFLUENCIA DIAGONAL 8 (ELEMENTO AN)	402
FIGURA 158: CONFIGURACION DE CARGA	403
FIGURA 159: LÍNEA DE INFLUENCIA DIAGONAL 8 (ELEMENTO AN) CASO 2	404
FIGURA 160: LÍNEA DE INFLUENCIA DIAGONAL 8 (ELEMENTO AN) CASO 2 (CARGAS APLICADAS).....	404
FIGURA 161: CONFIGURACION DE CARGA	405
FIGURA 162: LÍNEA DE INFLUENCIA DIAGONAL 8 (ELEMENTO AN) CASO 3	406
FIGURA 163: LÍNEA DE INFLUENCIA DIAGONAL 8 (ELEMENTO AN) CASO 3 (CARGAS APLICADAS).....	406
FIGURA 164: VERIFICACIÓN DE RESULTADOS DIAGONAL 8 (ELEMENTO AN)	408
FIGURA 165: LÍNEAS DE INFLUENCIA DEL ELEMENTO 20 (BRIDA INFERIOR)	408
FIGURA 166: LÍNEAS DE INFLUENCIA DE ELEMENTO 21 (BRIDA SUPERIOR)	408
FIGURA 167: FUERZA AXIAL CASO DE CARGA MÓVIL DE ELEMENTO 21 (BRIDA SUPERIOR)	413
FIGURA 168: LÍNEAS DE INFLUENCIA DE ELEMENTO 81 (BRIDA INFERIOR)	413

FIGURA 169: FUERZA AXIAL CASO DE CARGA MÓVIL DE ELEMENTO 6 (BRIDA BRIDA INFERIOR)	418
FIGURA 170: LÍNEAS DE INFLUENCIA DE ELEMENTO 2 (DIAGONAL INTERIOR)	418
FIGURA 171: FUERZA AXIAL CASO DE CARGA MÓVIL DE ELEMENTO 2 (DIAGONAL INTEIOR).....	423
FIGURA 172: FUERZAS AXIALES POR PESO PROPIO.....	423
FIGURA 173: FUERZAS AXIALES POR CARGA VEHICULAR.....	424
FIGURA 174: FUERZAS AXIALES POR CARGA DE ASFALTO	424
FIGURA 175: FUERZAS AXIALES POR CARGA PEATONAL.....	424
FIGURA 176: FUERZAS AXIALES POR CARGA DE VIENTO.....	425
FIGURA 177: FIGURA 178: FUERZAS AXIALES POR FRENADO	425
FIGURA 179: FUERZAS AXIALES POR CARGA DE PARAPETO-BARANDA..	425
FIGURA 180: FUERZAS AXIALES POR RESISTENCIA I.....	426
FIGURA 181: FUERZAS AXIALES POR RESISTENCIA III	426
FIGURA 182: FUERZAS AXIALES POR EVENTO EXTREMO I	426
FIGURA 183: FUERZAS AXIALES POR SERVICIO I.....	427
FIGURA 184: FUERZAS AXIALES POR FATIGA	427
FIGURA 185: VISTA EN 3D DE LA ARMADURA METÁLICA FINAL.....	427
FIGURA 186: VISTA EN 3D DE LA ARMADURA METÁLICA FINAL + LOSA DE CONCRETO ARMADO	428
FIGURA 187: VISTA EN 3D DE LA ARMADURA METÁLICA FINAL + LOSA DE CONCRETO ARMADO + VEHÍCULO	428
FIGURA 188: VISTA EN DE LOS RATIOS OBTENIDOS CON LOS PERFILES UTILIZADOS.....	428

FIGURA 189: DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE PERFIL W140X192 EN PULGADAS Y CM	429
FIGURA 190: DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE PERFIL W14X120 EN PULGADAS Y CM	430
FIGURA 191: DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE PERFIL W14X90 EN PULGADAS Y CM	430
FIGURA 192: DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE PERFIL W14X61 EN PULGADAS Y CM	431
FIGURA 193: DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE PERFIL W14X68 EN PULGADAS Y CM	431
FIGURA 194: DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE PERFIL W10X39 EN PULGADAS Y CM	431
FIGURA 195: DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE PERFIL W14X90 EN PULGADAS Y CM	432
FIGURA 196: DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE PERFIL W14X99 EN PULGADAS Y CM	432
FIGURA 197: DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE PERFIL W10X30 EN PULGADAS Y CM	432
FIGURA 198: DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE PERFIL W16X77 EN PULGADAS Y CM	433
FIGURA 199: DISEÑO DE VIGA TRANSVERSAL W40X192	434
FIGURA 200: DISEÑO DE DIAGONAL EXTERIOR W14X120.....	435
FIGURA 201: DISEÑO DE DIAGONAL INTERIOR W14X90	436
FIGURA 202: DISEÑO DE DIAGONAL INTERIOR W14X68	437
FIGURA 203: DISEÑO DE BRIDA SUPERIOR CENTRAL W14X99.....	438

FIGURA 204: DISEÑO DE BRIDA INFERIOR W16X77	439
FIGURA 205: SECCION TRANSVERSAL.....	440
FIGURA 206: TRAMO INTERIOR VIGA TRANSVERSAL.....	441
FIGURA 207: TRAMO INTERIOR LOSA	444
FIGURA 208: ASIGNACIÓN DE PESO PROPIO (LOSA 0.48 TN/M)	445
FIGURA 209: DIAGRAMA DE MOMENTOS POR PESO PROPIO LOSA (LOSA)	445
FIGURA 210: ASIGNACIÓN DE PESO PROPIO (ASFALTO 0.11TN/M).....	446
FIGURA 211: DIAGRAMA DE MOMENTOS POR PESO PROPIO (ASFALTO). 446	
FIGURA 212: RESULTADO DE MOMENTOS FLECTORES SOBRECARGA VEHICULAR	447
FIGURA 213: RESULTADO DE MOMENTOS FLECTORES SOBRECARGA VEHICULAR	448
FIGURA 214: RESULTADO DE MOMENTOS FLECTORES SOBRECARGA VEHICULAR	449
FIGURA 215: FRANJAS EFECTIVAS.....	451
FIGURA 216: FRANJA EXTERIOR.....	458
FIGURA 217: ASIGNACIÓN DE PESO PROPIO (LOSA 0.48 TN/M)	459
FIGURA 218: DIAGRAMA DE MOMENTOS POR PESO PROPIO LOSA (LOSA)	459
FIGURA 219: ASIGNACIÓN DE PESO PROPIO (ASFALTO + PARAPETO+ BARANDA 0.55 TN/M)	460
FIGURA 220: DIAGRAMA DE MOMENTOS POR SUPERFICIE DE DESGASTE (DW)	460

FIGURA 221: ASIGNACIÓN DE CARGA VIVA (CARGA PEATONAL 0.18 TN/M)	
.....	461
FIGURA 222: DIAGRAMA DE MOMENTOS POR CARGA PEATONAL (PL)	461
FIGURA 223: DIAGRAMA DE MOMENTOS CAMIÓN HL-93K	462
FIGURA 224: DIAGRAMA DE MOMENTOS CAMIÓN HL-93M.....	463
FIGURA 225: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN HL-93K,M	464
FIGURA 226: FRANJA EFECTIVA	466
FIGURA 227: RECUBRIMIENTO DE ACERO.....	475
FIGURA 228: SECCION TRANSVERSAL CONFIGURACIÓN DEL ACERO	478
FIGURA 229: ACERO ASUMIDO	479
FIGURA 230: UBICACIÓN DEL ACERO	481
FIGURA 231: UBICACIÓN DEL ACERO	483
FIGURA 232: ACERO ASUMIDO	484
FIGURA 233: UBICACIÓN DEL ACERO	487
FIGURA 234: UBICACIÓN DEL ACERO	488
FIGURA 235: UBICACIÓN DEL ACERO	490
FIGURA 236: UBICACIÓN DEL ACERO	491
FIGURA 237: ACERO ASUMIDO	492
FIGURA 238: DISTRIBUCION DE ACERO LOSA	494
FIGURA 239: PERFIL DE PUENTE DE SECCIÓN RETICULADA	497
FIGURA 240: SECCIÓN TRANSVERSAL DE PUENTE RETICULADO	497
FIGURA 241: ECUACION DE LA CURVA DIRECTRIZ ARCO	500
FIGURA 242: GRAFICA DEL ARCO	501
FIGURA 243: DETALLE DE LA SECCION TRANSVERSAL	502
FIGURA 244: MODELADO EN SOFTWARE CSI BRIDGE.....	503

FIGURA 245: PROPIEDADES DEL CONCRETO DE RESISTENCIA $F'_{C}=280$ KG/CM ²	504
FIGURA 246: PROPIEDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL ASTM572 G50 ...	505
FIGURA 247: NOMENCLATURA A LOS ELEMENTOS DE CERCHA O ARMADURA	506
FIGURA 248: DEFLEXION MAXIMA EN CERCHA O ARMADURA EN CENTRO DE LUZ POR LA CARGA MÓVIL HL-93 EN TN-M.....	507
FIGURA 249: ESQUEMA DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS AXIALES.....	508
FIGURA 250: VIGAS TRANSVERSALES MOMENTOS POSITIVOS.....	511
FIGURA 251: VIGAS TRANSVERSALES, Y CONTRAVIENTO.....	517
FIGURA 252: PERFILES DE ARCO, PERFILES INFERIORES Y PÉNDOLAS ...	517
FIGURA 253: VIGA TRASVERSAL W40X192	518
FIGURA 254: ARCO 14X99	518
FIGURA 255: BRIDA O VIGA INFERIOR W14X90.....	519
FIGURA 256: PERFILES DE DIAGONALES Y MONTANTES W12X65	519
FIGURA 257: PERFILES DE CONTRAVIENTOS W10X33.....	520
FIGURA 258: PERFILES DE CONTRAVIENTOS W10X33.....	520
FIGURA 259: DISEÑO PARA PUENTE DE SECCIÓN COMPUESTA VIGA EXTERIOR	522
FIGURA 260: DISEÑO PARA PUENTE RETICULADO WARREN BRIDA SUPERIOR INTERMEDIA	523
FIGURA 261: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL MODELAMIENTO ARCO RETICULADO (ROJO=COMPRESIÓN, AZUL=TRACCIÓN).....	524
FIGURA 262: DISEÑO PARA PUENTE RETICULADO ARCO ELEMENTO SUPERIOR INTERMEDIO A COMPRESIÓN.....	525

FIGURA 263: DEFORMACIÓN PUENTE SECCIÓN COMPUESTA POR

SOBRECARGA VEHICULAR HL-93 526

FIGURA 264: DEFORMACIÓN PUENTE RETICULAR WARREN POR

SOBRECARGA VEHICULAR HL-93 527

FIGURA 265: DEFORMACIÓN PUENTE RETICULAR ARCO POR

SOBRECARGA VEHICULAR HL-93 527

LISTA DE TABLAS

TABLA 1: TIPOS DE PUENTES SEGÚN SU LUZ LIBRE	56
TABLA 2: FACTOR DE MODIFICACIÓN	72
TABLA 3: INCREMENTO DE LA CARGA VIVA POR EFECTOS DINÁMICOS ..	74
TABLA 4: FUERZAS DE DISEÑO PARA BARANDAS.....	76
TABLA 5: FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA.....	81
TABLA 6: RESISTENCIA DEL CONECTOR EN TONELADAS.....	97
TABLA 7: ANGULO DE FRICCIÓN ENTRE DIFERENTES MATERIALES (U.S. DEPARTMENT OF THE NAVY 1982A).....	103
TABLA 8: VALORES TÍPICOS PARA LAS DENSIDADES DE FLUIDO EQUIVALENTE DE LOS SUELOS	107
TABLA 9: ALTURA DE SUELO EQUIVALENTE PARA CARGA VEHICULAR SOBRE ESTRIBOS PERPENDICULARES AL TRÁFICO.....	108
TABLA 10: FACTORES DE RESISTENCIA EN CIMIENTOS SUPERFICIALES, ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA	114
TABLA 11: CLASIFICACION DE LA SOCAVACION.....	115
TABLA 12: COEFICIENTE α	119
TABLA 13: VALORES DE X PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS	120
TABLA 14: COEFICIENTES DE CONTRACCIÓN μ	121
TABLA 15: COEFICIENTE DE CORRECCIÓN K_{θ}	125
TABLA 16: COEFICIENTE DE CORRECCIÓN K_{ϕ}	125
TABLA 17: COEFICIENTE DE CORRECCIÓN K_M	125
TABLA 18: DATOS DE LIBRETA DE CAMPO ELECTRÓNICA	136
TABLA 19: RESUMEN DE LOS PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS	154

TABLA 20: REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS -	
ORIGINAL (MM) - CRUCERO	155
TABLA 21: REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS -	
ORIGINAL (MM) - MUÑANI.....	156
TABLA 22: REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS -	
ORIGINAL (MM) - PUTINA	157
TABLA 23: REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS -	
ORIGINAL (MM) - ANANEA	158
TABLA 24: REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS -	
ORIGINAL (MM) - CRUCERO	161
TABLA 25: REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS -	
ORIGINAL (MM) - MUÑANI.....	163
TABLA 26: REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS -	
ORIGINAL (MM) - PUTINA	164
TABLA 27: REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS -	
ORIGINAL (MM) - ANANEA	166
TABLA 28: RESUMEN DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24H E	
INTENSIDADES.....	168
TABLA 29: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24H PARA DIFERENTES PERIODOS	
DE RETORNO ESTACIÓN CRUCERO.....	174
TABLA 30: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24H PARA DIFERENTES PERIODOS	
DE RETORNO ESTACIÓN MUÑANI.....	175
TABLA 31: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24H PARA DIFERENTES PERIODOS	
DE RETORNO ESTACIÓN PUTINA.....	176

TABLA 32: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24H PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO ESTACIÓN ANANEA.....	176
TABLA 33: PERIODOS DE RETORNO SEGÚN EL TIPO DE OBA	178
TABLA 34: INTENSIDADES MÁXIMAS (MM) PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERIODO DE RETORNO ESTACIÓN CRUCERO.....	179
TABLA 35: INTENSIDADES MÁXIMAS (MM) PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERIODO DE RETORNO ESTACIÓN MUÑANI.....	180
TABLA 36: INTENSIDADES MÁXIMAS (MM) PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERIODO DE RETORNO ESTACIÓN PUTINA.....	180
TABLA 37: INTENSIDADES MÁXIMAS (MM) PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERIODO DE RETORNO ESTACIÓN ANANEA.....	181
TABLA 38: INTENSIDADES MÁXIMAS (MM/HORA) PARA DIFERENTES DURACIONES ESTACIÓN CRUCERO	182
TABLA 39: INTENSIDADES MÁXIMAS (MM/HORA) PARA DIFERENTES DURACIONES ESTACION MUÑANI	183
TABLA 40: INTENSIDADES MÁXIMAS (MM/HORA) PARA DIFERENTES DURACIONES ESTACIÓN PUTINA	183
TABLA 41: INTENSIDADES MÁXIMAS (MM/HORA) PARA DIFERENTES DURACIONES ESTACIÓN ANANEA	184
TABLA 42: PARÁMETROS DE LA ECUACIÓN DE INTENSIDAD MÁXIMA – ESTACIÓN CRUCERO (E1).....	185
TABLA 43: PARÁMETROS DE LA ECUACIÓN DE INTENSIDAD MÁXIMA – ESTACIÓN MUÑANI (E2)	186
TABLA 44: PARÁMETROS DE LA ECUACIÓN DE INTENSIDAD MÁXIMA – ESTACIÓN PUTINA (E3).....	186

TABLA 45: PARÁMETROS DE LA ECUACIÓN DE INTENSIDAD MÁXIMA – ESTACIÓN ANANEA (E4).....	187
TABLA 46: VALORES RECOMENDADOS DE RIESGO ADMISIBLE DE OBRAS DE DRENAJE	190
TABLA 47: PRECIPITACIÓN MEDIA ANUAL PARA CADA ESTACIÓN	192
TABLA 48: PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL ESTACIÓN ANANEA.....	193
TABLA 49: PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL ESTACIÓN CRUCERO.....	194
TABLA 50: PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL ESTACIÓN MUÑANI	195
TABLA 51: PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL ESTACIÓN PUTINA	197
TABLA 52: COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA SEGÚN EL TIPO DEL SUELO.	199
TABLA 53: INTENSIDADES DE DISEÑO PARA LAS DIFERENTES ESTACIONES	200
TABLA 54: CAUDALES MÁXIMOS	202
TABLA 55: CAUDAL PICO	203
TABLA 56: CAUDALES POR EL MÉTODO SOIL CONSERVATION SERVICE SCS	211
TABLA 57 : PROFUNDIDAD DE SOCAVACION.....	216
TABLA 58: RELACIÓN DEL NÚMERO DE GOLPES – GRADO DE COMPACIDAD – RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN ESTÁTICA - ÁNGULO DE FRICCIÓN.....	229
TABLA 59: RELACIÓN DEL NÚMERO DE GOLPES – RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE	229
TABLA 60: RELACIÓN DE ÁNGULO DE FRICCIÓN Y TIPO DE SUELO SEGÚN TERZAGHI	230

TABLA 61: RELACIÓN DE ÁNGULO DE FRICCIÓN Y TIPO DE SUELO SEGÚN SEGÚN CONFORTH (1972).....	230
TABLA 62: RELACIÓN DE ÁNGULO DE FRICCIÓN Y TIPO DE SUELO SEGÚN SEGÚN CARLOS VILLALAZ Y LAMBE-WHITMAN.....	230
TABLA 63: RESULTADOS PERFORACIÓN N° 1.....	234
TABLA 64: RESULTADOS PERFORACIÓN N° 2.....	237
TABLA 65: RESULTADOS DE RELACIÓN DE ÁNGULO DE FRICCIÓN Y CAPACIDAD PORTANTE	238
TABLA 66: CALCULO DE DIMENSIONES 1.....	244
TABLA 67: CALCULO DE DIMENSIONES 2.....	244
TABLA 68: CÁLCULOS DE PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):.....	247
TABLA 69: COMBINACIÓN DE CARGAS.....	250
TABLA 70: FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS	251
TABLA 71: FUERZAS RESISTENTES FACTORADOS PARA DIFERENTES COMBINACIONES DE CARGA.....	252
TABLA 72: MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS PARA DIFERENTES COMBINACIONES DE CARGA.....	252
TABLA 73: ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO PARA DIFERENTES COMBINACIONES DE CARGA.....	253
TABLA 74: ESTABILIDAD AL VOLTEO PARA DIFERENTES COMBINACIONES DE CARGA	253
TABLA 75: RESULTADOS DE CÁLCULO DE PRESIÓN DE SUELO PARA COMBINACIONES DE CARGA.....	254
TABLA 76: CORTANTE DE DISEÑO.....	256
TABLA 77: MOMENTO DE DISEÑO	256

TABLA 78: MOMENTO M/2.....	256
TABLA 79: CORTANTE EN LA BASE DEL PARAPETO	257
TABLA 80: MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO.....	257
TABLA 81: CORTANTE EN EL TALÓN DE LA ZAPATA	258
TABLA 82: MOMENTO EN EL TALÓN DE LA ZAPATA.....	259
TABLA 83: CORTANTE EN LA PUNTA DE LA ZAPATA	259
TABLA 84: MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA.....	260
TABLA 85: ACERO VERTICAL EN CARA INTERIOR Y CARA EXTERIOR.....	262
TABLA 86: ACERO HORIZONTAL PARTE INFERIOR Y PARTE SUPERIOR...	263
TABLA 87: ACERO VERTICAL INTERIOR, ACERO VERTICAL EXTERIOR, ACERO HORIZONTAL	264
TABLA 88: ACERO LONGITUDINAL, ACERO TRANSVERSAL	265
TABLA 89: ACERO LONGITUDINAL, ACERO TRANSVERSAL	266
TABLA 90: RESULTADOS DE CÁLCULO.....	272
TABLA 91: FACTORES DE CAPACIDAD RESISTENTE USADOS	274
TABLA 92: CAPACIDAD PORTANTE PARA EL PRIMER Y SEGUNDO ESTRATO	275
TABLA 93: CAPACIDAD PORTANTE PARA EL TERCER ESTRATO	276
TABLA 94: RESULTADOS DE LA CAPACIDAD DE CARGA A TOTAL.....	276
TABLA 95: METRADO Y COSTOS ESTRIBO EN VOLADIZO	278
TABLA 96: METRADO Y COSTOS ESTRIBO CON PANTALLA CONTRAFUERTES.....	279
TABLA 97: COMBINACIÓN DE CARGAS.....	291
TABLA 98: DATOS DE LÍNEA DE INFLUENCIA DEL CAMIÓN HL-93 EN CARRIL LANE1 EN LA ZONA CRITICA A -1.8M DEL EJE DE CARRIL ...	293

TABLA 99: FACTOR DE DISTRIBUCIÓN VIGAS INTERIORES	302
TABLA 100: FACTOR DE DISTRIBUCIÓN VIGAS EXTERIORES	304
TABLA 101: MOMENTO ÚLTIMO Y MOMENTO RESISTENTE VIGA INTERIOR 1	310
TABLA 102: MOMENTO ÚLTIMO Y MOMENTO RESISTENTE VIGA EXTERIOR IZQUIERDA.....	312
TABLA 103: RESUMEN DE MOMENTOS NEGATIVOS Y POSITIVOS	324
TABLA 104: MOMENTO DE INERCIA VIGA.....	331
TABLA 105: INERCIA DE LOSA	333
TABLA 106: RESUMEN CORTANTE DE S/C	340
TABLA 107: RESISTENCIA DE ESPÁRRAGOS	340
TABLA 108: FUERZA RASANTE PARA DIFERENTE ESPACIAMIENTOS	341
TABLA 109: SEPARACION Y NUMERO DE CONECTORES A USAR.....	341
TABLA 110: SEPARACIÓN DE ATIEZADORES	344
TABLA 111: PROFUNDIDAD MÍNIMA UTILIZADAS TRADICIONALMENTE PARA SUPERESTRUCTURAS DE PROFUNDIDAD CONSTANTE	355
TABLA 112: ANALISIS DE CARGAS DE SERVICIO	356
TABLA 113: PREDIMENSIONAMIENTO DE LA BRIDA INFERIOR	358
TABLA 114: PREDIMENSIONAMIENTO DIAGONAL EXTERNA	360
TABLA 115: FACTOR DE SUELO S.....	369
TABLA 116: CATEGORÍAS DE IMPORTANCIA PARA PUENTES	370
TABLA 117: FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA PARA SUBESTRUCTURAS R.....	370
TABLA 118: ESPECTRO DE DISEÑO	371

TABLA 119: PRESIONES BÁSICAS CORRESPONDIENTES A UNA VELOCIDAD DE 100 KM/H.....	378
TABLA 120: RESUMEN DE CARGAS AXIALES EN LA MONTANTE 49	390
TABLA 121: LINEA DE INFLUENCIA DIAGONAL 8.....	394
TABLA 122: LÍNEAS DE INFLUENCIA DIAGONAL 8(ELEMENTO AN) CARRIL 2	395
TABLA 123: LÍNEAS DE INFLUENCIA DIAGONAL 8(ELEMENTO AN) CARRIL 1	398
TABLA 124: LINEA DE INFLUENCIA DIAGONAL 8 CASO 2.....	403
TABLA 125: LINEA DE INFLUENCIA DIAGONAL 8 CASO 3.....	405
TABLA 126: LÍNEAS DE INFLUENCIA BRIDA SUPERIOR 21 CARRIL 2	409
TABLA 127: LÍNEAS DE INFLUENCIA BRIDA INFERIOR 81 CARRIL 2.....	414
TABLA 128: LÍNEAS DE INFLUENCIA DIAGONAL INTERIOR 2 CARRIL 2 ...	418
TABLA 129: PROPIEDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL UTILIZADO	429
TABLA 130: DATOS DE DISEÑO.....	440
TABLA 131: VALORES DE DISEÑO.....	441
TABLA 132: FACTORES DE CARGA	441
TABLA 133: FACTORES DE RESISTENCIA.....	442
TABLA 134: FACTOR DE PRESENCIA MULTIPLE	442
TABLA 135: INCREMENTO POR CARGA DINAMICA.....	442
TABLA 136: ALTURA DE LOSA DE CONCRETO	443
TABLA 137: PESOS PARA UN ANCHO DE 1M DE FRANJA TRANSVERSAL .	444
TABLA 138: RESUMEN DE METRADO DE CARGAS	444
TABLA 139: CARGAS ANCHO TRIBUTARIO 3.5M.....	445
TABLA 140: MOMENTO POSITIVOS MAXIMOS.....	445

TABLA 141: MOMENTO NEGATIVOS MAXIMOS	446
TABLA 142: MOMENTOS MÁXIMOS POSITIVOS	446
TABLA 143: MOMENTOS NEGATIVOS MAXIMOS	447
TABLA 144: MOMENTOS MÁXIMOS POSITIVOS	447
TABLA 145: MOMENTOS MÁXIMOS NEGATIVOS	448
TABLA 146: MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS	448
TABLA 147: MOMENTOS MAXIMOS NEGATIVOS	448
TABLA 148: MOMENTOS POSITIVOS MAXIMOS	449
TABLA 149: MOMENTOS NEGATIVOS MAXIMOS	449
TABLA 150: RESUMEN DE MOMENTOS MAXIMOS POSTIVOS	449
TABLA 151: RESUMEN DE MOMENTOS NEGATIVOS MAXIMOS	450
TABLA 152: FRANJAS EFECTIVAS	450
TABLA 153: ANCHO TRANSVERSAL EQUIVALENTE DE CARGA DE RUEDA (E) A4.6.2.1.3	451
TABLA 154: MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS POR SOBRECARGA VEHICULAR + INCREMENTO DINAMICO	452
TABLA 155: MOMENTOS MAXIMOS NEGATIVOS POR SOBRECARGA VEHICULAR + INCREMENTO DINAMICO	452
TABLA 156: RESUMEN DE MOMENTOS POSITIVOS POR TRAMOS PARA CARGA (FRANJA INTERIOR)	452
TABLA 157: RESUMEN DE MOMENTOS NEGATIVOS POR TRAMOS PARA CARGA (FRANJA INTERIOR)	452
TABLA 158: MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA INTERIOR) TRAMO 1-1	453

TABLA 159: MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA INTERIOR)	
TRAMO 2-1.....	453
TABLA 160: MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA INTERIOR)	
TRAMO 3-1.....	453
TABLA 161: MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA INTERIOR)	
TRAMO 4-1.....	454
TABLA 162: MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA INTERIOR)	
TRAMO 5-1.....	454
TABLA 163: MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA INTERIOR)	
TRAMO 6-1.....	454
TABLA 164: MOMENTOS NEGATIVOS POR CARGA (FRANJA INTERIOR)	
NUDO 2.....	455
TABLA 165: MOMENTOS NEGATIVOS POR CARGA (FRANJA INTERIOR)	
NUDO 3 Y 4.....	455
TABLA 166: MOMENTOS NEGATIVOS POR CARGA (FRANJA INTERIOR)	
NUDO 5.....	456
TABLA 167: MOMENTOS NEGATIVOS POR CARGA (FRANJA INTERIOR)	
NUDO 6.....	456
TABLA 168: MOMENTOS NEGATIVOS POR CARGA (FRANJA INTERIOR)	
NUDO 7.....	456
TABLA 169: RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES POSITIVOS.....	457
TABLA 170: RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES NEGATIVOS.....	457
TABLA 171: MOMENTOS POSITIVOS MAXIMOS.....	459
TABLA 172: MOMENTOS NEGATIVOS MAXIMOS.....	459
TABLA 173: MOMENTOS POSITIVOS MAXIMOS.....	460

TABLA 174: MOMENTOS NEGATIVOS MAXIMOS	461
TABLA 175: MOMENTOS POSITIVOS MAXIMOS	461
TABLA 176: MOMENTOS NEGATIVOS MAXIMOS	462
TABLA 177: MOMENTOS POSITIVOS MAXIMOS	462
TABLA 178: MOMENTOS NEGATIVOS MAXIMOS	462
TABLA 179: MOMENTOS POSITIVOS MAXIMOS	463
TABLA 180: MOMENTOS NEGATIVOS MAXIMOS	463
TABLA 181: MOMENTOS POSITIVOS MAXIMOS	464
TABLA 182: MOMENTOS NEGATIVOS MAXIMOS	464
TABLA 183: RESUMEN DE MOMENTOS MÁXIMOS POSTIVOS	464
TABLA 184: RESUMEN DE MOMENTOS NEGATIVOS MAXIMOS	465
TABLA 185: FRANJAS EFECTIVAS	465
TABLA 186: MOMENTO POSITIVO MÁXIMOS SOBRE CARGA VEHICULAR	467
TABLA 187: MOMENTO NEGATIVOS MÁXIMOS SOBRE CARGA VEHICULAR	467
TABLA 188: RESUMEN DE MOMENTOS POSITIVOS POR TRAMOS PARA CARGAS (FRANJA DE BORDE).....	467
TABLA 189: RESUMEN DE MOMENTOS NEGATIVOS POR TRAMOS PARA CARGAS (FRANJA DE BORDE).....	467
TABLA 190: MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA DE BORDE) TRAMO 1-1.....	468
TABLA 191: MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA DE BORDE) TRAMO 2-1.....	468
TABLA 192: MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA DE BORDE) TRAMO 3-1.....	468

TABLA 193: MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA DE BORDE)	
TRAMO 4-1.....	469
TABLA 194: MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA DE BORDE)	
TRAMO 5-1.....	469
TABLA 195: MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA DE BORDE)	
TRAMO 6-1.....	470
TABLA 196: MOMENTOS NEGATIVO POR CARGA (FRANJA BORDE) NUDO 2 Y 3.....	470
TABLA 197: MOMENTOS NEGATIVO POR CARGA (FRANJA BORDE) NUDO 4	471
TABLA 198: MOMENTOS NEGATIVO POR CARGA (FRANJA BORDE) NUDO 5	471
TABLA 199: MOMENTOS NEGATIVO POR CARGA (FRANJA BORDE) NUDO 6	471
TABLA 200: MOMENTOS NEGATIVO POR CARGA (FRANJA BORDE) NUDO 7	472
TABLA 201: RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES POSITIVOS.....	472
TABLA 202: RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES NEGATIVOS.....	473
TABLA 203: MOMENTOS POSITIVOS FRANJA INTERIOR Y DE BORDE.....	473
TABLA 204: MOMENTOS NEGATIVOS FRANJA INTERIOR Y DE BORDE.....	473
TABLA 205: MOMENTOS DE FLEXION POR CARGAS.....	474
TABLA 206: ACEROS AREQUIPA.....	474
TABLA 207: MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS.....	480
TABLA 208: MOMENTOS DE FLEXION POR CARGAS.....	485
TABLA 209: ACEROS AREQUIPA.....	485

TABLA 210: MOMENTOS NEGATIVOS POR CARGAS	489
TABLA 211: COORDENADAS DE LA PARÁBOLA SUPERIOR	500
TABLA 212: COMBINACIONES DE CARGAS LRDF	505
TABLA 213: ESFUERZO AXIAL EN ARCO (COMPRESIÓN) Y BRIDA INFERIOR (TENSION) POR LA CARGA MÓVIL HL-93 EN TN-M.....	507
TABLA 214: ESFUERZOS EN DIAGONALES (TENSION Y COMPRESIÓN) Y MONTANTES POR CARGA MÓVIL HL-93 EN TN-M.....	508
TABLA 215: ESFUERZOS AXIALES (P), FUERZAS CORTANTES (V2 Y V3) Y MOMENTOS FLECTORES (M2 Y M3) EN VIGAS TRANSVERSALES POR CARGA MÓVIL HL-93 EN TN-M	508
TABLA 216: RESPUESTAS ESTRUCTURALES A LA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES DE CARGAS DE DISEÑO.....	511
TABLA 217: COSTOS PUENTE SECCIÓN COMPUESTA.....	528
TABLA 218: COSTOS PUENTE RETICULADO TIPO WARREN.....	530
TABLA 219: COSTOS PUENTE RETICULADO ARCO.....	531
TABLA 220: COMPARACION ENTRE ALTERNATIVAS DE PUENTES	534

LISTA DE IMÁGENES

IMAGEN 1: FOTOGRAFÍAS DE VISITA DE CAMPO, FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA	45
IMAGEN 2: FOTOGRAFÍAS DE LA INUNDACIÓN DE LA LOCALIDAD DE PUTINA, PUENTE AGUAS ARRIBA.....	46
IMAGEN 3: UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE PROYECTO DE PUENTE, FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	131
IMAGEN 4: VISTA DE INSTALACIÓN DE EQUIPO EN PRIMERA ESTACIÓN PARA INICIAR LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO., FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	144
IMAGEN 5: UBICACIÓN DE PRISMAS EN ZONA DE PUENTE CONSTRUIDO AGUAS ABAJO DE PROYECTO., FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	144
IMAGEN 6: UBICACIÓN DE PRISMAS EN ZONA DE PUENTE CONSTRUIDO AGUAS ABAJO DE PROYECTO, FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	145
IMAGEN 7: UBICACIÓN DE ESTACIÓN TOTAL EN ZONA CON BASTANTE VISIBILIDAD, FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	145
IMAGEN 8: UBICACIÓN DE PRISMAS EN ZONA DE PUENTE CONSTRUIDO AGUAS ABAJO DE PROYECTO, FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	146
IMAGEN 9: INICIO DE LEVANTAMIENTO BATIMÉTRICO EN CAUCE DE RIO, FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	146
IMAGEN 10: EXPLORACIÓN CON SPT EN ESTRIBO DE LA MARGEN DERECHA DE RIO, FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	240
IMAGEN 11: TOMA DE MUESTRA SONDEO 1 A LA PROFUNDIDAD DE 2.60-3.20M, FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	240

IMAGEN 12: EXPLORACIÓN CON SPT EN ESTRIBO DE LA MARGEN
IZQUIERDA DE RIO, FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. 241

IMAGEN 13: IMAGEN QUE MUESTRA DESARROLLO DE TRABAJO Y TOMA
DE DATOS DE SPT, FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. 241

IMAGEN 14: VISTA DE MUESTREADOR DE CAÑA PARTIDA CON LA
MUESTRA DE SUELO EN SU INTERIOR, FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.
..... 242

RESUMEN

El objetivo de este proyecto es analizar y comparar los diseños estructurales de 03 alternativas de puentes urbanos para la Localidad de Putina; que busca solucionar el problema de accesibilidad vial y condiciones de transitabilidad, porque la infraestructura se encuentra en malas condiciones debido a la sobrecarga vehicular que se tiene actualmente. En la metodología para este proyecto se usa un Diseño Descriptivo – Analítico que combina criterios de clasificación e Investigación, de los diferentes aspectos que se lleva a cabo en el análisis y diseño estructural de un Puente según las Normas Peruanas Vigentes y el Manual de Diseño de Puentes

En el desarrollo del proyecto se realizó el Estudio de Topografía y trabajos de batimetría con los que se encuentran las cotas del fondo de río, también se hizo un estudio geológico- Geotécnico para encontrar una baja capacidad portante del suelo (1.30 Kg/cm²) en las bases del estribo a diseñar, de igual manera se realizó un estudio Hidrológico -Hidráulico con el cual se obtuvo un caudal de diseño de 238.36 m³/seg., con estos datos anteriores se ubica el N.A.M.E. a 3861.74m.s.n.m., un caudal de socavación de 288.45m³/seg. y un tirante de agua de 4.037m. En lo que respecta al análisis y diseño las subestructuras del puente se plantearon en el proyecto el uso de Pilotes en ambos estribos del puente en la margen izquierda y derecha, 21 pilotes con longitud de 7.50m y diámetro 0.30m. Y como punto final al trabajo se realizó el análisis comparativo de las 03 alternativas (Tipo sección compuesta, tipo reticular o armadura, y tipo arco de celosía) con respecto a los siguientes parámetros de comparación: funcionalidad, seguridad, costos y estética, y se eligió como la más viable una superestructura de sección compuesta.

Palabras clave:

Análisis, superestructura, puentes, sección compuesta, diseño.

ABSTRACT

The objective of this project is to analyze and compare the structural designs of 03 alternatives for urban bridges for the Putina city; which seeks to solve the problem of road accessibility and traffic conditions, because the infrastructure is in poor condition due to the current vehicle overload. In the methodology for this project a Descriptive - Analytical Design is used that combines criteria of classification and Investigation, of the different aspects that is carried out in the analysis and structural design of a Bridge according to the Current Peruvian Norms and the Design Manual of Bridges.

In the development of the project, the Topography Studies and the bathymetry work were carried out with which the levels of the river bottom were found, a geological-Geotechnical study was also made to find a low carrying capacity of the soil (1.30 Kg / cm²) in the bases of the abutment to be designed, in the same way a Hydrological-Hydraulic study was carried out with which a design flow of 238.36 m³ / sec was obtained, with these previous data the N.A.M.E. is located at 3861.74m.s.m., a socavation volume of 288.45m³ / sec. and a water depth of 4,037m. With regard to the analysis and design of the bridge substructures, the project proposed the use of piles in both bridge abutments on the left and right bank, 21 piles with a length of 7.50m and a diameter of 0.30m. And as a final point to the work, the comparative analysis of the 03 alternatives (Type composite section, lattice type or armature, and lattice arch type) was made with respect to the following comparison parameters: functionality, safety, costs and aesthetics, and chose as the most viable a composite section superstructure.

Keywords:

Analysis, superstructure, bridges, composite section, Design.

CAPITULO I

ASPECTOS GENERALES.

1.1 PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA

El área de influencia y estudio del presente proyecto es la localidad de Putina, por identificarse en esta zona el limitado acceso de infraestructura vial, así mismo es el área donde se encuentra la mayor afectación en la comunicación entre los barrios Unión Putina y Libertad.

Actualmente en el área de influencia del proyecto se cuentan con dos puentes de concreto armado, la mismas se encuentra en limitadas condiciones de servicio, ambas de un solo carril que genera mucho tráfico al cruzar al lado derecho e izquierdo y muchas veces los más perjudicados son los vehículos y peatones, que tienen que realizar largas colas para cruzar, lo que perjudica la regularidad en las condiciones de transitabilidad; la infraestructura también se encuentran en malas condiciones debido a la sobrecarga vehicular que se tiene actualmente. Además estos puentes existentes no permiten el paso de vehículos pesados, debido a su infraestructura e insuficiente ancho que presentan.

Con respecto a la infraestructura no existe porque no hubo ninguna intervención anterior con respecto al servicio en la zona. La población pide a la municipalidad que se le atienda y puedan contar con una vía de infraestructura vial de óptimas condiciones de transitabilidad vehicular y peatonal de doble vía, ya que uno de los principales problemas en la zona es la deficiente comunicación vial con mercados y servicios que se encuentra a ambos lados del río.

1.2 ANTECEDENTES

El presente estudio nace de los problemas que podemos apreciar en la accesibilidad vial, el enfoque de la identificación de estos problemas permite priorizar los proyectos, es así que para el presente proyecto se priorizó el problema de la precaria integración, articulación y accesibilidad entre los barrios Unión Putina – Libertad para que la población tenga mejores condiciones de vida.

Según el (Snip No 299786, 2014), correspondiente al Perfil de Proyecto “Creación De Puente Carrozable En La Zona Urbana Entre Los Barrios Unión Putina Y Libertad De La Ciudad De Putina, Distrito De Putina, Provincia San Antonio De Putina – Puno”. Los medios fundamentales o componentes del proyecto son: construcción de un puente carrozable de 35 ml de luz y ancho de total de 10.20 ml, obras de protección defensa ribereña, construcción de obras complementarias, señalización de vía de acceso, programa de monitoreo ambiental, capacitación en operación y mantenimiento del puente a la población.

El horizonte de evaluación se estimó en 20 años el mismo que es compatible con los principales componentes del proyecto.

Se realizó un análisis de la demanda de flujo peatonal que se proyectó a un horizonte de diseño de 20 años obteniéndose 8099 peatones y un análisis de la demanda de tráfico vehicular realizándose aforos vehiculares obteniéndose un índice medio diario semanal de 147 vehículos.



IMAGEN 1: Fotografías de visita de campo,

Fuente: Elaboración propia

Características de Un Puente de concreto Armado aguas abajo del puente proyectado en la localidad de Putina

Superestructura

Longitud : $20+20 = 40$ m.

Número de tramos : 2 (20m)

Tipo : Viga losa, 2 Vigas concreto armado con una losa de concreto armado

Número de vías : una sola vía

Barandas : metálicas

Apoyos : Tipo fijo y móvil

Subestructura : 2 estribos de concreto, un pilar central de concreto armado.

Según (INDECI, 2013), correspondiente a " INFORME DE EMERGENCIA N°108 – 23/02/2013/COEN-INDECI/ 11:00 HORAS - (INFORME N° 05)"

Se observa un Puente en la localidad de Putina, con caudal máximo en la inundación en el año 2013, provocando riesgo inminente a la estructura.



IMAGEN 2: *Fotografías de la Inundación de la localidad de Putina, Puente aguas arriba*

Fuente: INDECI

Características Estructurales del Puente aguas arriba

Superestructura

Longitud	:	40 m.
Número de tramos	:	2 (20m)
Tipo	:	Viga losa, 2 Vigas concreto armado con una losa de concreto armado
Número de vías	:	una sola vía
Barandas	:	metálicas
Apoyos	:	Tipo fijo y móvil
Subestructura	:	2 estribos de concreto.

Un Pilar central de concreto armado.

Según (INADE PELT, 2002) correspondiente al Proyecto: "Puente Independencia y Accesos" contempla la construcción de un nuevo puente tipo viga

continua de sección mixta de cuatro tramos, doble vía, con una longitud total de 104.0 m entre ejes de estribos. Cuyas características en su Superestructura son:

- "Longitud : $22.0+30.0+30.0+22.0 = 104.0$ m.
- Número de tramos : 4.
- Tipo : 2 Vigas de acero tipo Plate Girder trabajando como sección compuesta con una losa de concreto de espesor variable.
- Materiales : Vigas : Acero ASTM A709 Grado 50 $F_y = 3,500$ Kg/cm².
Diafragmas y otros: Acero ASTM A709 Grado 36 $F_y = 2,530$ Kg/cm².
Soldadura de Vigas: AWS E7018.
Conexión con Pernos de Alta Resistencia A-325.
Losa: Concreto $f'_c = 280$ Kg/cm².
Acero de Refuerzo $f_y = 4200$ Kg/cm²."

Según (Calderon Apaza & Aragon Tuní, 2014) correspondiente a la tesis "Evaluación y Diseño de las Alternativas de Solución para el tránsito vehicular en el intercambio de vías en la intersección de las avenidas circunvalación y Huancané - carretera salida a Huancané al lado este de la ciudad de Juliaca" refiere que:

"El dimensionamiento, de estructuras para el tránsito vehicular y peatonal, se realizó teniendo en cuenta lo estipulado en el Manual de Dispositivos de Control de Tránsito Automotor en Calles y Carreteras, además el estudio de tránsito peatonal nos permitió realizar el dimensionamiento de las estructuras peatonales de acuerdo al tránsito peatonal existente.

El Diseño Estructural realizado contempla el análisis de cada una de las estructuras necesarias para poder soportar las cargas del Intercambio Vial planteado, este diseño se realizó considerando las normativas vigentes."

1.3 DELIMITACION TEMATICA

1.3.1 DELIMITACION ESPACIAL

Esta limitada solo a prestación de servicio de una zona urbana entre los barrios Unión Putina y Libertad, ubicado en la zona céntrica de la localidad de Putina entre las coordenadas longitud 406946.8947, latitud 8351292.0197 y altitud 3862 msnm.

1.3.2 DELIMITACION TEMPORAL

El estudio, análisis y diseño, se ajustará desde el 01 de octubre al 31 de diciembre de 2014, por tanto los parámetros obtenidos son válidos para la transección de tiempo seleccionado, pudiendo modificarse en el futuro de acuerdo a propuestas tecnológicas que el momento amerite.

1.3.3 DELIMITACION TEORICA

El análisis y diseño, está limitada a la evaluación de 03 alternativas de puentes carrozable correspondiente a un puente de un solo tramo, siendo los detalles los siguientes:

Alternativa 01: Superestructura de puente mixto

Estribos tipo muro, Luz de 42 m, 2 vías, ancho total 10.20m, ancho de rodadura 7.20m, sobrecarga HL93, 4 vigas longitudinales, peralte de viga de acero 1.50, veredas 2 de 2 m con barreras de protección, superficie de rodadura losa de concreto, barandas metálicas tubulares, tubos de drenaje, los apoyos dispositivos de neopreno shore 60.

Alternativa 02: superestructura de puente metálico reticulado tipo Warren.

Luz : 42 m, Vías : 2 vías, Ancho total : 10.20 m, Ancho rodadura : 7.2 m,
Sobrecarga : HL-93, Rodadura : losa de concreto armado, Veredas : 2 de 2 m con
barreras de protección, Barandas : metálicas tubulares, Estribos : 2 de concreto armado

Alternativa 03: superestructura de puente metálico arco reticulado.

Luz : 42 m , Vías : 2 vías Ancho total : 10.20 m, Ancho rodadura : 7.2 m,
Sobrecarga: HL-93, Rodadura : losa de concreto armado, Veredas : 2 de 2 m con
barreras de protección, Barandas : metálicas tubulares, Estribos : 2 de concreto armado

1.4 JUSTIFICACION

El Proyecto constituye una respuesta a las necesidades de infraestructura vial para los habitantes de los barrios Unión Putina y Libertad. Actualmente la construcción que existe para comunicar a los barrios del Municipio de Putina no es segura para el traslado de vehículos y peatones del medio urbano del municipio. Las infraestructuras existentes no cumplen con las especificaciones técnicas de un puente al no contar con los requisitos de ancho de vía y capacidad para soportar condiciones de tráfico mayores.

Con la ejecución del Proyecto se obtendrán beneficios directos para la población beneficiaria ya que permitirá el tránsito peatonal y vehicular de manera segura a través del medio urbano. La construcción del puente beneficiará a niños que asisten a escuelas al otro lado del río, a adultos que laboran en el medio urbano y a comerciantes y productores que deben trasladar sus productos para ser comercializados en los mayores centros de comercialización.

1.5 OBJETIVOS

1.5.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar y comparar los diseños estructurales de 03 alternativas de puentes urbanos para los barrios Unión Putina y Libertad de la Localidad de Putina.

1.5.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

Realizar Estudios Básicos de Ingeniería, como los estudio topográfico, trazo y diseño, tráfico, geológico - geotécnico, hidrológico - hidráulico, de socavación e impacto ambiental a fin de facilitar el análisis y diseño estructural.

- Analizar y diseñar la subestructura del puente.
- Determinar las respuestas estructurales en la superestructura de 03 alternativas de puentes urbanos mediante proceso de análisis y diseño en acero y concreto armado.
- Formular el proyecto estructural a nivel de expediente técnico de la alternativa seleccionada.

1.6 METODOLOGIA

El diseño metodológico para el proyecto de tesis planteado, utiliza el método de análisis para lograr caracterizar un objeto de estudio, señala sus características y propiedades es el Diseño Descriptivo – Analítico. Combinada con ciertos criterios de clasificación e Investigación, de los diferentes aspectos que lleva a cabo el análisis y diseño estructural de un Puente según las Normas Peruanas Vigentes – Manual de Diseño de Puentes

Es Descriptivo porque el desarrollo del análisis y diseño se efectuará de acuerdo a las teorías, normas y reglamentos de diseño vigentes en la actualidad, y que de ninguna manera se manipulará la información.

Será analítico por que la respuesta estructural obtenida mediante procesos de análisis y diseño, se obtendrán a través de ecuaciones, teoremas y principios de la Ingeniería Estructural e Ingeniería de Puentes principalmente.

1.6.1 UNIDAD DE ANALISIS.

Para el presente Perfil de Tesis, se constituye como Unidad de Análisis La Infraestructura Vial de la localidad de Putina, con la comparación y evaluación de 03 alternativas de puentes carrozable correspondiente a un puente de un solo tramo, siendo los detalles los siguientes:

Alternativa 01: Superestructura de puente mixto

Estribos tipo muro, Luz de 42 m, 2 vías, ancho total 10.20m, ancho de rodadura 7.20m, sobrecarga HL93, 4 vigas longitudinales, peralte de viga de acero 1.50, veredas 2 de 2 m con barreras de protección, superficie de rodadura losa de concreto, barandas metálicas tubulares, tubos de drenaje, los apoyos dispositivos de neopreno shore 60.

Alternativa 02: Superestructura de puente metálico reticulado tipo Warren.

Luz : 42 m , Vías : 2 vías Ancho total : 10.20 m, Ancho rodadura : 7.2 m, Sobrecarga : HL-93, Rodadura : losa de concreto armado, Veredas : 2 de 2 m con barreras de protección, Barandas : metálicas tubulares, Estribos : 2 de concreto armado.

Alternativa 03: Superestructura de puente metálico arco reticulado.

Luz : 42 m ,Tramos : 1 de 40 m, Vías : 2 vías Ancho total : 10.20 m, Ancho rodadura : 7.2 m, Sobrecarga : HL-93, Rodadura : losa de concreto armado, Veredas : 2 de 2 m con barreras de protección, Barandas : metálicas tubulares, Estribos : 2 de concreto armado.

Ubicado en las coordenadas: longitud 406946.8947, latitud 8351292.0197 y altitud 3862 msnm.

1.6.2 TECNICAS DE RECOLECCION DE DATOS

REVISION DOCUMENTAL

Se tiene como material documental Principal las Normas peruanas para el diseño de Puentes como son: Manual de Diseño de Puentes del MTC y Manual de Hidrología y Drenaje.

OBSERVACION DIRECTA

Es la técnica a través del cual se lograra obtener la información necesaria para el desarrollo del tema, tales como el estudio Topográfico, Estudio de Suelos, y otros relacionados con la presente Investigación de Tesis.

INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS

Para los Ensayos de Laboratorio se tomaran en cuenta los siguientes Ensayos y según la norma:

ENSAYO DE CAMPO

Ensayo de Penetración SPT

La cantidad y profundidad se estimaron asumiendo algunos datos como altura del estribo, ancho de cimentación.

La cantidad de ensayos de penetración SPT serán 02 con una profundidad de 14 m. ubicados en cada estribo del puente.

ENSAYO DE SUELOS

Para la caracterización de cada estrato de suelo se realizarán los siguientes ensayos debiendo realizarse estos cada metro o en cada variación de estrato.

- Contenido Humedad.
- Gravedad Específica.
- Distribución Granulométrica
- Determinación del límite plástico.

1.6.3 ANALISIS DE DATOS Y SINTESIS

ANALISIS DE DATOS

La información Obtenida de los Estudios Básicos de Ingeniería, será procesada en Gabinete utilizando métodos de Diseño apropiados y de acuerdo a las Normas Vigentes, los cuales permitirán el diseño definitivo de la Estructura del Puente planteado según el perfil de proyecto.

SINTESIS

Con la síntesis e interpretación final de todos los datos ya analizados previamente, se podrá decir que el Proceso de Investigación Concluye, aunque teniendo en cuenta que la misma, considerada como intento de obtención de Conocimientos, es siempre una tarea indicada.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1 GENERALIDADES

2.1.1 PUENTES

Según (Serquén, 2011), "Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía.

Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos. Aquellos construidos sobre terreno seco o en un valle, viaductos. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados.

Constan fundamentalmente de dos partes:

- La superestructura conformada por: tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos.
- La infraestructura conformada por: pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos".

2.1.2 SUPERESTRUCTURA DE PUENTE

Para (Serquén, 2011), "La superestructura de un Puente puede construirse usando diferentes secciones y materiales; tenemos los más conocidos:

2.1.2.1 Puentes de Concreto

Los puentes de concreto armado tipo losa de un tramo resultan económicos en tramos cortos, cuando las luces no exceden 12m. Así también Los puentes de vigas T simplemente apoyados en cambio se usan en luces de hasta 24m

2.1.2.2 Puentes de Acero

Los puentes de acero de sección compuesta de un solo tramo que utilizan vigas metálicas, logran luces de hasta 55m.

Los puentes metálicos de armadura alcanzan los 120m. Con el diseño en arco se llega hasta 150m. A continuación, luces de puentes de acero ya construidos:

2.1.2.3 Concreto Presforzado

Los puentes de concreto esforzado (pretensado y postensado) permiten con el empleo de materiales de resistencia elevada, reducir las dimensiones de la sección transversal y lograr consiguiente economía en peso".

TABLA 1: Tipos de puentes según su luz libre

LONGITUD DE LA LUZ PRINCIPAL (m.)											
6 m.	15 m.	20 m.	30 m.	50 m.	80 m.	150 m.	200 m.	500 m.	800 m.	1200 m.	1500 m.
COLGANTES SIMPLES O MULTIPLES											
ATIRANTADOS CONCR. ACERO											
PUNTES DE ARCO CONCR. ACERO ATIRANT.											
PTES. RETICULADOS DE ACERO ISOSTATICOS CONTINUO ALT. VARIABLE											
TABLEROS MIXTOS V. DE ACERO Y L. DE CONCR.											
VIGA CAJON PREEFORZADO INERCIA CONST. INERCIA VAR.											
VIGAS PREEFORZADAS SEC. DOBLE T - PREFEBR.											
VIGA DE CONCRETO REF. ISOSTATICAS Y CONTINUAS											
PUNTES LOSA MACISA NERV. ALIGERADA											

Fuente: (Raúl Morales) en DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS PUENTE DE SECCION COMPUESTA

2.1.3 SUB-ESTRUCTURAS EN PUENTES

2.1.3.1 ESTRIBOS

De acuerdo (Leonhardf, 1987), "Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra".

Los estribos, como son muros de contención, pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), concreto armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes), etc.

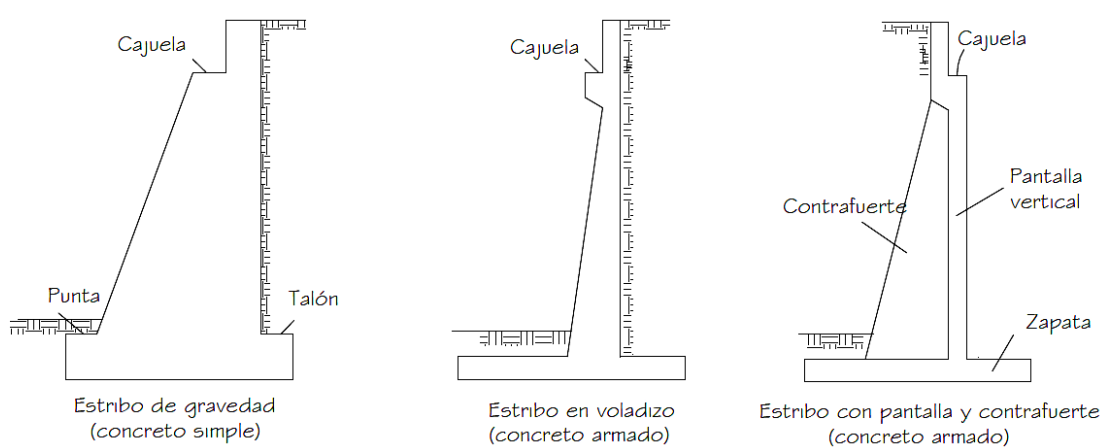


FIGURA 1: Tipos de Estribos

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF.

El estribo es el muro de contención del terraplén en los extremos del puente, donde también soporta las reacciones de apoyo que le transmite la superestructura del puente. Su configuración constructiva depende de la altura del terraplén, de la altura constructiva, de la reacción de apoyo y de la magnitud de las variaciones de longitud de la superestructura, que deben ser compensadas

El estribo para puentes pequeños consta de una pared de hormigón armado que, en la parte superior, forma el banco de apoyo, sobre el cual, por ejemplo, apoya directamente el tablero del puente

2.1.3.2 Alas de los estribos de puentes pequeños

Por regla general son preferibles las alas paralelas debido a su mejor aspecto, si bien son más caras que aquellas que siguen el talud. Estas últimas son adecuadas para pasajes a bajo nivel, tal como se muestra en la figura. La inclinación del talud.

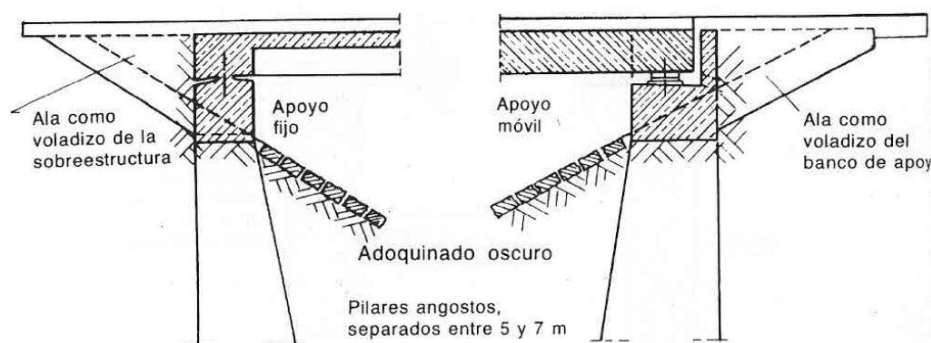


FIGURA 2: Detalle de apoyo,

Fuente: Leonhardf, F. ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO.

2.1.3.3 Estribos de puentes mayores

Para estribos de más de 5 m de altura o con grandes cargas sobre el puente, se reducen los volúmenes de las paredes de los estribos y de las alas, eligiendo paredes de pequeño espesor, con nervaduras de rigidez. La cantidad de nervaduras tiene que mantenerse reducida, para que el mayor costo del encofrado no llegue a anular la economía de hormigón.

Para puentes de grandes luces, se da importancia a la necesidad de que los apoyos y las transiciones de la calzada sean cómodamente accesibles para el mantenimiento. Entonces se construye un estribo hueco con una escalera hacia el banco de apoyo y se deja suficiente espacio entre la viga transversal extrema de la superestructura y la pared de la cámara.

Las vigas principales de estos puentes, actualmente, en general solo tienen dos a cuatro apoyos en sentido trasversal.

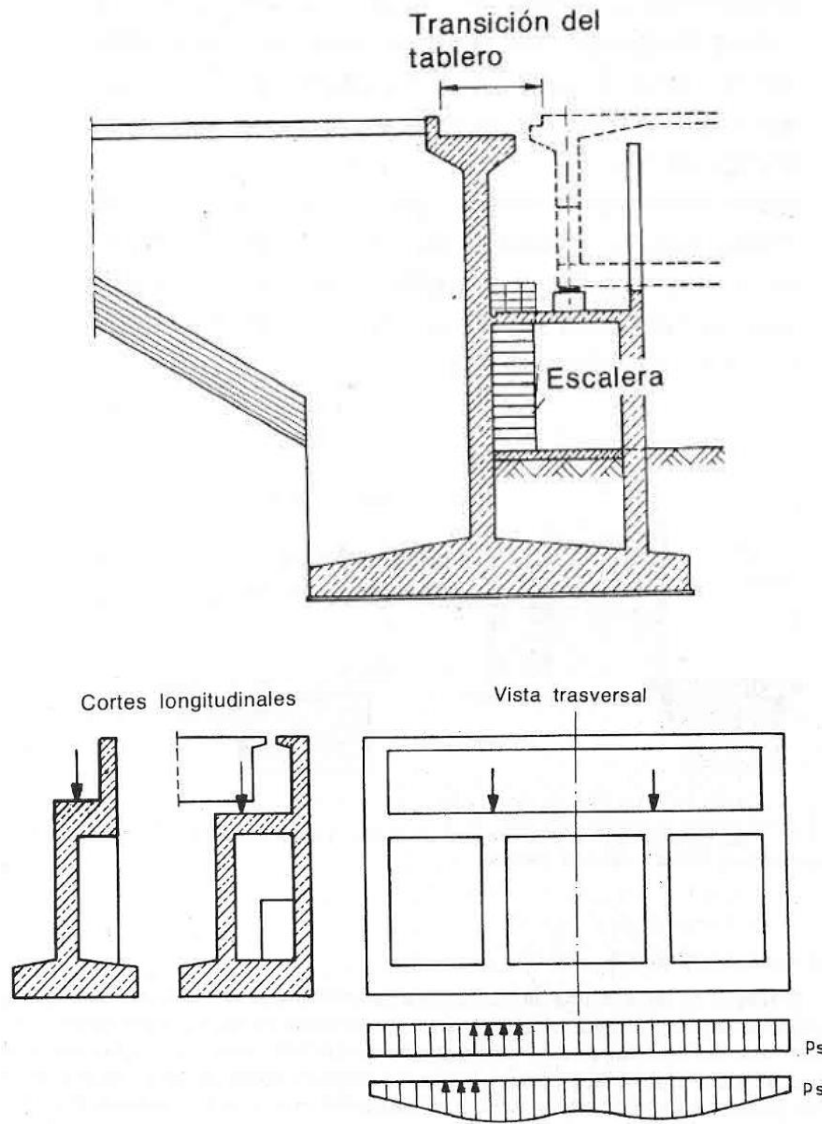


FIGURA 3: Detalle de estribo y losa de transición.

Fuente: Leonhardf, F. ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO.

2.1.3.4 Losa de transición

El relleno de tierra detrás de los estribos se asienta y se produce un bache que debe ser rellenado pero, de acuerdo al tipo de terreno, a menudo no llega a estabilizarse a través de años. Aun los terraplenes bien compactados se asientan más que los extremos de los puentes, ante todo cuando los estribos tienen fundaciones profundas y

las cargas del terraplén (en general, como mínimo de 100 kN/m²) se transmiten a un suelo cohesivo. Por ello, con frecuencia detrás del puente se produce una depresión que resulta molesta para el tráfico rápido. Esta depresión puede corregirse colocando una losa o placa de transición, que apoya firmemente uno de sus extremos sobre el puente, en tanto que el otro acompaña el asentamiento del terraplén. La longitud de esta losa está regida por el valor del asentamiento previsto y las exigencias del tráfico.

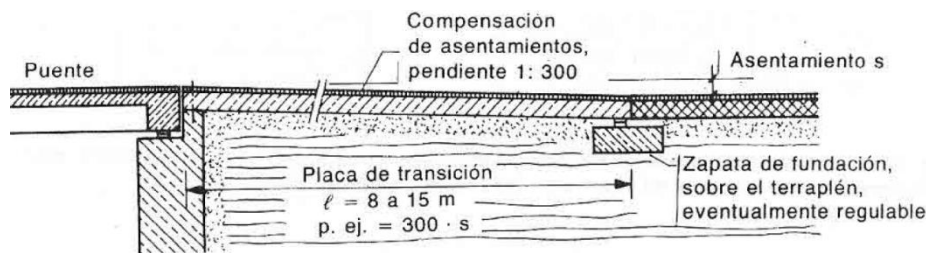


FIGURA 4: Losa de Transición.

Fuente: Leonhardf, F. *ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO*

En la Fig 04 el apoyo de la placa de transición sobre el estribo; a la izquierda en el extremo del puente con apoyo fijo, a la derecha en el extremo del puente con apoyo móvil.

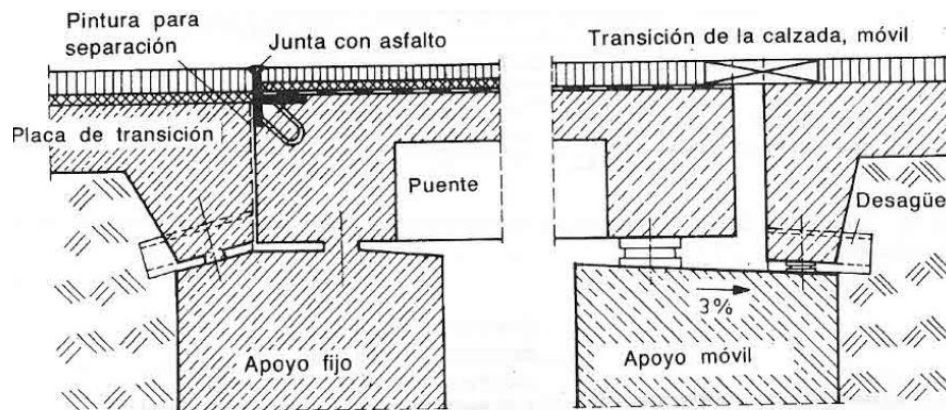


FIGURA 5: Detalle de Apoyos en estribos.

Fuente: Leonhardf, F. (1987). *ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO*

2.2 ESTUDIOS BASICOS DE INGENERIA

2.2.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

De acuerdo a (MTC & DGCF, Manual de Diseño de Puentes, 2003) “Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).
- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1/100 y 1/250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los planos deberán indicar los accesos del puente, así como autopistas, caminos, vías férreas y otras posibles referencias. Deberá igualmente indicarse con claridad la vegetación existente.
- En el caso de puentes sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo. Será necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como los observados en eventos de carácter excepcional. Cuando las circunstancias lo ameriten, deberán indicarse los meandros del río.
- Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos curvos; ubicación o colocación de Bench Marks.

- Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos o que requieran ser expropiadas.”

2.2.2 ESTUDIOS DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Según (MTC & DGCF, Manual de Diseño de Puentes, 2003) “El programa de estudios debe considerar la recolección de información, los trabajos de campo y los trabajos de gabinete, cuya cantidad y alcance será determinado en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y el nivel de riesgo considerado.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Área de flujo a ser confinada por el puente.
- Nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidades de socavación general, por contracción y local.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de protección necesarias.
- Previsiones para la construcción del puente.

2.2.3 ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTECNICOS

Según (MTC & DGCF, Manual de Diseño de Puentes, 2003) “Los estudios geológicos y geotécnicos comprenderán:

Estudios Geológicos

- Revisión de información existente y descripción de la geología a nivel regional y local.
- Descripción geomorfológica.
- Zonificación geológica de la zona.
- Definición de las propiedades físicas y mecánicas de suelos y/o rocas.
- Definición de zonas de deslizamientos, huaycos y aluviones sucedidos en el pasado y de potencial ocurrencia en el futuro.
- Recomendación de canteras para materiales de construcción.
- Identificación y caracterización de fallas geológicas.

Estudios Geotécnicos

El estudio debe considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y las condiciones del suelo. Los estudios deberán comprender la zona de ubicación del puente, estribos, pilares y accesos.

Los Estudios geotécnicos comprenderán:

- Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de tipos y profundidades de cimentaciones adecuadas, así como parámetros geotécnicos preliminares para el diseño del puente a nivel de anteproyecto.

- Dependiendo de la envergadura del proyecto y del tipo de suelo se podrán realizar ensayos de refracción sísmica, complementados por perforaciones o excavaciones de verificación en sustitución a los trabajos antes mencionado.
- Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.”

2.2.4 ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL

El manual de Diseño de Puentes (MTC & DGCF, Manual de Diseño de Puentes, 2003) indica que “La Construcción de un puente modifica el medio y en consecuencia las condiciones socio - económicas, culturales y ecológicas del ámbito donde se ejecutan; y es allí cuando surge la necesidad de una evaluación bajo un enfoque global ambiental. Muchas veces esta modificación es positiva para los objetivos sociales y económicos que se tratan de alcanzar, pero en muchas otras ocasiones la falta de un debido planeamiento en su ubicación, fase de construcción y etapa de operación puede conducir a serios desajustes debido a la alteración del medio.

También los estudios ecológicos tendrán como finalidad:

- Identificar en forma oportuna el problema ambiental, incluyendo una evaluación de impacto ambiental en la concepción de los proyectos. De esta forma se diseñarán proyectos con mejoras ambientales y se evitará, atenuará o compensará los impactos adversos.
- Establecer las condiciones ambientales de la zona de estudio.
- Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la subestructura y la superestructura del puente.

- Establecer el impacto que pueden tener las obras del puente y sus accesos sobre el medio ambiente, a nivel de los procedimientos constructivos y durante el servicio del puente.
- Recomendar las especificaciones de diseño, construcción y mantenimiento para garantizar la durabilidad del puente.”

2.2.5 ESTUDIOS DE TRÁFICO

Según (MTC & DGCF, Manual de Diseño de Puentes, 2003) “La metodología a seguir será la siguiente:

- Conteo de Tráfico: Se definirán estaciones de conteo ubicadas en el área de influencia (indicando en un gráfico). Se colocará personal clasificado, provisto de formatos de campo, donde anotarán la información acumulada por cada rango horario.
- Clasificación y Tabulación de la Información: Se deberán adjuntar cuadros indicando el volumen y clasificación vehicular por estación.
- Análisis y consistencia de la información: Esto se llevará a cabo comparando con estadísticas existentes a fin de obtener los factores de corrección estacional para cada estación.
- Tráfico actual: Se deberá obtener el Índice Medio Diario (I.M.D) de los conteos de volúmenes de tráfico y del factor de corrección determinado del análisis de consistencia.”

2.2.6 ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS

Según (MTC & DGCF, Manual de Diseño de Puentes, 2003) Los estudios comprenden:

“Diseño Geométrico:

- Definición del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje en los tramos de los accesos.
- Definición de las características geométricas (ancho) de la calzada, bermas y cunetas en las diferentes zonas de corte y relleno de los accesos.

Trabajos Topográficos:

- Levantamiento topográfico con curvas a nivel cada 1 m y con secciones transversales cada 10 ó 20 m
- Estacado del eje con distancias de 20 m para tramos en tangente y cada 10 m para tramos en curva.
- Referenciación de los vértices (PI) de la poligonal definitiva y los puntos de principio (PC) o fin (PT) de las curvas, respecto a marcas en el terreno o monumentación de concreto debidamente protegidos que permitan su fácil ubicación.
- Cálculo de las coordenadas de los vértices de la poligonal definitiva teniendo como referencia los hitos geodésicos más cercanos.

Diseño de Pavimentos:

Determinación de las características geométricas y dimensiones técnicas del pavimento de los accesos, incluyendo la carpeta asfáltica, base y sub-base.

Diseño de señalización

Ubicación de cada tipo de señal con su croquis respectivo.”

2.3 CARGAS Y FACTORES DE CARGA

2.3.1 Clasificación y Definición: según (MTC & DGCF, Manual de Diseño de Puentes, 2003) :

Cargas permanentes.-

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura o al balasto, los rieles y durmientes de ferrocarriles. También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, los efectos debidos a la contracción de fragua y el flujo plástico, las deformaciones permanentes originadas por los procedimientos de construcción y los efectos de asentamientos de apoyo.

Cargas variables.-

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales sobre rieles. También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y subpresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento.

Cargas excepcionales.-

Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja, pero que en determinadas condiciones deben ser consideradas por el proyectista, como por ejemplo las debidas a colisiones, explosiones o incendio.”

2.3.2 Cargas Permanentes

Según el (MTC & DGCF, Manual de Diseño de Puentes, 2003), se considera que:

“Peso Propio Y Cargas Muertas.

El peso propio se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables.

El peso propio y las cargas muertas serán estimados sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos.

Empuje de tierra.

Los estribos y otras partes de la estructura que retienen tierra deberán diseñarse para resistir las correspondientes presiones, las mismas que serán calculadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos y utilizando los valores medios de las propiedades del material de relleno.

El empuje no será en ningún caso menor que el equivalente a la presión de un fluido con un peso específico de 5 kN/m^3 (510 kgf/m^3).

Las características supuestas para el material de relleno deberán ser verificadas con el material en obra y, en caso sea necesario, deberán hacerse los ajustes necesarios para corregir cualquier discrepancia.

En todos los casos el diseño incluirá un sistema de drenaje del material de relleno. No obstante, deberá considerarse la posibilidad que el suelo se sature total o parcialmente, a uno o a ambos lados de la estructura de contención.

Cuando se prevea tráfico a una distancia horizontal, medida desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de su altura, las presiones serán

incrementadas añadiendo una sobrecarga vertical no menor que la equivalente a 0,60 m de altura de relleno. Cuando se diseñe una losa de aproximación soportada en un extremo del puente, no será necesario considerar dicho incremento de carga.

En caso la estructura de contención forme parte de un pórtico rígido, solamente podrá considerarse en el diseño de losas o vigas hasta el 50% de cualquier efecto favorable debido al empuje de tierra.”

2.3.3 Cargas Variables

Según él (MTC & DGCF, Manual de Diseño de Puentes, 2003) se debe considerar que:

“CARGAS VIVAS DE VEHÍCULOS

Número de vías

Para efectos de diseño, el número de vías será igual a la parte entera de $w/3,60$ donde w es el ancho libre de la calzada, en metros, medido entre bordes de sardineles o barreras. El ancho de cada vía se supondrá igual a 3,60 m, excepto para anchos de calzada entre 6,00 m y 7,20 m, en que se considerará al puente como de dos vías, cada una con un ancho igual a la mitad del total.

Cargas Vivas de Diseño

Generalidades

La carga viva correspondiente a cada vía será la suma de:

- Camión de diseño, o tándem, tomándose aquello que produzca en cada caso los efectos más desfavorables.

- Sobrecarga distribuida

Para el estado límite de fatiga sólo se considerará la carga correspondiente al camión de diseño.

Para el cómputo de deflexiones se tomará el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño o con la suma de la sobrecarga distribuida más 25% del camión de diseño.

Camión de Diseño

Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la (Figura. 1), la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 4,30 m y 9,00 m, resulta en los mayores efectos.

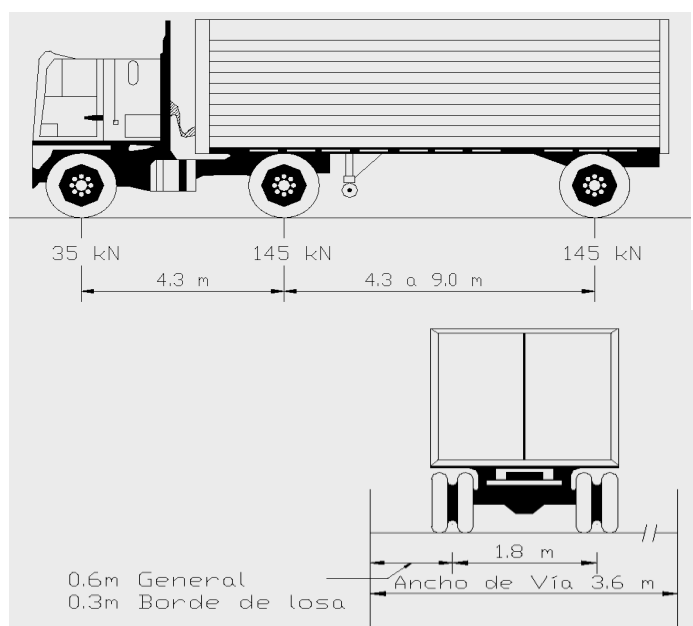


FIGURA 6: Características del Camión de Diseño.

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Manual de Diseño De Puentes. 2003

Tándem de Diseño

El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 110 kN (11,2 t), espaciados a 1,20 m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1,80 m.

Sobrecarga Distribuida

Se considerará una sobrecarga de 9,3 kN/m (970 kgf/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3,00 m en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño.

Área de Contacto de las Ruedas

Se supondrá que las ruedas ejercen una presión uniforme, sobre un área rectangular de 0,50 m de ancho en dirección transversal del puente y con una longitud, en la dirección del eje del puente, dada por la expresión:

$$l = 0,0228 Yp \dots \dots \dots \text{(Ec. 1)}$$

Dónde:

l = dimensión del área de contacto en dirección longitudinal (m)

y = factor de carga correspondiente a la carga viva en la condición límite considerada

P = carga correspondiente a una rueda, es decir 72,5 kN (7,4 t) para el camión de diseño ó 55 kN (5,6 t) para el tándem, sin las modificaciones por número de vías cargadas pero incluyendo los efectos dinámicos.

Modificación por Número de Vías Cargadas

Los efectos máximos de las cargas vivas serán determinados considerando todas las posibles combinaciones de número de vías cargadas, multiplicando en cada caso las cargas por los factores indicados en la tabla siguiente.

TABLA 2: Factor de Modificación

Número de vías cargadas	Factor
1	1.20
2	1.00
3	0.85
4 ó más	0.65

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Manual de Diseño De Puentes. 2003

Ubicación de las Cargas Vivas

Posición de las Cargas en Dirección Longitudinal

En la dirección longitudinal, el puente será cargado en forma continua o discontinua según resulte más crítico para el efecto en estudio, considerando los siguientes casos:

Camión de diseño más carga distribuida. La distancia entre los ejes de 145 kN (14,781) será aquella que produzca el efecto más desfavorable en cada caso.

Tándem de diseño más carga distribuida. Sólo para momentos negativos y para reacciones verticales en los apoyos intermedios, se considerará 90% del efecto combinado de la sobrecarga distribuida y de dos camiones de diseño. En este caso la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) de cada camión será 4,30 m y la

distancia entre camiones, medida desde el último eje del primer camión hasta el eje delantero del que le sigue, no será inferior a 15 m.

Posición de las Cargas en Dirección Transversal

Cada vía cargada, así como la franja de 3,00 m de ancho sobre la que actúa la sobrecarga distribuida, se deberá colocar en dirección transversal en la posición que produzca los máximos efectos en cada caso.

El camión y el tándem de diseño se ubicarán en las posiciones más desfavorables respetando los límites siguientes:

Para el diseño del voladizo del tablero el centro de la rueda estará a por lo menos 0,30 m de la cara del sardinel o de la baranda. Para el diseño del resto de los elementos el centro de la rueda estará a por lo menos 0,60 m del borde de la vía cargada.

En caso de fatiga de acuerdo al (MTC & DGCF, Manual de Diseño de Puentes, 2003) se debe considerar que:

Independientemente del número de vías, para el estado límite de fatiga se considerará como carga vertical la de un solo camión de diseño, pero con una distancia fija de 9,00 m entre los dos ejes de 145 kN (14,781) e incluyendo los efectos dinámicos.

El camión se ubicará, tanto en dirección longitudinal como en la dirección transversal, en las posiciones que produzcan los efectos máximo y mínimo para el elemento en estudio, de modo tal que se obtenga el máximo rango de esfuerzos.

La frecuencia de la carga de fatiga se calculará sobre la base del tráfico de vehículos de tres o más ejes en cada dirección. Para estos cálculos deberá considerarse el volumen de tráfico promedio a lo largo de la vida útil del puente.

Efectos dinámicos

Excepto de estructuras enterradas y de madera, las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de diseño se incrementarán en los porcentajes indicados en la tabla 03 para tener en cuenta los efectos de amplificación dinámica y de impacto.

TABLA 3: Incremento de la carga viva por efectos dinámicos

Componente	Porcentaje
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: Ministerio de Transportes y Comunicaciones Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Manual de Diseño De Puentes. 2003

Este incremento no se incluirá en el cómputo de las fuerzas centrífugas o en el cómputo de las fuerzas de frenado, ni se aplicará a la sobrecarga uniformemente distribuida. No se considerarán incrementos de la carga viva por efectos dinámicos en el diseño de:

- Veredas y puentes peatonales
- Muros de contención, excepto estribos.
- Cimentaciones y otras estructuras totalmente enterradas.

Para puentes de madera y componentes de madera en puentes mixtos los incrementos de carga viva por efectos dinámicos serán 50% de los especificados en la tabla 3.

Fuerzas de frenado y de aceleración

Considera: Las fuerzas de frenado y de aceleración se supondrán iguales a 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones o tándem de diseño correspondientes a las vías con el mismo sentido de tráfico. En el cómputo de estas fuerzas no se incluirá la sobrecarga uniforme, deberán incluirse los factores modificadorios indicados en modificación por número de vías cargadas, pero no los efectos dinámicos.

Se supondrá que las fuerzas de frenado y de aceleración actúan horizontalmente, en dirección longitudinal, estando aplicadas a 1,8 m sobre el nivel de la losa del tablero.

Cargas sobre veredas, barandas y sardineles

Sobrecargas en veredas

Las veredas y los elementos que las soportan deberán diseñarse para una sobrecarga de 3,5 kN/m² (360 kgf/m²) actuante en los tramos que resulten desfavorables en cada caso y simultáneamente con las cargas vivas debidas al peso de los vehículos. Se exceptúan las veredas de los puentes no urbanos cuyas veredas tengan anchos menores que 0,60 m, para los cuales no será necesario considerar esta sobrecarga.

Fuerzas sobre sardineles

Los sardineles serán diseñados para resistir una fuerza lateral no menor que 7,5 kN (760 kgf) por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0,25 m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.

Fuerzas sobre barandas

Las fuerzas mínimas sobre barandas se detallan en la tabla 04 y figura 2.

TABLA 4: Fuerzas de diseño para barandas

Designación de fuerzas y	Por niveles de importancia de Puentes		
	PL-1	PL-2	PL-3
Designaciones			
F_t transversal (N)	120000	240000	516000
F_t transversal (T)	12.3	24.5	52.6
F_I transversal (N)	40000	80000	173000
F_I transversal (T)	4.10	8.2	17.6
F_V transversal (N)	20000	80000	222000
F_V transversal (T)	2.05	8.2	22.64
L_t y L_I (m)	1.22	1.07	2.44
L_V (m)	5.50	5.50	12.2
H_e (min) (m)	0.51	0.81	1.02
Mínima altura del pasamano (m)	0.51	0.81	1.02

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Manual de Diseño De Puentes. 2003

PL-1 Primer nivel de importancia

Usado en estructuras cortas y de bajo nivel sobre puentes rurales y áreas donde el número de vehículos pesados es pequeño y las velocidades son reducidas.

PL-2 Segundo nivel de importancia

Usado para estructuras grandes y velocidades importantes en puentes urbanos y en áreas donde hay variedad de vehículos pesados y las velocidades son las máximas tolerables.

PL-3 Tercer nivel de importancia

Usado para autopistas con radios de curvatura reducidos, pendientes variables fuertes, un volumen alto de vehículos pesados y con velocidades máximas tolerables. Justificación específica de este tipo de lugar será hecho para usar este nivel de importancia.”

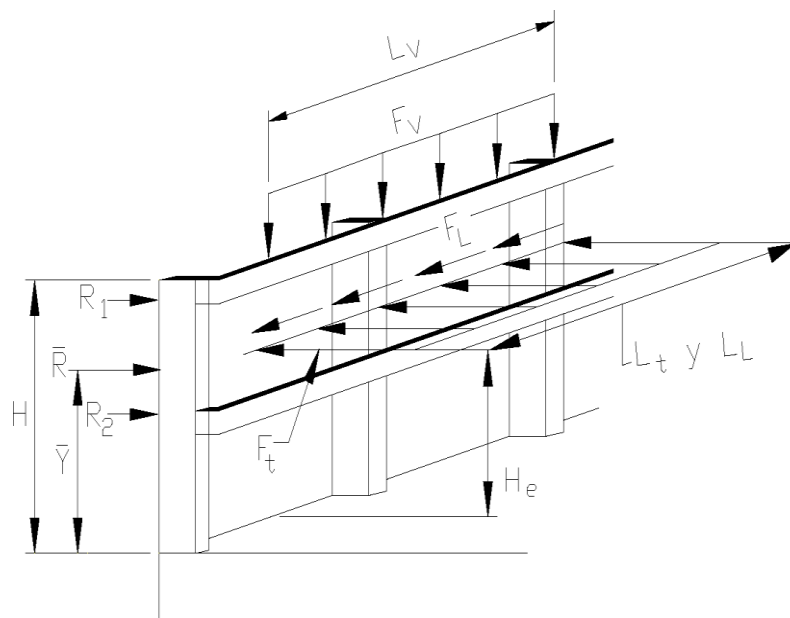


FIGURA 7: Fuerzas de Diseño Vertical y horizontal uniformemente distribuidos.

Fuente: *Ministerio de Transportes y Comunicaciones Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Manual de Diseño De Puentes. 2003*

Denominación de las Cargas

Según (MTC & DGCF, Manual de Puentes, 2016) se considera las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

- Cargas Permanentes

CR = solicitaciones de fuerza debido a la fluencia lenta del concreto (Creep). DD = de arrastre hacia abajo.

DC = carga muerta de Componentes estructurales y no estructurales.

DW = carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

EH = empuje horizontal del terreno.

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo separadamente el gateo (tensado) de los cantilevers en las construcciones segmentadas.

ES = sobrecarga del terreno.

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

PS = fuerzas secundarias debidas al postensado para estado límites de resistencia; Fuerzas de pretensado total para estado límite de servicio.

SH = solicitaciones debido a las contracciones diferenciales del concreto .

Cargas Transitorias:

BL = carga de explosión.

BR = fuerza de frenado vehicular.

CE = fuerza centrífuga vehicular.

CT = fuerza de choque vehicular.

CV = fuerza de choque de barcos.

EQ = sísmo.

FR = fricción.

IC = carga de hielo.

IM = incremento de la carga viva por efectos dinámicos.

LL = carga viva vehicular.

LS = carga viva superficial.

PL = carga viva de peatones.

SE = solicitaciones por asentamiento.

TG = solicitaciones por gradiente de temperatura.

TU = solicitaciones por temperatura uniforme.

WA = carga de agua y presión del flujo.

WL = efecto de viento sobre la carga viva.

WS = efecto de viento sobre la estructura.

Factores de Carga y Combinaciones de Carga

La sollicitación total factorizada será calculada como:

$$Q = \sum n_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i$$

Vi = modificador de carga especificado en el Artículo 2.3.2.1 (1.3.2 aashto).

Qi = sollicitaciones de las cargas aquí especificadas.

γ_i = factores de carga especificados en las

De acuerdo con (MTC & DGCF, Manual de Puentes, 2016) para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorada con se especifica en los estados límites siguientes:

- RESISTENCIA I - Combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.
- RESISTENCIA II - Combinación de cargas relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.
- RESISTENCIA III - Combinación de cargas relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.
- RESISTENCIA IV - Combinación de cargas relacionada a relaciones muy altas de las sollicitaciones de las cargas muertas a las cargas vivas.
- RESISTENCIA V - Combinación de cargas relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 km/h.
- EVENTO EXTREMO I - Combinación de cargas incluyendo sismo. El factor de carga para carga viva yEQ será determinado sobre la base de un proyecto específico.

- EVENTO EXTREMO II - Combinación de cargas que incluye la carga de hielo, colisión de vehículos y barcos, flujos comprobados, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT Los casos de flujos comprobados no serán combinados con BL, CV,CT, o IC.
- SERVICIO I - Combinación de cargas relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/hr y con todas las cargas en su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de la deflexión en estructuras metálicas enterradas, revestimiento de túneles y tubos termoplásticos, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado, y para análisis transversal relacionado a la tensión en vigas de concreto fabricadas por segmentos. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de los taludes
- SERVICIO II - Combinación de cargas considerado para controlar la fluencia de la estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debidos a la carga viva vehicular.
- SERVICIO III - Combinación de cargas relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas y la tensión principal en el alma de las vigas de concreto fabricadas por segmentos.
- SERVICIO IV - Combinación de cargas relacionada exclusivamente a la tensión en las columnas de concreto pretensado con el propósito de controlar las grietas.
- FATIGA I - Combinación de carga de fatiga y fractura relacionada a la vida de fatiga infinita por la carga inducida.

TABLA 5: Factores de Carga y Combinaciones de Carga

<i>Combinación de Cargas</i>	<i>DC</i>	<i>LL</i>	<i>WA</i>	<i>WS</i>	<i>WL</i>	<i>FR</i>	<i>TU</i>	<i>TG</i>	<i>SE</i>	<i>EQ</i>	<i>BL</i>	<i>IC</i>	<i>CT</i>	<i>CV</i>
<i>Estado Límite</i>	<i>DD</i>	<i>IM</i>												
	<i>DW</i>	<i>CE</i>												
	<i>EH</i>	<i>BR</i>												
	<i>EV</i>	<i>PL</i>												
	<i>ES</i>	<i>LS</i>												
	<i>EL</i>													
	<i>PS</i>													
	<i>CR</i>													
	<i>SH</i>													
RESISTENCIA I <i>A menos que se especifique lo contrario</i>	y_p	1.75	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	y_{tg}	Y_{se}	--	--	--	--	--
RESISTENCIA II	y_p	1.35	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	y_{tg}	Y_{se}	--	--	--	--	--
RESISTENCIA III	y_p	--	1.00	1.40	--	1.00	0.50/1.20	y_{tg}	Y_{se}	--	--	--	--	--
RESISTENCIA IV	Y_p	--	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA V	y_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	y_{tg}	Y_{se}	--	--	--	--	--
EVENTO EXTREMO I	1.00	y_{eq}	1.00	--	--	1.00	--	--	--	1.00	--	--	--	--
EVENTO EXTREMO II	Y_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	y_{tg}	Y_{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	y_{tg}	Y_{se}	--	--	--	--	--
SERVICIO IV	1.00	--	1.00	0.70	--	1.00	1.00/1.20	--	1.00	--	--	--	--	--
FATIGA I Solamente LL,IM & CE	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FATIGA II- Solamente LL,IM & CE	--	0.75	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

<i>Tipo de Carga, Tipo de Fundaciones, y Métodos Usados para Fuerza de Arrastre Hacia Abajo</i>	<i>Factor de Carga</i>	
	<i>Maxim</i>	<i>Mínimo</i>
<i>(Downdrag)</i>	<i>o</i>	
<i>DC; Componentes y Auxiliares.</i>	<i>1.25</i>	<i>0.90</i>
<i>DC: Resistencia IV Solamente.</i>	<i>1.50</i>	<i>0.90</i>
<i>DD; Downdrag Pilotes, a Método de Tomlinson.</i>	<i>1.40</i>	<i>0.25</i>
<i>Pilotes, A Método.</i>	<i>1.05</i>	<i>0.30</i>
<i>Pilotes Perforados, (Drilled Shaft) Método de O'Neill and Reese (1999).</i>	<i>1.25</i>	<i>0.35</i>
<i>DW; Superficie de rodadura y accesorios.</i>	<i>1.50</i>	<i>0.65</i>
<i>EH; Presión Horizontal de la tierra.</i>		
• <i>Activa.</i>	<i>1.50</i>	<i>0.90</i>
• <i>En reposo.</i>	<i>1.35</i>	<i>0.90</i>
• <i>AEP Para paredes ancladas.</i>	<i>1.35</i>	<i>N/A</i>
<i>EL; Esfuerzos residuales acumulados resultantes del proceso constructivo, (Locked- in construction Stresses.)</i>	<i>1.00</i>	<i>1.00</i>
<i>EV; Presion vertical de la tierra</i>		
• <i>Estabilidad global.</i>	<i>1.00</i>	<i>N/A</i>
• <i>Muros y estribos de retención.</i>	<i>1.35</i>	<i>1.00</i>
• <i>Estructura rígida enterrada.</i>	<i>1.30</i>	<i>0.90</i>
• <i>Pórticos rígidos.</i>	<i>1.35</i>	<i>0.90</i>
• <i>Estructuras flexible enterradas</i>		
<i>o Alcantarillas cajón metálicas, plancas estructurales con corrugaciones y alcantarillas de fibra de vidrio. o Alcantarillas termoplásticas. o Entre otros.</i>	<i>1.50</i>	<i>0.90 0.90 0.90</i>
	<i>1.30</i>	
	<i>1.95</i>	
<i>ES; Carga superficial(Sobrecarga) en el terreno</i>	<i>1.50</i>	<i>0.75</i>

Fuente: *Ministerio de Transportes y Comunicaciones Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Manual de Diseño De Puentes. 2003*

2.4 LÍNEAS DE INFLUENCIA

De acuerdo a (Rodrigues Serquen, 2010)

"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.

A continuación veremos un modo de construcción de líneas de influencia en vigas.

a. Línea de Influencia de la reacción en el apoyo A

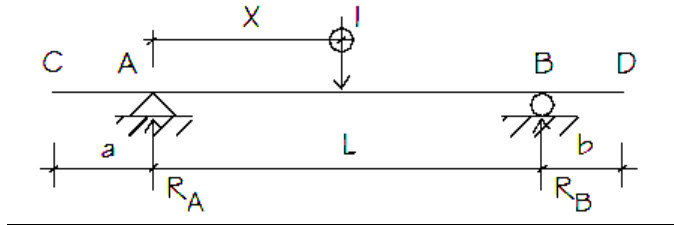


FIGURA 8: Fuerzas de Diseño Vertical y horizontal uniformemente distribuidos.

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF.

Tomando como origen cartesiano el punto A, posicionamos una carga móvil unitaria sobre la viga para determinar las expresiones:

Carga en el tramo AB ($0 < X < L$)

Tomando momentos en B:

$$R_A (L) - 1((L - X)) = 0$$

Luego:

$$R_A = \frac{L-X}{L} \dots\dots\dots (Ec. 2)$$

Carga en el tramo CA ($-a < X < 0$)

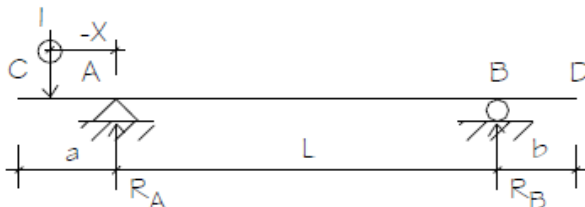


FIGURA 9: Fuerzas de Diseño Vertical y horizontal uniformemente distribuidos.

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF

Tomando momentos en B:

$$R_A (L) - 1((L - X) = 0$$

Luego:

$$R_A = \frac{L-X}{L} \dots \dots \dots \text{(Ec. 3)}$$

Carga en el tramo BD ($L < X < L+b$)

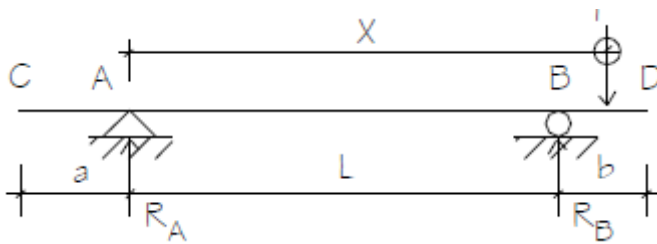


FIGURA 10: Fuerzas de Diseño Vertical y horizontal uniformemente distribuidos.

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF

Tomando momentos en B:

$$R_A (L) - 1(X - L) = 0$$

Luego:

$$R_A = \frac{L-X}{L} \dots \dots \dots \text{(Ec. 4)}$$

La línea de influencia de la reacción en el apoyo A entonces se expresa como la recta

$R_A = \frac{L-X}{L}$, Cuya gráfica se muestra:

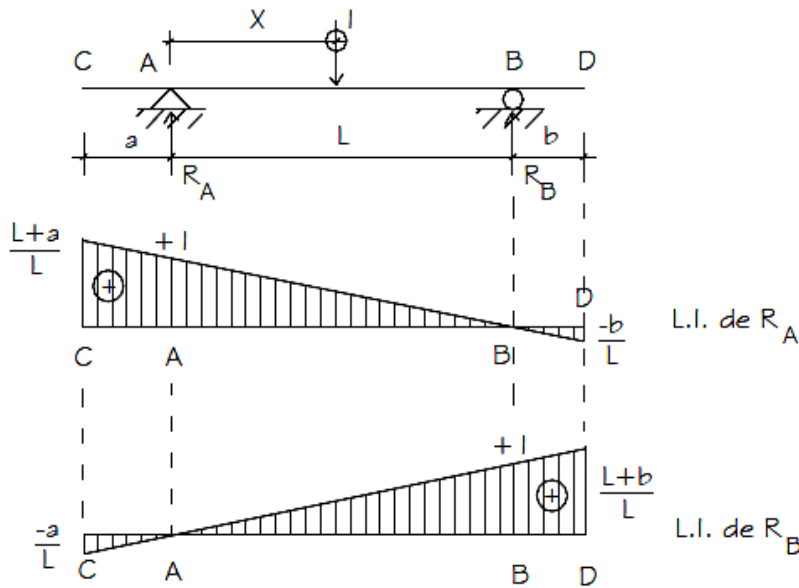


FIGURA 11: Línea de influencia de Ra y línea de influencia de Rb.

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF

b. Línea de Influencia de la reacción en el apoyo B

Del mismo modo, tomando como origen cartesiano el punto A, posicionamos la carga móvil unitaria sobre la viga para determinar las expresiones:

Carga en el tramo AB ($0 < X < L$)

Tomando momentos en A:

$$R_B = \frac{X}{L}$$

Carga en el tramo CA ($-a < X < 0$)

Tomando momentos en A:

$$R_B = \frac{X}{L} \dots \dots \dots \text{(Ec. 5)}$$

Carga en el tramo BD ($L < X < L+b$)

Tomando momentos en A:

$$R_B = \frac{X}{L} \dots \dots \dots \text{(Ec. 6)}$$

La línea de influencia de la reacción en el apoyo B se expresa como la recta

$$R_B = \frac{X}{L} \text{ la misma que se muestra en el gráfico precedente.}$$

c. Línea de Influencia del cortante en la sección E

Carga en el tramo CE (-a < X < m)

$$V_E = R_A - 1 = \frac{L-X}{L} - 1 = -\frac{X}{L} \dots \dots \dots \text{(Ec. 7)}$$

Carga en el tramo ED (m < X < L+b)

$$V_E = R_A = \frac{L-X}{L} \dots \dots \dots \text{(Ec. 8)}$$

La línea de influencia del cortante en la sección E se expresa como el área delimitada por dos rectas paralelas escindidas en E que pasan por los apoyos A y B como se muestra en el gráfico:

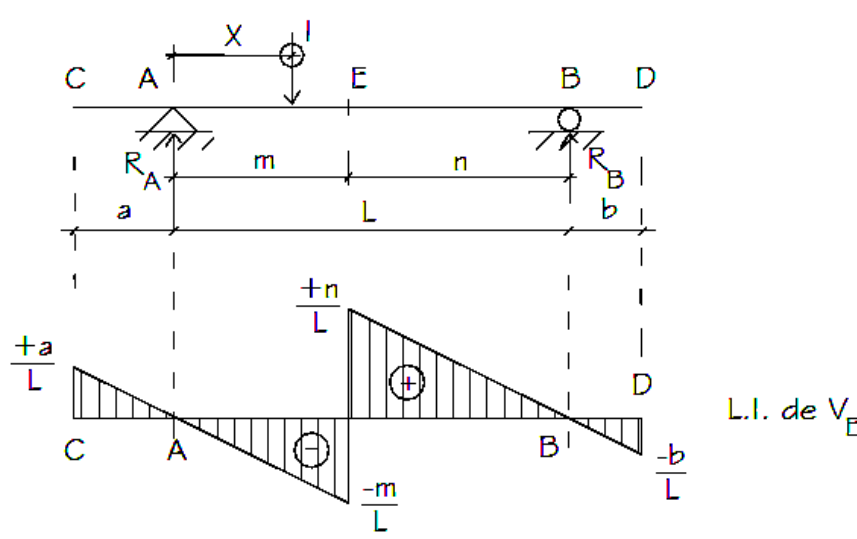


FIGURA 12: Línea de influencia cortante en la sección E.

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF

d. Línea de Influencia del momento flector en la sección E

Carga en el tramo CE ($-a < X < m$)

$$M_E = R_A \cdot (m) - 1(m - x) = R_B \cdot (n)$$

$$M_E = \frac{x}{L} \cdot n \dots\dots\dots \text{(Ec. 9)}$$

Carga en el tramo ED ($m < X < L+b$)

$$M_E = R_A \cdot (m) = \frac{L-x}{L} (m) \dots\dots\dots \text{(Ec. 10)}$$

La línea de influencia del momento flector en la sección E se expresa gráficamente como:

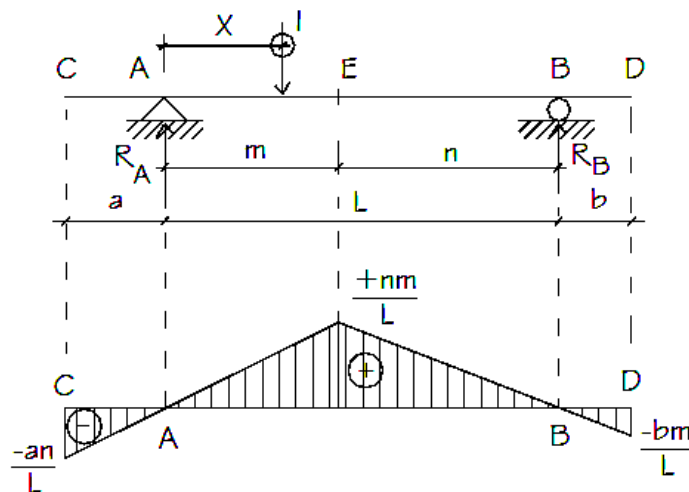


FIGURA 13: Línea de influencia del momento flector sección E.

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF"

2.5 TABLERO Y VIGAS

2.5.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS METÁLICAS

Para el pre-dimensionamiento de las Vigas metálicas se utilizan las siguientes expresiones:

Peralte Mínimo de la Viga

$$h = \frac{L}{30} \dots\dots\dots \text{(Ec. 11)}$$

Dónde:

h : Peralte mínimo de Viga.

L : Propuesta de Luces.

Peralte mínimo de la Viga Compuesta (viga metálica + losa de concreto):

$$h = \frac{L}{25} \dots\dots\dots \text{(Ec. 12)}$$

Dónde:

h : Peralte mínimo de Viga.

L : Propuesta de Luces.

Para la separación de las Vigas se toma los siguientes criterios.

En la separación de centro a centro de las Vigas se tendrá en consideración que el voladizo de la Losa no sea mayor a la mitad de la separación entre Vigas.

Para volados se toma una longitud de “a/2”y para luces entre viga se toma “a”

2.5.2 DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA

La altura de las losas de concreto apoyadas sobre Vigas metálicas puede ser aproximadamente (Según Código Colombiano de Puentes)

$$h = 0.10 + \frac{s}{30} \dots\dots\dots \text{(Ec. 13)}$$

2.5.3 METRADO DE CARGAS Y ANALISIS ESTRUCTURAL DEL TABLERO

Es también posible obtener los momentos en la Luz y sobre el apoyo de la Losa mediante un Método elástico Tradicional, suponiendo que esta se comporta como una Viga continua de un metro (1m) de Ancho.

En caso de que se tenga de 2 tramos a más el momento para carga Viva se afecta por un factor de 0.80

CARGA MUERTA

$$M_D = \frac{W_D S'^2}{C} \dots\dots\dots \text{(Ec. 14)}$$

Dónde:

S' : Luz de Diseño

C : 10

W_D : Carga Muerta

M_D : Momento por Carga Muerta

CARGA VIVA

$$M_L = 0.80 \left(\frac{S''+0.61}{9.74} \right) xP \dots\dots\dots \text{(Ec. 15)}$$

Dónde:

S'' : Luz de Diseño

P : Carga Viva.

M_L : Momento por Carga Muerta

MOMENTO DE IMPACTO

$$C.I. = \frac{15.24}{S+38} \dots\dots\dots \text{(Ec. 16)}$$

Dónde:

C.I. : Momento de Impacto.

S : Luz de Diseño.

2.5.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO

DISEÑO POR FLEXION

Refuerzo

$$A_s = \frac{M_U}{\phi f_Y (d - a/2)} \dots\dots\dots \text{(Ec. 17)}$$

$$a = \frac{A_s}{0.85 f'_c b} \dots\dots\dots \text{(Ec. 18)}$$

Momento Último

$$M_U = 1.3 (M_D + 1.67 (M_L + M_i)) \dots\dots\dots \text{(Ec. 19)}$$

ACERO DE REPARTICION:

$$\%A_s = 121\sqrt{S} \dots\dots\dots \text{(Ec. 20)}$$

2.5.5 CONSTRUCCIÓN COMPUESTA DE ACERO Y CONCRETO

Muchas veces las vigas de acero y las losas de concreto de un piso, se diseñan en base en que los dos materiales actúan independientemente. Esta solución se debe a que se supone que no hay suficiente adherencia entre la viga y el concreto como para asegurar una acción conjunta. Sin embargo, el desarrollo de la soldadura ha permitido el uso de conectores de corte, que se sueldan encima de la vigas, lográndose una unión adecuada entre los dos materiales, originando la llamada Construcción Compuesta de Acero y Concreto.

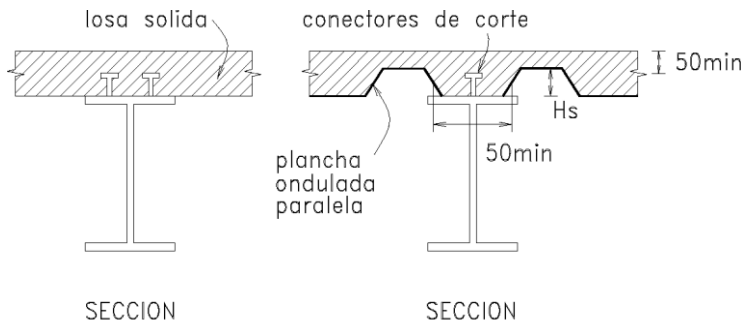


FIGURA 14: Construcción compuesta de acero y concreto.

Fuente: Leonhardf, F. (1987). *ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO TOMO VI BASES PARA LA CONSTRUCCION DE PUENTES*. Buenos Aires: El Ateneo.

En construcción compuesta no es posible aplicar la teoría simple de vigas ya que se trata de dos materiales distintos. Por ello es conveniente, como en el caso de vigas de concreto armado de sección T, suponer un "ancho equivalente" en vez del ancho real de la sección, y en este caso, asimismo, una relación de módulos de elasticidad n entre el acero y el concreto, de tal modo que la teoría de vigas mencionada pueda aplicarse para la denominada "sección transformada". También se aprecia la importancia de usar los conectores de corte con tamaños y en número suficiente como para asegurar que la unión entre el concreto y el acero no se pierda.

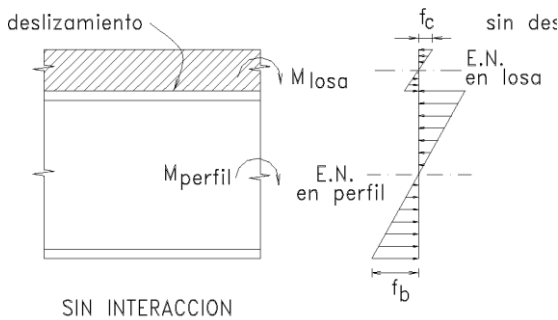


FIGURA 15: observa el comportamiento de una sección no compuesta.

Fuente: Leonhardf, F. (1987). *ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO TOMO VI BASES PARA LA CONSTRUCCION DE PUENTES*. Buenos Aires: El Ateneo

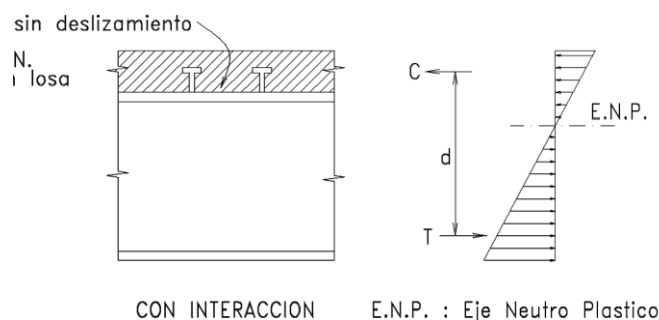


FIGURA 16: Sección desarrolla la llamada acción compuesta.

Fuente: Leonhardf, F. (1987). *ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO TOMO VI BASES PARA LA CONSTRUCCION DE PUENTES*. Buenos Aires: El Ateneo

En la Fig. 15 observa el comportamiento de una sección no compuesta. Se aprecia que la losa, actuando independientemente de la viga de acero, tiene su propia capacidad de tomar momento, lo mismo que el perfil de acero; cada uno de los materiales tiene su propio eje neutro. Hay deslizamiento en la superficie de contacto.

En cambio en Fig. 16, la sección desarrolla la llamada acción compuesta. Como no hay deslizamiento entre ambos materiales se consigue que haya un sólo eje neutro y el diagrama especial de esfuerzos que se aprecia. En otras palabras, la tracción T y compresión C que representan al momento resistente tienen un brazo de palanca amplio y de allí las siguientes ventajas:

- Reducción en el peso de la viga de acero.
- Vigas de acero de menor peralte.
- Mayor rigidez en el piso.
- Se puede desarrollar un claro mayor para un mismo perfil.

2.5.6 ANCHO EFECTIVO COLABORANTE EN LA CONSTRUCCION COMPUESTA

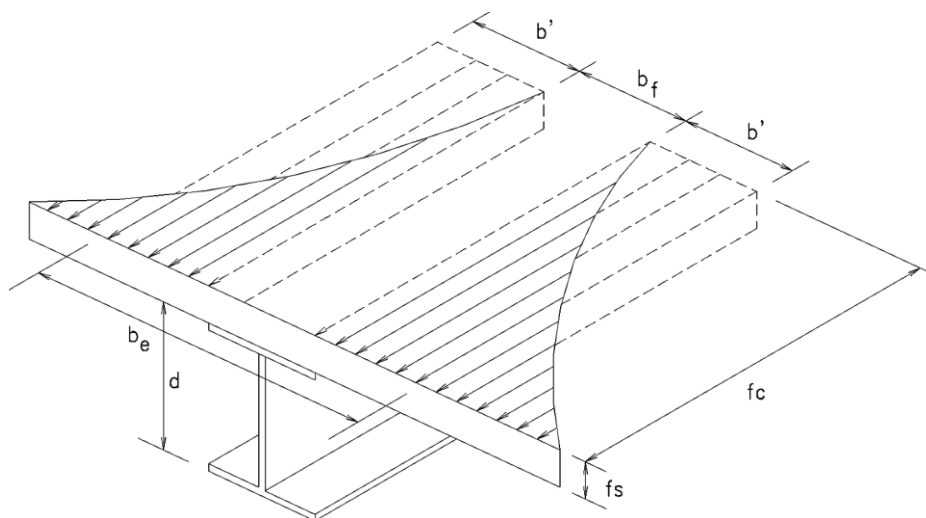


FIGURA 17: Ancho efectivo colaborante en la construcción compuesta.

Fuente: Zapata Baglietto, L. (2013). *DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO*. Lima - Perú.

El concepto de "ancho efectivo" es útil para aquellos casos en que se desea conocer la resistencia de una sección donde la distribución de esfuerzos no es uniforme como se aprecia en la figura anterior. Lo que se hace es suponer un ancho colaborante, con el mayor esfuerzo f_c constante, para igualar la resistencia que se encierra dentro de la verdadera curva de esfuerzos. El ancho efectivo para el ala en compresión de una viga compuesta es:

$b_e = b_f + 2b'$, donde dos veces $f_c \cdot b' \cdot t_s$ es igual a la resistencia mencionada anteriormente.

Las Especificaciones AISC-LRFD dan las expresiones prácticas para determinar el ancho efectivo b_e :

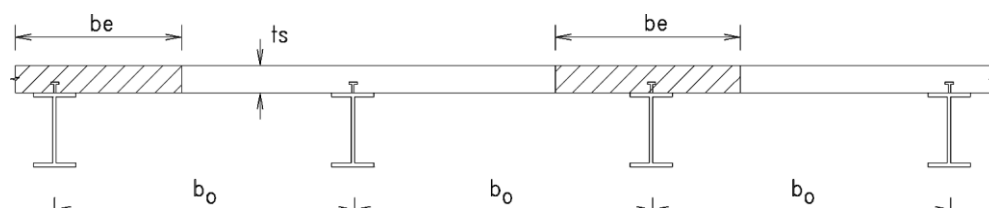


FIGURA 18: Ancho efectivo.

Fuente: Zapata Baglietto, L. (2013). *DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO*. Lima - Perú.

a) Para, una, viga, interior:

$b_e < L/4$ o $b_e < b_o$, el menor

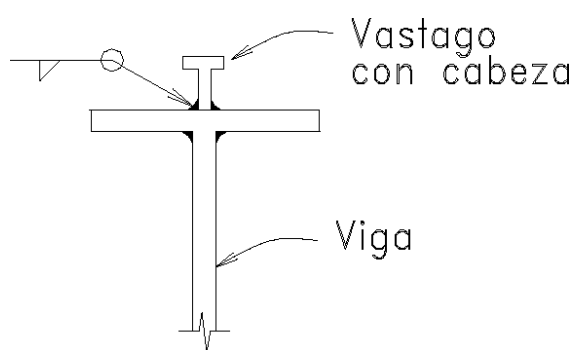
Dónde: L luz o claro; b_o espaciamiento entre las vigas.

b) Para, una, viga, exterior:

$b_e < L/8$ o $b_e < 0.5 b_o$, el menor

2.5.7 CONECTORES DE CORTE

El corte horizontal entre el concreto y el acero debe resistirse para evitar el deslizamiento entre ambos. No se puede confiar en la fricción. Las Especificaciones AISC-LRFD obligan al uso de conectores de corte si se emplea construcción compuesta. Estos consisten, como se ve en la siguiente figura, de un vástago corto con cabeza o tuerca, si se coloca ésta en una parte roscada. Los conectores de corte se sueldan al ala superior del perfil de acero.

**FIGURA 19: Conector de corte.**

Fuente: Zapata Baglietto, L. (2013). *DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO*. Lima - Perú.

En otras épocas se distribuían los conectores espaciándolos de acuerdo al cortante, sin embargo ahora, luego de una serie de experimentos, con conectores igualmente espaciados se sabe que, cuando se llega al estado límite que se conoce como la resistencia, nominal de la sección, los conectores de corte comparten igualmente los

esfuerzos. Esta se debe a que los más esforzados inicialmente, alcanzando su máxima capacidad, dejan de compartir el incremento de esfuerzos, permitiendo que los menos esforzados lleguen a igualarlos. Lo que realmente ocurre es que las deformaciones plásticas del material de los conectores o las deformaciones apreciables del concreto alrededor de los conectores más esforzados inicialmente, impiden a éstos tomar más carga, dejando que los otros se encarguen del resto. En la Fig. 20 se reparten N conectores igualmente espaciados donde el momento máximo hacia la sección de momento cero.

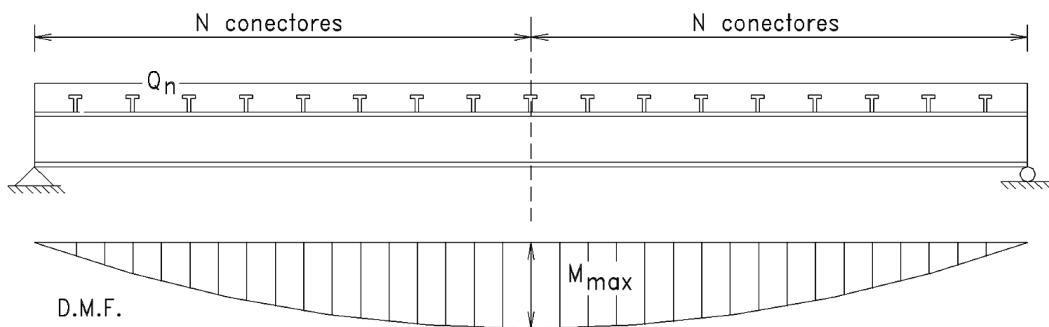


FIGURA 20: Conectores de corte.

Fuente: Zapata Baglietto, L. (2013). *DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO*. Lima - Perú.

La resistencia nominal máxima que se puede transferir no puede exceder la resistencia del concreto, es decir:

$$C_{max} = 0.85 f'_c b_e t_s \dots\dots\dots (\text{Ec. 21})$$

Cuando la máxima tracción que el acero puede desarrollar es menor que la resistencia de concreto, entonces la máxima transferencia de corte será:

$$T_{max} A_s F_y \dots\dots\dots (\text{Ec. 22})$$

Si se conoce la resistencia Q_n de un conector de corte, el número máximo de conectores que se puede colocar será:

$$N = C_{max} / Q_n \text{ o } N T_{max} / Q_n, \dots \text{El menor}$$

Es decir que, conocida la posición del máximo momento y la sección de momento cero (como el punto de inflexión o los apoyos simples) es necesario colocar los conectores igualmente espaciados entre ambas secciones para la transferencia del C_{max} o T_{max} .

La resistencia de un conector ha sido obtenida luego de muchos ensayos y depende de una serie de factores que se pueden observar en la siguiente expresión que recomienda el AISC-LRFD y que fue desarrollada por la Universidad de Lehigh para conectores de vástago con cabeza.:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} < A_{sc} \cdot F_{ub} \dots \text{(Ec. 23)}$$

Para

$$H_s / d_s \geq 4$$

Dónde:

Q_n : resistencia nominal de un conector, en kips

H_s : altura del vástago con cabeza, en pulg.

d_s : diámetro del vástago, en pulg.

F_{ub} : resistencia a la fractura mínima del acero del vástago, en ksi.

A_{sc} : área de la sección transversal del perno, pulg

f'_c : resistencia a la compresión del concreto a los 28 días, en ksi

E_c : módulo de elasticidad del concreto.

La Tabla 5 facilita el cálculo de Q_n .

2.5.8 ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE LOS CONECTORES:

AISC-LRFD

Según las Especificaciones se requiere "... suponer que los conectores de corte transfieren el corte total horizontal en la interfase entre la viga de concreto y la losa de concreto". Para acción compuesta completa, la resistencia nominal de corte horizontal V_{nh} a ser suministrada por los conectores de corte será el menor de los valores siguientes:

Para momentos positivos (compresión en el concreto)

1. V_{nh} requerido = $0.85 f'_c b_e t_s$
2. V_{nh} requerido = $A_s F_y$
3. V_{nh} requerido = $2 Q_n$ suministrado

Cuando rige 3, esta expresión controla la resistencia M_n de la sección, dando origen a lo que se llama secciones parcialmente compuestas

Como se indicó la resistencia V_{nh} "...debe suministrarse a cada lado del punto del máximo momento hasta el punto donde el momento es cero". Además, los conectores podrían espaciarse a distancia iguales, es decir pueden ser uniformemente distribuidos a lo largo de la viga entre los puntos antes mencionados.

La siguiente Tabla facilita el cálculo de la resistencia de conectores de corte del tipo vástago con cabeza.

TABLA 6: Resistencia del conector en toneladas

Conector	Resistencia del concreto f'_c (kg/cm ²)		
	210	245	280
$\emptyset \frac{1}{2}'' \times 2''$	4.3	4.7	5.3
$\emptyset \frac{5}{8}''$ $\times 2.5''$	6.6	7.5	8.2
$\emptyset \frac{3}{4}'' \times 3''$	9.5	10.2	11.9
$\emptyset \frac{7}{8}''$ $\times 3.5''$	13.0	14.6	16.3

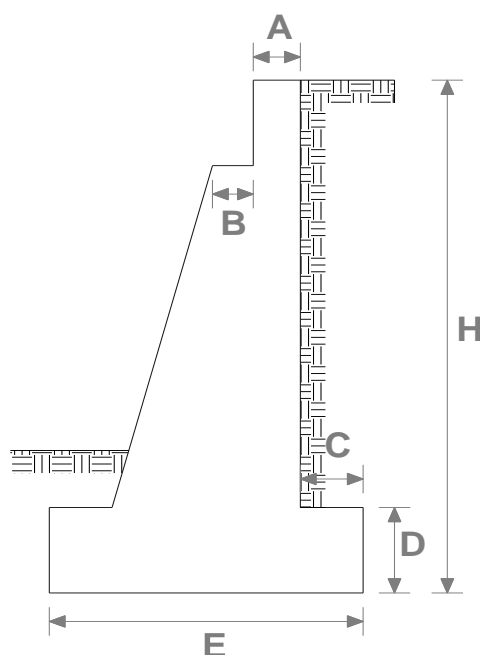
Fuente: Zapata Baglietto, L. (2013). *DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO*. Lima - Perú.

2.6 ESTRIBOS

2.6.1 PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS

De gravedad (concreto simple)

Los estribos de gravedad son macizos que utilizan su propio peso para resistir las fuerzas laterales debido al empuje del terreno y otras cargas. No necesitan refuerzo y son adecuados cuando el terreno es de buena capacidad portante y la altura a cubrir no es superior a 6 metros. No son admitidas tracciones en cualquier sección del estribo.

**FIGURA 21: Estribo de gravedad.**

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF.

$$A = H/12 \sim (\text{min. } 0.30\text{m})$$

$$B = (200 + 0.0017L + 0.0067H')(1 + 0.000125S^2)$$

$$C = H/12 \sim H/6 \text{ (min. } 0.20 \text{ m)}$$

$$D = H/6 \sim H/8$$

$$E = \frac{1}{2}H \sim \frac{2}{3}H$$

Los anchos mínimos de cajuelas (2.11.2, Manual de Diseño de Puentes, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Perú) se determinan eligiendo el mayor de los valores obtenidos entre calcular los máximos desplazamientos o como un porcentaje del ancho empírico de la cajuela N determinado por la ecuación:

$$B = (200 + 0.0017L + 0.0067H')(1 + 0.000125S^2) \dots \text{(Ec. 24)}$$

Dónde:

B = longitud mínima (empírica) de la cajuela, medida normalmente a la línea central del apoyo (mm).

L = distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente ó al final del tablero del puente (mm). Para articulaciones entre luces, L debe tomarse como la suma de la distancia a ambos lados de la articulación. Para puentes de un solo tramo L es igual a la longitud del tablero del puente (mm).

H' = para estribos, la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas y/o pilares, la altura del pilar o de la columna. Para articulaciones dentro de un tramo, la altura promedio entre dos columnas ó pilares adyacentes (mm).

= 0, para puentes simplemente apoyados.

S = desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo ($^{\circ}$)

2.6.2 EMPUJE DEL SUELO: EH, ES, LS, y DD

EH: Empuje horizontal del suelo

ES: sobrecarga de suelo

LS: sobrecarga viva

DD: fricción negativa

El empuje del suelo se deberá considerar en función de los siguientes factores: tipo y densidad del suelo, contenido de agua, características de fluencia lenta del suelo, grado de compactación, ubicación del nivel freático, interacción suelo estructura, cantidad de sobrecarga, efectos sísmicos, pendiente del relleno, e inclinación del muro.

Empuje lateral del suelo.-

Se asumirá como:

$$P = K * \gamma_S * g * z \dots\dots\dots (Ec. 25)$$

Dónde:

P = empuje lateral del suelo (MPa)

k = coeficiente de empuje lateral, tomado como k_o para muros que no se deforman ni se mueven, k_a para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s = densidad del suelo (kg/m³)

z = profundidad del suelo debajo de la superficie (m)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

Se asumirá que la carga del suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro.

Coefficiente de Empuje Lateral en Reposo, k_o

Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_o = 1 - \text{sen}\phi'_f$$

Para suelos sobre consolidados:

$$k_o = (1 - \text{sen}\phi'_f) * (OCR)^{\text{sen}\phi'_f} \dots\dots\dots (\text{Ec. 26})$$

Dónde:

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción del suelo

k_o = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

OCR = relación de sobre consolidación

Coefficiente de Empuje Lateral Activo, k_a

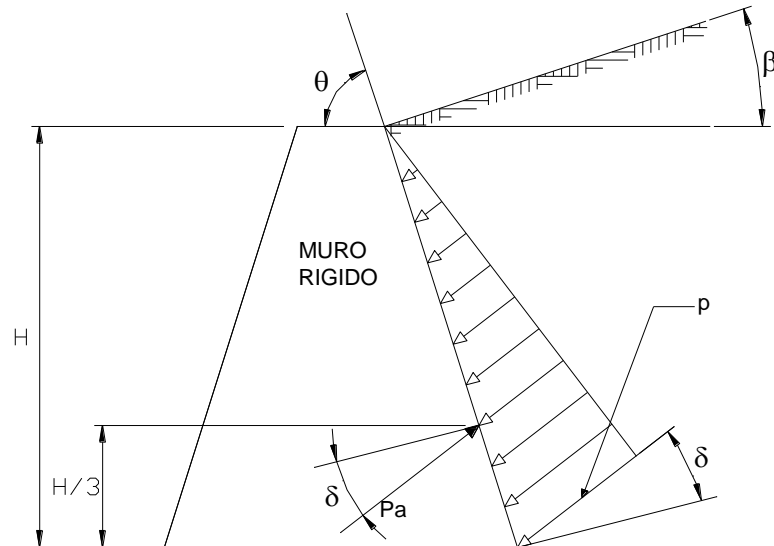


FIGURA 22: Coeficiente de empuje lateral activo

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF.

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi'_f)}{r * [\text{sen}^2\theta * \text{sen}(\theta + \delta)]} \dots\dots\dots \text{(Ec. 27)}$$

Donde

$$r = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) * \text{sen}(\phi'_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) * \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2 \dots\dots\dots \text{(Ec. 28)}$$

- δ = ángulo de fricción entre relleno y muro (ver Tabla 1.)
- β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal
- θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal
- ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción interna

Notar que para $\delta = \beta = 0, \theta = 90^\circ$, el valor k_a de las expresiones anteriores (teoría de Coulomb) es:

$$k_a = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{(Teoría de Rankine)}$$

TABLA 7: Angulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. department of the navy 1982a)

Materiales en interface	Ángulo de fricción, δ (°)	Coefficient e de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grave limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,3 la 0,34
• Arcilla residual o pre consolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22	0,40
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17	0,31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0,25
• Limo fino arenoso, limo no plástico	11	0,19
Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:		

• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22	0,31 a 0,40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con tino o arcilla	17	0,31
• Limo fino arenoso, limo no plástico	14	0,25
Diferentes materiales estructurales:		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
o roca blanda tratada sobre roca blanda tratada	35	0,70
o roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0,65
o roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0,55
• Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano	26	0,49
• Acero sobre acero en trabado de tablestacas	17	0,31

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF.

Coefficiente de Empuje Lateral Pasivo, k_p

El coeficiente de presión activa de Coulomb es:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta - \alpha')}{r * [\text{sen}^2\theta * \text{sen}(\theta + \delta)]} \dots \dots \dots \text{(Ec. 29)}$$

$$r = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\alpha' + \delta) * \text{sen}(\alpha' + \beta)}{\text{sen}(\theta + \delta) * \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2 \dots \dots \dots \text{(Ec. 30)}$$

Sin embargo, conforme el valor de δ crece, el método de cálculo de Coulomb da valores erróneos crecientes de P_p .

El Reglamento AASHTO adopta el siguiente método introducido por Caquot y Kerisel:

Para suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo se pueden tomar de la Figuras (a).

Para suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar con:

$$P_p = K_p * \gamma_s * g * z(10^{-6}) + 2 * c * \sqrt{k_p} \dots\dots\dots \text{(Ec. 31)}$$

P_p = empuje lateral pasivo del suelo (MPa)

γ_s = densidad del suelo (kg/m³)

z = profundidad debajo del suelo (m)

c = cohesión del suelo (MPa)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

K_p = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo (ver Fig. 23)

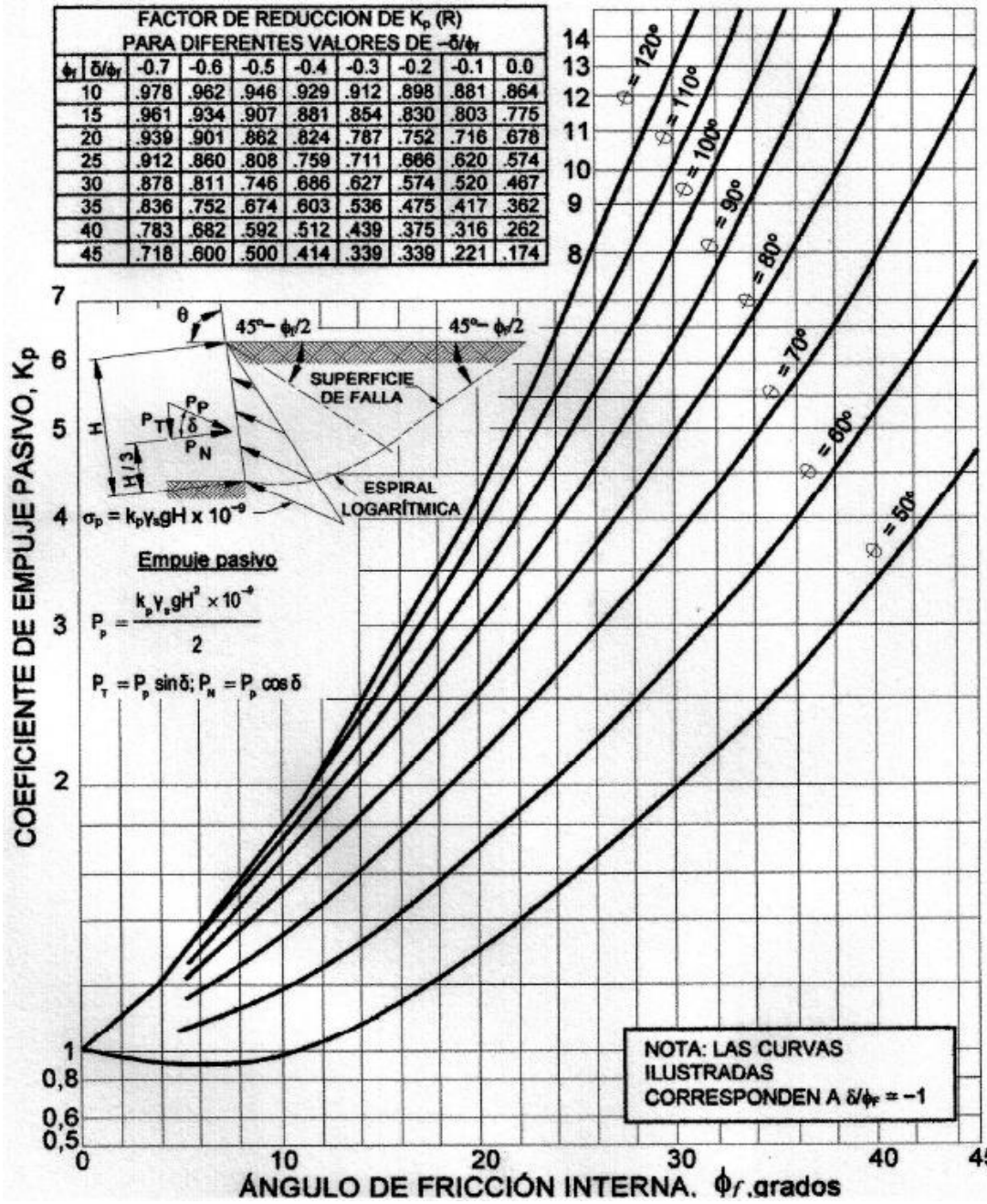


FIGURA 23: procedimiento de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados relleno de superficie horizontal.

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF.

Método del Fluido Equivalente para Estimar Empujes Laterales de Rankine.- El empuje básico del suelo p (kg/m²) se puede tomar como:

$$P = \gamma_{eq} * g * z(10^{-6})..... (Ec. 32)$$

γ_{eq} = densidad de fluido equivalente del suelo, no inferior a 480 kg/m³

z = profundidad debajo de la superficie del suelo (m)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

Se asume que la carga lateral del suelo resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ de la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno hasta el fondo de la zapata.

Los valores típicos para densidades de fluido equivalente en muros de altura no mayor a 6.0 m se pueden tomar:

TABLA 8: Valores típicos para las densidades de fluido equivalente de los suelos

Tipo de suelo	Relleno de superficie horizontal		Relleno con $\beta=25^\circ$	
	En reposo	$\Delta/H=1/240$	En reposo	$\Delta/H=1/240$
	$\gamma_s(kg/m^3)$	$\gamma_{eq}(kg/m^3)$	$\gamma_{eq}(kg/m^3)$	$\gamma_{eq}(kg/m^3)$
Arena o grava suelta	880	640	1040	800
Arena o grava de densidad media	800	360	960	720
Arena o grava densa	720	480	880	640

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF.

Siendo:

Δ = movimiento de la parte superior del muro requerido para llegar al mínimo empuje activo o máximo empuje pasivo por rotación o traslación lateral (mm)

H = altura del muro (m)

β = ángulo del relleno respecto de la horizontal.

La magnitud de la componente vertical del empuje del suelo resultante P_v (N/m) para el caso de relleno de superficie inclinada se puede determinar como:

$$P_v = P_H * \tan\beta \dots\dots\dots (Ec. 33)$$

Dónde:

$$P_h = 0.5\gamma_{eq} * g * H^2 \dots\dots\dots (Ec. 34)$$

Sobrecarga Viva (LS).-

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

TABLA 9: Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Altura del estribo (m)	$h_{ea}(m)$
1.5	1.2
3.0	0.9
≥ 6.0	0.6

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF.

2.6.3 CARGAS DE DISEÑO

- Las cargas a considerar, en general son:
- Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva. No se toma en cuenta el efecto de impacto.
- El peso propio del estribo y del relleno.
- El empuje del terreno más el efecto de sobrecarga sobre el terreno

- Viento ejercido sobre la estructura y sobre la carga viva, que se transmite a través del apoyo fijo.
- Fuerza por el empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación.
- Fuerza longitudinal que se transmiten a través del apoyo fijo debido al frenado de vehículos
- Fuerza centrífuga, en el caso de puentes curvos
- Fuerza sísmica de la superestructura y de la infraestructura.

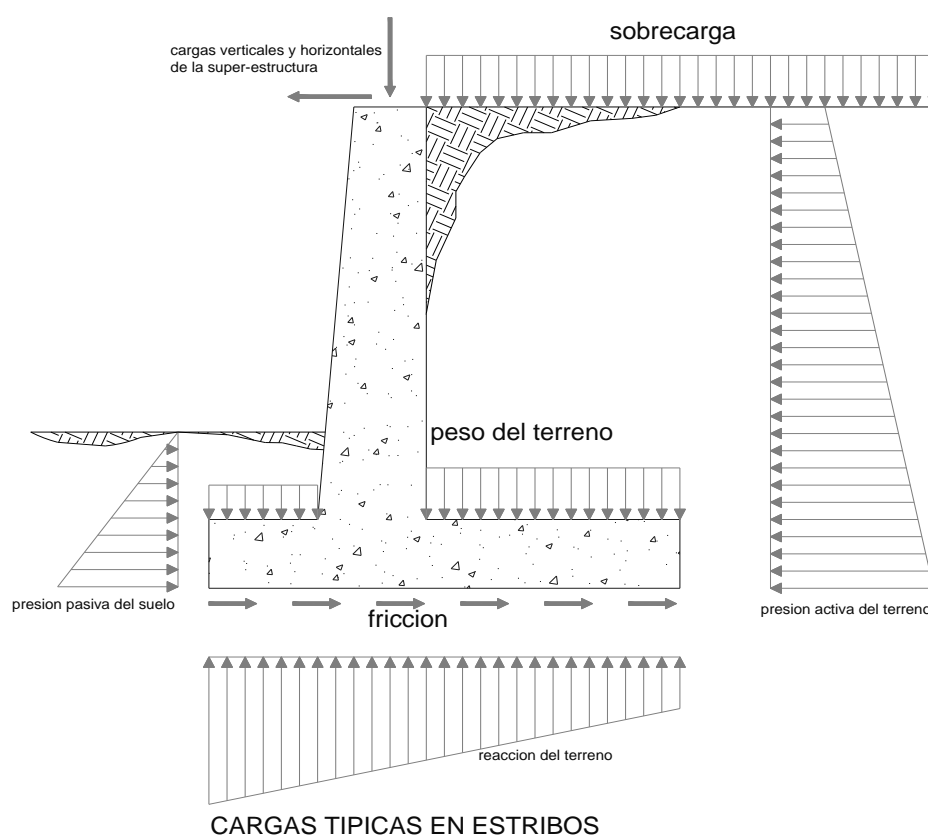


FIGURA 24: Cargas típicas en estribos.

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF.

2.6.4 CONSIDERACIONES PARA LA ESTABILIDAD

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base.

Vuelco – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

Se debe calcular la excentricidad de la resultante alrededor del punto A en la base del estribo. Las fuerzas y momentos que resisten el vuelco se usan con factores de carga γ mínimos (caso de cargas tipo DC, DW, EV, etc.). Las fuerzas y momentos que causan vuelco se usan con factores de carga γ máximos (caso de cargas EH y otras).

Para el estado límite de Resistencia, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq B/4$) excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los $3/4$ centrales ($e \leq 3/8 B$). Para el estado límite de evento extremo y con $\gamma_{EQ} = 0$, mantener la fuerza resultante en la base del cimiento dentro de los $2/3$ centrales ($e \leq 1/3 B$) de las dimensiones del cimiento para cualquier suelo. Si en cambio $\gamma_{EQ} = 1$, mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los $8/10$ centrales ($e \leq 2/5 B$). Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados para definir las restricciones referidas a la ubicación de la resultante. En caso de cimientos cargados biaxialmente, estos requerimientos deben aplicarse en ambas direcciones.

Deslizamiento – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

El valor de la resistencia factorada al deslizamiento corresponde a una componente friccional ($\phi_{\tau} Q_{\tau}$) actuando a lo largo de la base del estribo y una componente debido a la presión pasiva del terreno ($\phi_{ep} Q_{ep}$) actuando en la cara vertical correspondiente. Esto es:

$$Q_R = \phi_{\tau} Q_{\tau} + \phi_{ep} Q_{ep} \dots \dots \dots \text{(Ec. 35)}$$

Dónde:

$$Q_{\tau} = (V) \tan \delta \text{ (10.6.3.3-2)}$$

δ = ángulo de fricción entre la base del cimiento y el suelo

$\tan \delta = \tan \phi_f$ para concreto vacado directamente al suelo

$\tan \delta = (0.8)\tan \phi_f$ para concreto pre-fabricado

V = fuerza vertical total sobre el cimiento

ϕ_f = ángulo de fricción interna del suelo.

Los valores ϕ_τ y ϕ_{ep} se determinan de la Tabla 4. Para el estado límite de Evento Extremo, $\phi_\tau = 1.0$ y $\phi_{ep} = 1.0$. Si la resistencia pasiva no está asegurada debido a erosiones, socavaciones potenciales, o futuras excavaciones, se debe usar $\phi_{ep} = 0$ para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo.

La resistencia factorada al deslizamiento debe ser mayor o igual a las cargas horizontales factoradas aplicadas.

Presiones en la base – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

Se calculan los esfuerzos basados en una distribución uniforme; en estribos cargados excéntricamente cimentados sobre roca, se supone una distribución de presiones triangular o trapezoidal.

Método de Meyerhof:

Hallar la excentricidad e con respecto al punto central de la base del cimiento, con las cargas aplicables factoradas:

$$e = \frac{\sum \text{momentos factorados actuantes}}{\sum \text{fuerzas verticales factoradas actuales}} \dots \dots \dots \text{(Ec. 36)}$$

Determinar los esfuerzos verticales factorados. Si la estructura está cargada biaxialmente, el cálculo se realiza en ambas direcciones.

Basados en una distribución de presión uniforme actuando en la base (suelo no rocoso), el valor de q es:

$$q = \frac{\Sigma \text{fuerzas verticales factoradas actuantes / unidad de longitud}}{B - 2e} \dots \dots \dots \text{(Ec. 37)}$$

Dónde:

B = ancho del cimiento en el plano de cargas

B - 2e = ancho efectivo de cimiento

Vu = suma de las fuerzas verticales factoradas.

Para suelo rocoso la distribución de presiones es trapezoidal o triangular:

$$q_{max} = \frac{V_U}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \dots \dots \dots \text{(Ec. 38)}$$

$$q_{min} = \frac{V_U}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \dots \dots \dots \text{(Ec. 39)}$$

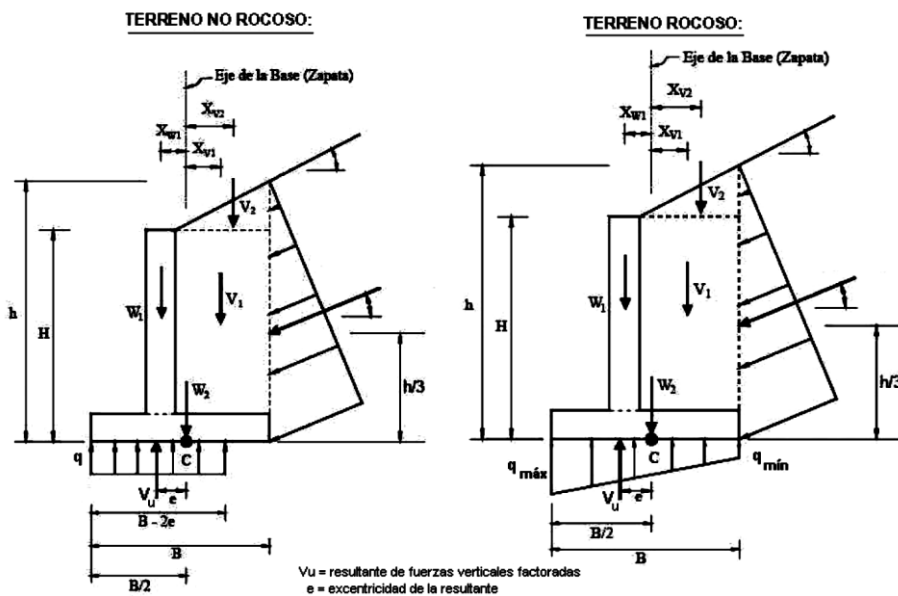


FIGURA 25: Esfuerzos verticales suelo rocoso y suelo no rocoso.

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF.

Comparar q ó q máx, que incluyen factores de carga, con la capacidad portante del terreno (capacidad última de apoyo para el suelo, multiplicado por el factor de

resistencia apropiado). La capacidad de apoyo factorada (resistencia) debe ser mayor o igual que el esfuerzo de apoyo factorado:

$$q_R \leq \phi_b * q_n \dots \dots \dots \text{(Ec. 40)}$$

Dónde:

$q_n = q_u$ = capacidad portante última no factorada para el estado límite apropiado

ϕ_b = factor de resistencia (Tabla 09.)

Notar que es el mismo para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo.

Un factor de resistencia de 1.0 se usa en el cálculo de presiones sobre el terreno en el estado límite de Evento Extremo según (Ver Tabla 09. para factores de resistencia en el estado límite de Resistencia).

La capacidad de apoyo para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo deben ser calculados considerando los efectos de resistencia cohesiva y friccional del suelo, forma y dimensiones de la cimentación, profundidad de desplante y la inclinación del suelo que presiona sobre el estribo. Los estudios geotécnicos determinarán la capacidad portante. Los factores de inclinación de carga en general no se consideran en la determinación de la capacidad portante.

TABLA 10: Factores de resistencia en cimientos superficiales, estado límite de resistencia

Tipo de Resistencia	Método/Suelo/Condición	Factor de Resistencia
a		
Resistencia de apoyo	<input type="checkbox"/> Método Teórico (Munfakh, 2001), arcilla <input type="checkbox"/> Método Teórico (Munfakh, 2001), arena, usando CPT <input type="checkbox"/> Método Teórico {Munfakh, 2001 }, arena, usando SPT <input type="checkbox"/> Método Semi-empírico (Meyerhof, 1957), todos los suelos Cimiento sobre roca Prueba de carga en placas	0.50 0.50 0.45 0.45 0.45 0.55
Deslizamiento	<input type="checkbox"/> Concreto pre-moldeado sobre arena <input type="checkbox"/> Concreto vaciado en el lugar sobre arena <input type="checkbox"/> Concreto pre-moldeado o vaciado en el lugar, sobre arcilla <input type="checkbox"/> Suelo sobre suelo <input type="checkbox"/> Resistencia al deslizamiento para presión pasiva del terreno	0.90 0.80 0.85 0.90 0.50

Fuente: Serquén, M. I. Puentes con AASHTO-LRDF.

2.7 SOCAVACION

Al considerar el área hidráulica correspondiente al N.A.M.E. se debe establecer si el fondo del cauce ha sido modificado al presentarse la creciente máxima extraordinaria. Es muy probable que haya ocurrido la modificación del área por efecto de la socavación. Es importante conocer a socavación para definir las cotas de cimentación de las pilas y los estribos. Sin el conocimiento de la socavación el ingeniero está expuesto a proponer cotas de cimentación superficiales que hacen inestable la estructura por ausencia de piso de apoyo o proponer una cota de

cimentación mas profunda de la requerida, aumentando de esta forma, sus costos y las dificultades en la construcción. Una de las principales causas de falla de un puente es la socavación. (Trujillo Orozco, 2009, pág. 255)

TIPOS DE SOCAVACION

Según (Trujillo Orozco, 2009) El criterio propuesto por L.L. Lichtvan – Ledediev realiza clasificaciones de los causes de los ríos en el sentido de si son definidos o en el caso contrario, si discurren por una superficie plana, en el cual aparecen varias venas al mismo tiempo.

Se presenta una clasificación de la socavación según el criterio antes mencionado en la tabla siguiente:

TABLA 11: Clasificacion de la socavacion

TIPOS DE	DEFINICIÓN
SOCAVACIÓN	
GENERAL	Es el descenso del fondo de un río que ocurre al presentarse una creciente y se debe ai aumento en la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente en virtud de su mayor velocidad.
EN ESTRECHAMIENTOS	Es producida por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica én su cauce. Es muy importante en puentes donde ;por lo común y por razones de economía, suelen ocurriólas mencionadas reducciones. También pueden presentarse por condiciones

	naturales del cauce en diferentes lugares del curso del río.
EN CURVAS	Ocurre cuando un río describe una curva. La socavación es mayor en la parte exterior de la curva. La parte interior aumenta el depósito de sólidos en esta zona.
EN MÁRGENES	Se presenta en los materiales que forman las orillas del río, su efecto es peligroso en las crecientes.
LOCAL EN PILAS	Es producida por la colocación de pilas en la corriente de un río. Se produce un cambio en las condiciones hidráulicas del cauce.
LOCAL EN ESTRIBOS	En forma análoga a la ocurrida en las pilas de un puente, aparece por la colocación de los estribos.
POR DISMINUCIÓN DE GASTO SÓLIDO	Se presenta por la construcción de una presa. Ocurre una reducción en la capacidad de transporte de la corriente en la zona de remanso del obstáculo. El material del lecho del río tenderá a ser socavado tan pronto la corriente se aleje de la presa.

Fuente: (Trujillo Orozco, 2009)

SOCAVACIÓN GENERAL

Para fines de estimación con el objetivo de diseño de puentes es usual adoptar un criterio conservador que consiste en calcular la máxima profundización posible del lecho, bajo una condición hidráulica dada.

La máxima profundización del cauce ocurre cuando se alcanza la condición de transporte crítico, donde la velocidad de flujo se reduce a tal punto en que la corriente no puede movilizar y arrastrar más material del lecho y a su vez no existe transporte de material desde aguas arriba. Por lo tanto, cuando se produce la avenida, la sección geométrica del cauce se modifica dando lugar a una nueva sección, la cual obviamente está socavada, donde el lecho queda en condiciones de arrastre crítico o de transporte incipiente. (MTC & DGCF, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008, pág. 104).

Método de Lischtván - Levediev

El método propuesto por Lischtván-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva está en función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua. (MTC & DGCF, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008).

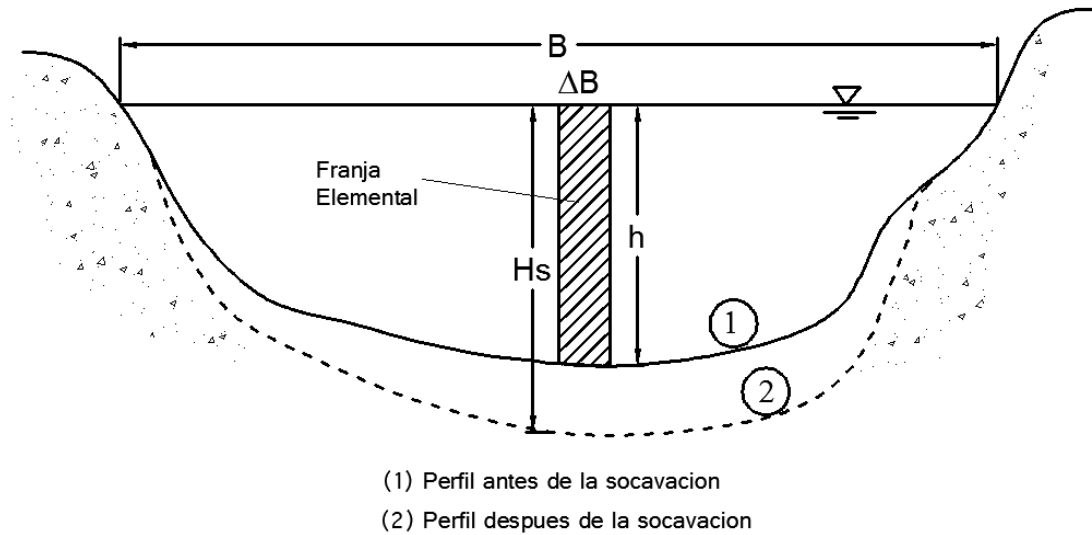


FIGURA 26: Sección transversal del cauce.

Fuente: (Juárez Badillo & Rico Rodriguez, 1974)

a) Para suelos granulares, se tiene la siguiente ecuación:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right]^{1/z}$$

La expresión anterior no considera el efecto de la contracción del flujo debida a la presencia de estribos y pilares, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente. (MTC & DGCF, Manual de Hidrologia, Hidraulica y Drenaje, 2008).

TABLA 12: Coeficiente β

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

Fuente: (Trujillo Orozco, 2009, pág. 265)

TABLA 13: Valores de x para suelos cohesivos y no cohesivos

Suelos cohesivos		Suelos no cohesivo	
γ_s (Ton/m ³)	x	dm (mm)	x
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.51	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.25	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1 000.00	0.19
2.00	0.27		

Fuente: (Trujillo Orozco, 2009, pág. 266)

TABLA 14: Coeficientes de contracción μ

V (m/s)	Luz libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1.0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1.0	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1.5	0,94	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00
2.0	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
2.5	0,90	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00
3.0	0,89	0,91	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99
3.5	0,87	0,90	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99
>4.0	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99

Fuente: (Juárez Badillo & Rico Rodriguez, 1974)

Adicionalmente, el efecto del peso específico del agua durante la creciente se considera en otro factor de corrección ϕ que es mayor o igual que la unidad y su efecto es reducir la profundidad de socavación.

$$\phi = 0.1, \text{ si } \gamma_m = 1.0 \text{ T/m}^3 \text{ (agua clara)}$$

γ_m : Peso específico de la muestra agua sedimento.

$$\phi = -0.54 + 1.5143 \cdot \gamma_m, \text{ si } \gamma_m > 1.0 \text{ T/m}^3 \text{ (Lecho móvil)}$$

De (MTC & DGCF, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008) La ecuación final para el cálculo de la socavación considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico de agua, es la siguiente:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi D_m^{0.28}} \right]^{1/z}$$

Donde:

$H_s - h$: Profundidad de socavación (m)

H : Tirante de agua (m)

D_m : Diámetro característico del lecho (mm)

β : Coeficiente de frecuencia.

μ : Factor de corrección por contracción del cauce.

φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

SOCAVACION LOCAL EN ESTRIBOS

Existen algunos métodos para la determinación de la socavación local en estribos, entre ellos podemos mencionar: Liu, Chang y Skinner, Laursen, Artamonov, Froehlich, Hire y Melville. Sin embargo, la incertidumbre existente con relación a la aplicabilidad y a los resultados de las ecuaciones es mayor que para el caso de la socavación local en pilares.

Todas las ecuaciones existentes tienen limitaciones de tipo práctico. Por ejemplo, las ecuaciones han sido desarrolladas para cauces de lecho arenoso y no tienen en cuenta la posibilidad de acorazamiento. Las ecuaciones para el cálculo de la socavación local en estribos se basan en información de laboratorio y muy poca información de campo existe para su verificación. Casi todas las ecuaciones dan como resultado valores muy conservadores de socavación debido a que consideran que el estribo está en el cauce principal formado por lechos aluviales y asumen que el caudal de agua obstruido es proporcional a la longitud del estribo, lo cual raramente ocurre en la realidad. (MTC & DGCF, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008)

El especialista debe determinar la ecuación que mejor se ajusta a las condiciones de un puente en particular.

La socavación local en los estribos depende entre otros de la forma del estribo, las características del sedimento, la forma de la sección transversal, la profundidad del flujo en el cauce principal y en las márgenes, el caudal que es interceptado por el estribo y retorna al cauce principal, el alineamiento del cauce, el tiempo de duración de la creciente, etc., factores que no se reflejan debidamente en las ecuaciones existentes.

La socavación local en estribos puede ser en agua clara o en lecho móvil (vivo), dependiendo en muchos casos si el estribo se ubica en las márgenes o si está dentro del cauce principal. (MTC & DGCF, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008)

Método de Artamonov

De (MTC & DGCF, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008), Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación que se produce al pie de estribos sino también al pie de espolones o espigones. Depende de los siguientes factores:

- Porción de caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q_1 o Q_2 (ver Figura N°).
- Talud que tienen los lados del estribo ($mH:1.0V$)
- Ángulo entre el eje longitudinal del puente y la corriente (θ).

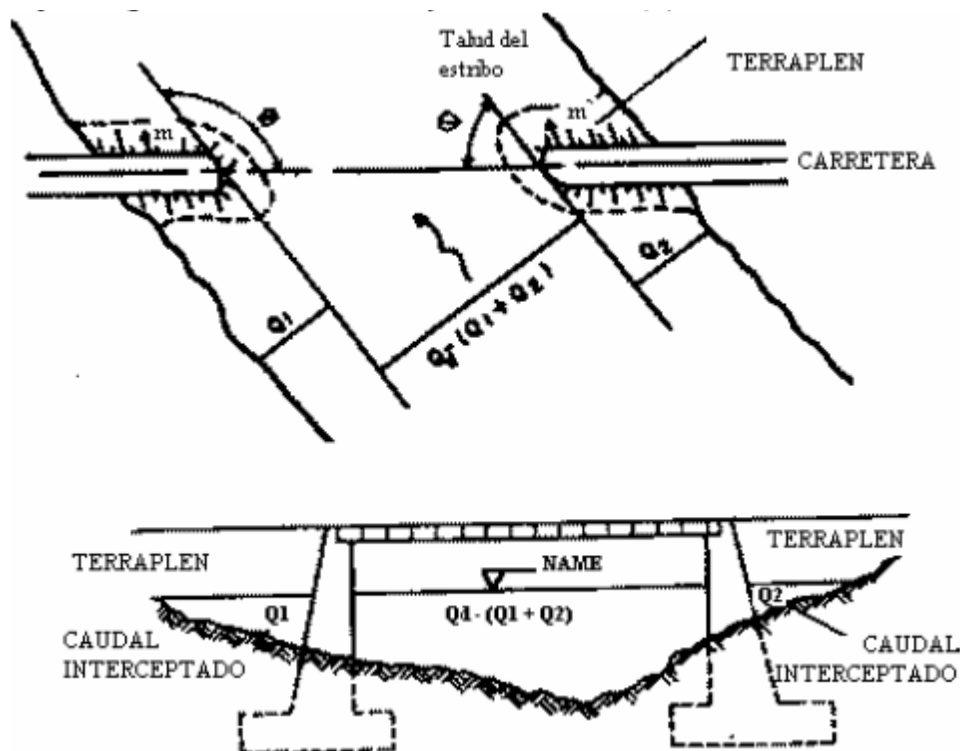


FIGURA 27: Intersección del flujo por los estribos. Metodo de Artamonov

Fuente: (Juárez Badillo & Rico Rodriguez, 1974)

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h$$

H_T : Profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente.

K_θ : Coeficiente que depende del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente (Ver Tabla N° 24).

K_Q : Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo $1Q$ o $2Q$ y el caudal total dQ que escurre por la sección transversal. (Ver Tabla N° 25)

K_m : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo (Ver Tabla N° 26).

h : Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón antes de la socavación.

TABLA 15: Coeficiente de corrección K_{θ} .

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_{θ}	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

Fuente: (Juárez Badillo & Rico Rodriguez, 1974)

TABLA 16: Coeficiente de corrección K_Q .

$Q1/Qd$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_Q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Fuente: (Juárez Badillo & Rico Rodriguez, 1974)

TABLA 17: Coeficiente de corrección K_m .

Talud m	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
K_m	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Fuente: (Juárez Badillo & Rico Rodriguez, 1974)

La siguiente ecuación se usa cuando el puente no está sesgado respecto al flujo ($\theta = 90^\circ$)

y la pared de los estribos es vertical:

$$H_T = K_Q h$$

2.8 CONFIGURACIONES TÍPICAS DE PUENTES EN ARCO

Los puentes en arco son competitivos, económicamente, a partir de los 50 m en arcos de concreto y mayor para arcos en acero, por el mayor costo de su procedimiento constructivo y el arco en sí, que ya representa un elemento más por construir, aparte del tablero de tránsito, por lo que en los límites de estas luces, debe hacerse una comparación económica, con las soluciones en viga o aporticadas alternativas. (Instituto de la Construcción y Gerencia, 2012)

Las configuraciones típicas básicas de los puentes en arco que se construyen en la actualidad corresponden, en su gran mayoría, por el tipo de estructura, en arcos empotrados ó doblemente articulados, y por su posición relativa al tablero de tránsito, en tablero superior, intermedio o inferior. En la siguiente figura se muestran los croquis de estas configuraciones:

a) Arcos Biarticulados

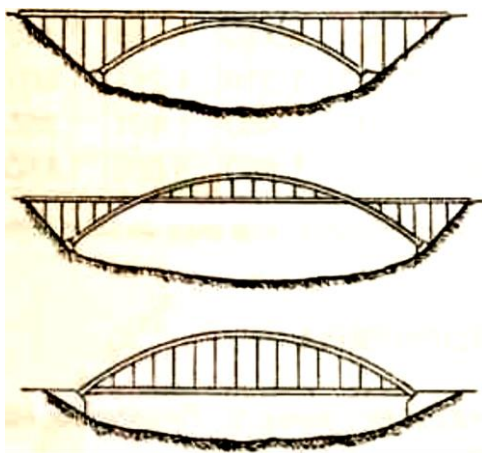
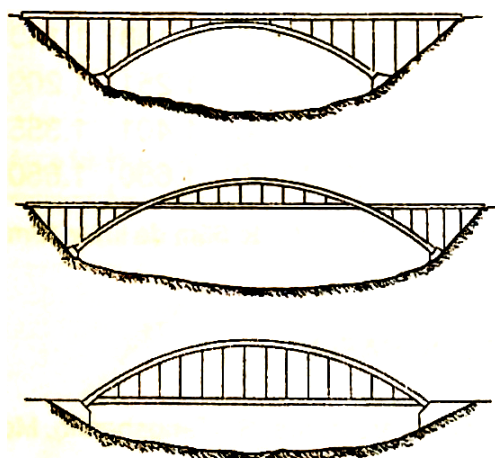


FIGURA 28: Configuraciones básicas puentes biarticulados

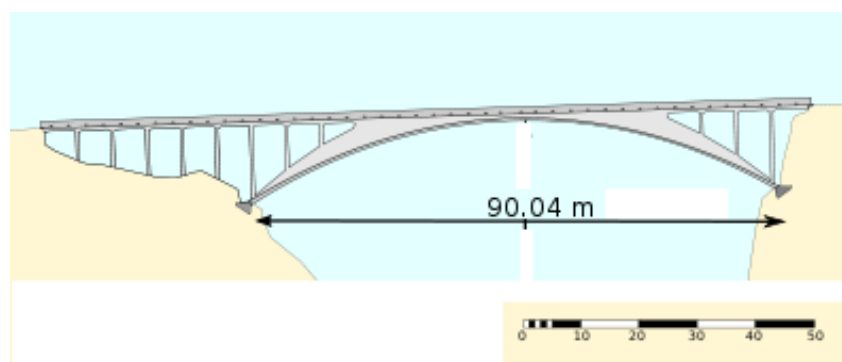
Fuente: (Instituto de la Construcción y Gerencia, 2012)

b) Arcos Empotrados

**FIGURA 29:** Configuración puentes arco empotrados.

Fuente: (Instituto de la Construcción y Gerencia, 2012)

Son muy escasos los arcos tri-articulados, aunque uno de los puentes más conocidos y que figuran en toda reseña antológica de puentes en arcos, sea el Puente tri-articulado de Salginatobel, diseñado por el Ingeniero suizo Robert Maillart, construido en 1930. (Instituto de la Construcción y Gerencia, 2012)

**FIGURA 30:** Ejemplo puente arco

Fuente: www.wikimedia.org

Los arco monoarticulados, no representan ninguna ventaja estructural respecto a las otras configuraciones y no se tiene conocimiento de algún puente construido con este tipo de estructuración.

Sin embargo, estas 2 últimas configuraciones, se han usado como una etapa de construcción, previa a la aplicación de una técnica constructiva llamada compensación de arcos y que se verá más adelante.

Respecto a Puentes en arco, se debe hacer una distinción, cuando el arco es una estructura reticulado o en celosía, que puede considerarse como un pseudo-arco, porque aunque su forma corresponde a un arco, estructuralmente se analiza, más apropiadamente, como un reticulado. (Instituto de la Construcción y Gerencia, 2012)

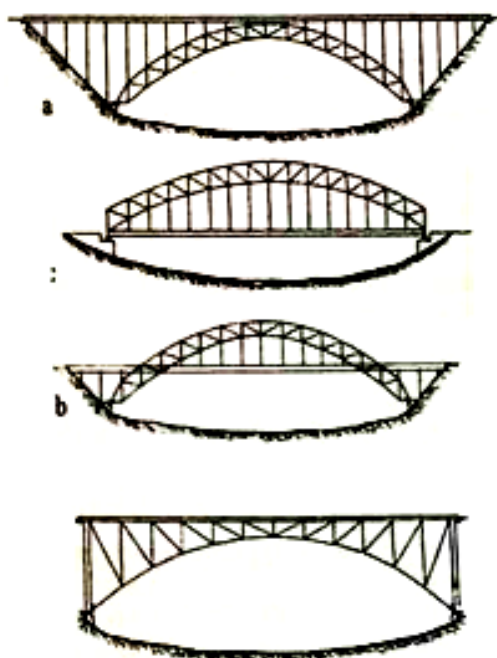


FIGURA 31: Puente arco reticulado

Fuente: (Instituto de la Construcción y Gerencia, 2012)

2.9 EJE DIRECTRIZ DEL ARCO

El eje directriz del arco se selecciona para que sea funicular a la carga aplicada al arco.

Como la curva funicular se halla, gráficamente, para una estructura estáticamente determinada, se determinaría para el arco de tres articulaciones y para otras configuraciones se tendría un valor aproximado, ya que tendría que considerarse, adicionalmente, los esfuerzos producidos por la deformaciones de la estructura.

Igualmente, también tiene que tenerse en cuenta, que la funicular corresponde a un determinado estado de cargas, por lo que para un puente en arco, sometido a condiciones variables de carga viva de tránsito, se tiene que fijar el estado de cargas mas representativo o crítico para encontrar una funicular, tal que los otros casos de carga, produzcan curvas funiculares de cargas que se desvien lo menos posible de la directriz seleccionada.

Para hallar el lugar geométrico de la funicular, asumamos el arco de la figura.

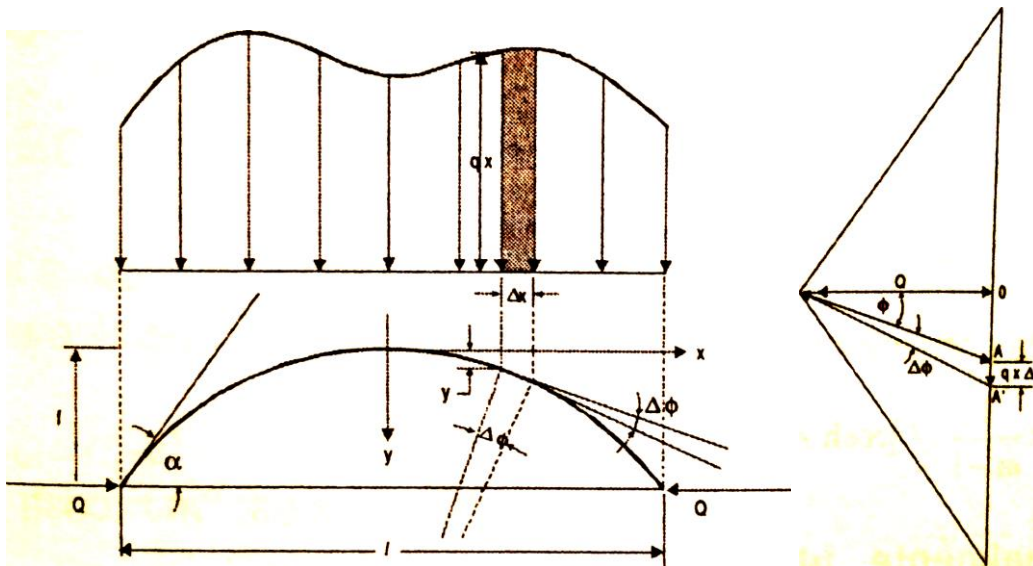


FIGURA 32: Arco para determinar lugar geométrico de la funicular

Fuente (Instituto de la Construcción y Gerencia, 2012)

El triangulo de fuerzas que corresponde a las cargas en el segmento del arco Δx :

$$Q \frac{dy}{dx} = OA$$

$$Q \left[\frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{dy}{dx} \right) \Delta x \right] = OA'$$

La diferencia de estos valores $OA' - OA$, da como resultante el estado de cargas $q_x \Delta x$

Luego:

$$Q \frac{d}{dx} \left(\frac{dy}{dx} \right) \Delta x = OA' - OA = q_x \Delta x$$

Finalmente la ecuación de la funicular es:

$$Q \frac{d^2y}{dx^2} = q_x$$

Funicular para carga uniforme q :

Sea $q_x = q$, uniforme a lo largo del arco:

Luego:

$$Q \frac{d^2y}{dx^2} = q$$

Resolviendo la ecuación diferencial y de la condición, $x=0$, $y=0$ é $y'=0$:

$$y = \frac{qx^2}{2Q}$$

También tenemos, para $x=L/2$, $Y=f$:

$$f = \frac{ql^2}{8Q}$$

El empuje isostático es:

$$Q = \frac{ql^2}{8f}$$

Luego, la ecuación de la funicular es la parábola:

$$y = \frac{4f}{l^2} x^2$$

Con el inicio del eje de coordenadas en el inicio del arco.

$$y = 4f \left(1 - \frac{x}{L}\right) \cdot \frac{x}{L}$$

CAPITULO III

INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1 ESTUDIOS BASICOS

3.1.1 ESTUDIO TOPOGRAFICO

3.1.1.1 UBICACION GEOGRAFICA

Localidad : Putina
 Distrito : Putina
 Provincia : San Antonio de Putina
 Región : Puno



IMAGEN 3: Ubicación geográfica de proyecto de puente.

FUENTE: Elaboración propia.

3.1.1.2 ANTECEDENTES.-

El estudio corresponde al proyecto de tesis: "Análisis Comparativo del Diseño Estructural de Alternativas de Puentes Urbanos para los Barrios Unión Putina y Libertad de la Localidad de Putina", La zona es urbana por lo que se recurrió a datos y estudios elaborados por la municipalidad provincial de San Antonio de Putina. En la zona fue difícil de encontrar el BM y/o Auxiliar, por lo que en el reconocimiento del Área de Estudio se planteó la estrategia de tomar como base un plano catastral y digital realizado por COFOPRI con Numero de Plano 0138-COFOPRI-2009-OZPUNO y archivo 0138-B-SANTGIRAL-PUTINA-PUNO de fecha 15 de setiembre del 2009, documento adquirido en la Municipalidad Provincial de San Antonio de Putina para el levantamiento del Área de Estudio.

3.1.1.3 OBJETIVO.-

El principal objetivo fue la de obtener un plano topográfico en su verdadera dimensión con puntos de control en cantidad suficiente que permita verificar las cotas y tener cotas de referencia para los trabajos de la obra, optimizando datos para elaborar el presente proyecto acorde al relieve el terreno.

3.1.1.4 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA.-

La zona del Proyecto se halla ubicada estratégicamente entre dos barrios muy importantes de la localidad de Putina el barrio Unión Putina (que pertenece al centro poblado de Putina) y el barrio Libertad (que pertenece al Centro poblado de Santiago Giraldo), ambos barrios están físicamente divididos por El rio Putina. En el Barrio Unión Putina se encuentra la zona administrativa (Municipalidad Provincial y Piscina municipal) y zona urbana, en tanto que en el barrio Libertad se proyecta una zona muy

comercial de hoteles, restaurants, bancos, terminales, estadio, mercados y ferias. El presente del Proyecto pretende unir estas dos zonas muy importantes de la localidad de Putina, para alcanzar el desarrollo.

3.1.1.5 METODOLOGIA DE TRABAJO EJECUTADO.-

a.- EN CAMPO.-

Se tomó como referencia las coordenadas del plano Catastral de COFOPRI, se estacionó la Estación Total, fijándose como punto “A” de la poligonal abierta, se tomo una vista atras de una coordenada levantada en el plano catastral y se procedió con el barrido de puntos, tomando todos los detalles necesarios para la ubicación de las estructuras proyectadas como son los estribos y los ejes de las vías.

Se tomaron puntos en los ejes de vías 100 metros a ambos lados y en el eje de rio para el estudio hidráulico 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo de acuerdo al manual de diseño de Puentes del MTC.

Durante los trabajos de Batimetría o toma de puntos en el rio , se observo un flujo laminar por la pendiente mínima y bajo caudal del rio, los suelos presentes eran areno limosos.

Equipo topográfico y recurso humano empleado; Se levantó en el mes de octubre y diciembre; el clima fue de bastante sol, con un equipo calibrado para esa temperatura y la facilidad de que el proyecto se encuentra en el centro de la localidad de Putina, facilito el traslado de los equipos.

La brigada estuvo compuesta por:

- Jefes de Equipo : (Tesisistas)
- Topógrafo:

- Personal para la prisma:
- Personal de Apoyo:

Los equipos usados fueron:

- Estación Total TOPCOM 101.
- 03 Prismas.
- Cinta metálica (wincha)
- GPS Garmin
- Estación Total SOKIA. (para batimetría)
- Implementos de Seguridad (chalecos con cinta reflectiva, traje impermeable para estudio de batimetría)

b.- EN GABINETE.-

Se procesaron los puntos de la libreta topográfica (electrónica) previa verificación de los puntos de la poligonal con los puntos catastrales del plano elaborado por COFOPRI .todos la base de puntos fue trabajados en una computadora (Toshiba Satellite A665 con Windows 7 Home Premium), con la ayuda del software CIVIL 3D, para obtener las curvas de nivel obteniendo una topografía lo más real a la superficie del terreno, dejando expedito para el proyecto.

c.- DETERMINACIÓN DE COORDENADAS.-

Para cumplir con este ítem se ha procedido de la siguiente manera:

La base de puntos obtenida en archivo de la estación total SOKIA, se exporto en archivo con extensión *.csv mediante el Software Prolink v.1.15 de la marca SOKIA.

La nueva base de datos en archivo *.csv obtenida se procedió a importar en un Software que trabaja con extensión *.dwg, el mismo que ubico las coordenadas para el trazo del plano.

d.- PLANO.-

Resultado de los ajustes en el proceso de gabinete con la interpolación de puntos según el levantamiento se obtuvo el Plano Topográfico para la presentación a escala que se indica en el plano y las cotas de nivel a 1 m, según las disposiciones vigentes para el diseño de Puentes.

3.1.1.6 CONCLUSIÓN.-

- Los resultados obtenidos en el presente Informe Topográfico, han sido compatibilizados con los alcances del objetivo, con la descripción de la zona en estudio, el Equipo Topográfico (corregido); el recurso humano empleado y las correcciones efectuadas en gabinete, obteniendo el Plano Topográfico que tiene coherencia con el relieve o perfil del terreno materia de estudio.
- Para simple inspección se adjunta la toma fotográfica del terreno.

3.1.1.7 ANEXO

DATOS DE LIBRETA DE CAMPO ELECTRONICA

(Archivo de extencion *.csv)

TABLA 18: Datos de libreta de campo electrónica

Punto N°	Norte	Este	Cota	Descripción
1	8351322.22	406934.457	3862.1	EST, A
2	8351285.74	406919.864	3861.355	V. ATRAS
3	8351319.1	406933.512	3860.242	RELLENO
4	8351318.58	406937.009	3858.374	RIO
5	8351319.06	406933.233	3861.924	MURO
6	8351312	406935.992	3858.416	RIO
7	8351315.59	406931.862	3861.044	POSTE
8	8351313.04	406932.648	3860.57	RELLENO
9	8351312.37	406934.279	3859.719	RELLENO
10	8351298.9	406924.048	3861.387	ESQUINA
11	8351298.9	406935.805	3858.409	RIO
12	8351299.43	406931.304	3860.014	RELLENO
13	8351287.29	406929.19	3862.014	MURO
14	8351285.17	406921.01	3861.347	ESQUINA
15	8351290.3	406934.577	3858.393	RIO
16	8351287.45	406928.623	3861.279	VEREDA
17	8351290.8	406930.356	3859.221	RELLENO
18	8351278.21	406927.863	3860.618	RELLENO
19	8351278.74	406932.41	3858.402	RIO
20	8351275.47	406918.194	3861.337	ESQUINA
21	8351273.55	406924.028	3861.167	BUZON
22	8351263.58	406929.672	3858.363	RIO
23	8351264.84	406925.558	3859.623	RELLENO
24	8351262.48	406916.565	3861.298	POSTE
25	8351273.77	406928.497	3861.199	BUZON
26	8351244.16	406920.513	3861.318	VEREDA
27	8351243.08	406926.046	3858.427	RIO
28	8351244.02	406921.079	3862.095	MURO
29	8351244.01	406921.785	3859.372	RELLENO
30	8351223.48	406907.068	3861.345	POSTE
31	8351221.86	406922.863	3858.445	RIO
32	8351212.05	406914.02	3862.177	MURO

Punto N°	Norte	Este	Cota	Descripción
33	8351215.65	406916.709	3859.107	RELLENO
34	8351207.5	406912.436	3861.405	VEREDA
35	8351200.31	406921.77	3858.317	RIO
36	8351201.77	406915.323	3858.571	RELLENO
37	8351194.77	406910.264	3862.164	MURO
38	8351195.63	406911.077	3860.218	RELLENO
39	8351195.61	406910.812	3860.3	RELLENO
40	8351185.89	406909.613	3859.979	RELLENO
41	8351180.63	406907.334	3862.228	MURO
42	8351191.99	406916.083	3858.314	RIO
43	8351186.25	406901.632	3861.599	VEREDA
44	8351181.87	406901.672	3862.227	VEREDA
45	8351176.41	406903.925	3863.206	VEREDA
46	8351172.02	406900.183	3863.092	PUENTE
47	8351175.22	406906.169	3863.472	PUENTE
48	8351175.36	406906.539	3862.112	MURO
49	8351172.71	406904.788	3863.361	EJE-ESTRIB
50	8351162.7	406921.918	3863.377	EJE-TROCHA
51	8351151.8	406938.975	3863.305	EJE-TROCHA
52	8351154	406940.119	3863.425	PUENTE
53	8351155.78	406939.502	3861.834	MURO
54	8351157.78	406933.822	3858.287	RIO
55	8351155.79	406939.527	3861.832	MURO
56	8351162.78	406941.148	3858.408	RELLENO
57	8351171.16	406950.445	3860.456	RELLENO
58	8351171.31	406951.117	3861.836	MURO
59	8351183.47	406951.811	3858.297	RIO
60	8351181.96	406954.085	3860.052	RELLENO
61	8351201.94	406953.583	3858.391	RIO
62	8351183.34	406954.922	3861.891	MURO
63	8351200.24	406958.085	3860.277	RELLENO
64	8351200.02	406958.542	3861.877	MURO
65	8351218.53	406954.058	3858.385	RIO
66	8351202.86	406961.171	3861.466	ESQUINA
67	8351218.14	406957.419	3860.054	RELLENO
68	8351218	406959.429	3860.205	RELLENO
69	8351219.33	406959.642	3861.86	MURO
70	8351252.04	406954.424	3858.434	RIO

Punto N°	Norte	Este	Cota	Descripción
71	8351220.37	406962.11	3861.424	RELLENO
72	8351252.42	406958.656	3859.914	RELLENO
73	8351251.77	406961.164	3860.247	RELLENO
74	8351251.72	406961.408	3861.851	MURO
75	8351270.61	406953.938	3858.38	RIO
76	8351256.08	406963.969	3861.166	RELLENO
77	8351272.98	406960.303	3859.84	RELLENO
78	8351271.8	406962.278	3860.076	RELLENO
79	8351272.26	406962.358	3861.891	MURO
80	8351277.75	406955	3858.367	RIO
81	8351272.11	406965.55	3860.528	ESQUINA
82	8351275.44	406961.979	3859.009	RELLENO
83	8351287.84	406958.501	3858.397	RIO
84	8351286.76	406961.062	3859.965	RELLENO
85	8351286.64	406962.98	3860.081	RELLENO
86	8351287.94	406965.474	3859.968	ESQUINA
87	8351309.72	406961.699	3858.516	RIO
88	8351309.35	406963.538	3859.835	RELLENO
89	8351288.76	406963.189	3861.895	MURO
90	8351308.37	406967.247	3860.021	RELLENO
91	8351338	406966.229	3858.376	RIO
92	8351310.55	406971.242	3860.38	ESQUINA
93	8351310.83	406967.84	3861.921	MURO
94	8351313.46	406968.286	3860.036	RELLENO
95	8351338.09	406968.078	3859.919	RELLENO
96	8351337.24	406973.744	3860.034	RELLENO
97	8351336.71	406978.166	3860.531	ESQUINA
98	8351336.89	406973.778	3861.9	MURO
99	8351355.5	406971.378	3858.627	RIO
100	8351355.22	406972.824	3859.996	RELLENO
101	8351375.22	406983.144	3860.333	RELLENO
102	8351353.71	406977.424	3860.372	RELLENO
103	8351353.44	406982.54	3860.336	ESQUINA
104	8351400.67	406988.356	3861.9	MURO
105	8351405.09	406984.506	3858.435	RIO
106	8351398.23	406994.636	3860.867	ESQUINA
107	8351403.42	406989.786	3860.763	RELLENO
108	8351404.17	406985.082	3859.56	RELLENO

Punto N°	Norte	Este	Cota	Descripción
109	8351402.77	406988.8	3859.979	RELLENO
110	8351412.78	406992.617	3861.892	MURO
111	8351409.2	407001.989	3860.579	ESQUINA
112	8351418.52	406991.622	3858.501	RIO
113	8351414.19	406993.901	3860.671	RELLENO
114	8351418.37	406992.288	3859.841	RELLENO
115	8351417.63	406994.774	3860.157	RELLENO
116	8351446.94	407002.939	3858.348	RIO
117	8351474.87	407045.923	3861.698	ESQUINA
118	8351444.7	407006.936	3860.02	RELLENO
119	8351489.99	407027.58	3861.881	MURO
120	8351491.84	407023.404	3858.387	RIO
121	8351491.18	407027.855	3859.898	RELLENO
122	8351505.82	407034.647	3862	MURO
123	8351507.66	407032.291	3858.443	RIO
124	8351486.97	407054.396	3861.614	ESQUINA
125	8351505.87	407034.693	3859.609	RELLENO
126	8351508.57	407036.792	3862.602	EJE-PUENTE
127	8351508.56	407036.791	3862.603	EJE-PUENTE
128	8351520.84	407021.73	3862.606	EJE-PUENTE
129	8351533.4	407006.43	3862.622	EJE-PUENTE
130	8351529.99	407005.572	3862.089	MURO
131	8351489.94	406968.068	3861.236	ESQUINA
132	8351528.74	407008.927	3858.396	RIO
133	8351526.66	407003.504	3861.281	VEREDA
134	8351529.56	407005.801	3859.299	RELLENO
135	8351479.1	406983.254	3862.045	POSTE
136	8351497.56	406995.325	3858.417	RIO
137	8351498.6	406992.15	3859.874	RELLENO
138	8351475.08	406981.501	3862.023	MURO
139	8351475.24	406985.363	3858.425	RIO
140	8351474.02	406980.383	3861.215	VEREDA
141	8351474.62	406981.467	3860.256	RELLENO
142	8351452.99	406975.699	3858.398	RIO
143	8351454.03	406972.776	3859.404	RELLENO
144	8351454.14	406972.391	3861.981	MURO
145	8351416.49	406960.563	3858.395	RIO
146	8351416.89	406957.148	3859.033	RELLENO

Punto N°	Norte	Este	Cota	Descripción
147	8351417.01	406956.65	3861.945	MURO
148	8351391.24	406951.994	3858.368	RIO
149	8351415.18	406955.443	3861.056	VEREDA
150	8351392.27	406936.855	3861.189	ESQUINA
151	8351391.76	406950.012	3859.18	RELLENO
152	8351384.33	406935.537	3861.48	ESQUINA
153	8351362.91	406945.635	3858.376	RIO
154	8351378.97	406945.966	3861.856	MURO
155	8351363.76	406942.596	3859.409	RELLENO
156	8351376.95	406944.853	3861.001	VEREDA
157	8351339.23	406941.865	3858.399	RIO
158	8351362.69	406941.94	3861.86	MURO
159	8351338.07	406937.153	3859.914	RELLENO
160	8351362.55	406941.324	3861.057	VEREDA
161	8351326.35	406938.533	3858.378	RIO
162	8351326.71	406934.734	3860.128	RELLENO
163	8351333.62	406921.747	3861.305	ESQUINA
164	8351330.71	406934.567	3861.088	VEREDA
165	8351324.56	406934.056	3861.934	MURO
166	8351314.49	406932.548	3861.943	REFE
167	8351309.53	406916.231	3861.173	BUZON
168	8351318.07	406917.155	3861.475	POSTE
169	8351315.6	406914.641	3861.547	ESQUINA
170	8351308.93	406910.442	3861.341	ESQUINA
171	8351304.03	406916.73	3861.459	ESQUINA
172	8351298.36	406924.405	3861.389	ESQUINA
173	8351296.78	406927.095	3861.326	EJE-TROCHA
174	8351296.43	406929.937	3861.288	VEREDA
175	8351307.49	406909.4	3861.447	ESQUINA
176	8351310.02	406909.089	3861.429	ESQUINA
177	8351298.88	406923.836	3861.402	ESQUINA
178	8351305.34	406912.539	3861.285	EJE-TROCHA
179	8351297.26	406901.729	3861.443	ESQUINA
180	8351295.21	406904.38	3861.339	EJE-TROCHA
181	8351313.2	406911.284	3861.383	EJE-TROCHA
182	8351284.29	406924.735	3861.179	EJE-TROCHA
183	8351273.92	406918.264	3861.326	ESQUINA
184	8351271.66	406925.699	3861.139	VEREDA

Punto N°	Norte	Este	Cota	Descripción
185	8351220.15	406904.875	3861.339	ESQUINA
186	8351217.13	406914.527	3861.399	VEREDA
187	8351219.14	406909.801	3861.244	EJE-TROCHA
188	8351328.94	406934.169	3861.088	VEREDA
189	8351331.05	406927.806	3860.92	EJE-TROCHA
190	8351384.44	406935.149	3861.398	ESQUINA
191	8351393.88	406937.256	3861.185	ESQUINA
192	8351379.76	406939.689	3860.862	EJE-TROCHA
193	8351306.69	406918.437	3861.167	EST, C
194	8351336.85	406875.442	3862.698	ESQUINA
195	8351347.33	406869.447	3863.261	ESQUINA
196	8351368.1	406843.048	3865.177	ESQUINA
197	8351365.31	406839.392	3865.176	ESQUINA
198	8351372.03	406836.529	3865.306	ESQUINA
199	8351292.09	406906.588	3861.414	ESQUINA
200	8351285.94	406901.452	3861.735	ESQUINA
201	8351250.42	406867.806	3861.551	ESQUINA
202	8351245.26	406858.919	3861.588	ESQUINA
203	8351292.48	406895.358	3861.53	ESQUINA
204	8351290.21	406896.01	3861.551	ESQUINA
205	8351258.86	407019.723	3860.458	EST, D
206	8351272.18	406965.542	3860.519	ESQUINA
207	8351272.64	406962.911	3861.886	MURO
208	8351288.63	406963.223	3861.889	MURO
209	8351287.92	406965.513	3859.956	ESQUINA
210	8351268.21	407024.534	3860.725	ESQUINA
211	8351266.36	407030.009	3860.789	ESQUINA
212	8351263.58	407038.988	3861.01	ESQUINA
213	8351311.31	407107.265	3861.011	ESQUINA
214	8351231.92	407056.166	3861.552	ESQUINA
215	8351221.92	407061.798	3861.92	ESQUINA
216	8351303.96	407111.361	3861.753	ESQUINA
217	8351221.19	407044.184	3861.846	ESQUINA
218	8351187.34	407080.83	3863.396	ESQUINA
219	8351266.6	407038.149	3860.698	ALCANTARIL
220	8351267.66	407037.53	3860.698	ALCANTARIL
221	8351267.28	407016.266	3860.474	ALCANTARIL
222	8351266.23	407015.91	3860.501	ALCANTARIL

Punto N°	Norte	Este	Cota	Descripción
223	8351264.51	407031.167	3860.603	ALCANTARIL
224	8351262.91	407031.708	3860.636	ALCANTARIL
225	8351265.16	407023.577	3860.51	ALCANTARIL
226	8351176.47	407087.33	3863.797	EST, E
227	8351179.14	407066.014	3863.883	ESQUINA
228	8351177.22	407066.779	3863.543	VEREDA
229	8351165.87	407072.641	3863.667	VEREDA
230	8351147.44	407028.449	3863.758	VEREDA
231	8351143.13	407018.666	3863.678	VEREDA
232	8351145.2	406999.574	3863.547	VEREDA
233	8351141.32	406989.66	3863.217	ESQUINA
234	8351121.14	406945.511	3863.026	VEREDA
235	8351116.75	406939.304	3863.216	VEREDA
236	8350992.33	406658.341	3865.229	EST, F
237	8351323.35	406939.563	3857.694	201
238	8351323.19	406940.684	3857.427	RIO 2
239	8351323.03	406941.176	3857.321	RIO 3
240	8351336.2	406941.862	3858.13	RIO 4
241	8351336.14	406942.793	3857.509	RIO 5
242	8351335.92	406943.334	3857.225	RIO 5
243	8351335.85	406943.027	3857.281	RIO 6
244	8351362.92	406947.641	3857.574	RIO 7
245	8351367.91	406949.424	3857.521	RIO 8
246	8351367.47	406949.831	3857.496	RIO 9
247	8351421.34	406967.016	3857.822	RIO 10
248	8351421.24	406968.792	3857.856	RIO 11
249	8351529.83	407009.896	3858.487	RIO12PUENTE
250	8351528.06	407012.125	3858.241	RIO12PUENTE
251	8351524.84	407016.198	3858.265	RIO13PUENTE
252	8351522.3	407019.663	3858.232	RIO14PUENTE
253	8351518.84	407020.894	3858.213	RIO15PUENTE
254	8351522.59	407022.577	3858.207	RIO16PUENTE
255	8351517.57	407021.034	3858.221	RIO17Puente_p
256	8351519.29	407024.543	3858.186	RIO18Puente..
257	8351516.32	407027.571	3858.207	RIO19Puente..
258	8351513.15	407031.048	3858.135	RIO20Puente..
259	8351511.2	407033.544	3858.134	RIO21Puente..
260	8351500.81	407031.784	3859.889	RIO22Puente..

Punto N°	Norte	Este	Cota	Descripción
261	8351495.55	407022.94	3858.028	RIO23Puente..
262	8351496.68	407020.553	3858.016	RIO24Puente..
263	8351492.8	407015.845	3857.991	RIO25Puente..
264	8351476.2	407003.203	3857.773	RIO26Puente..
265	8351452.29	406990.488	3857.968	RIO27Puente..
266	8351420.25	406986.259	3857.732	RIO28Puente..
267	8351411.5	406979.512	3857.717	RIO29Puente..
268	8351396.55	406972.507	3857.72	RIO30.....e..
269	8351376.79	406963.939	3857.713	RIO31.....e..
270	8351363.79	406960.868	3857.678	RIO32.....e..
271	8351339.57	406954.312	3857.632	RIO33.....e..
272	8351315.07	406950.932	3857.62	RIO34.....e..
273	8351301.39	406950.661	3857.647	RIO35.....e..
274	8351291.9	406950.519	3857.631	RIO37.NUEV/PUE
275	8351284.14	406956.833	3858.469	RIO38.NUEV/PUE
276	8351247.1	406950.341	3857.827	RIO39.....
277	8351236.01	406946.626	3857.773	RIO40.....
278	8351221.63	406946.504	3857.804	RIO41.....
279	8351203.88	406944.176	3857.864	RIO42.....
280	8351194.8	406940.125	3858.066	RIO43.....
281	8351196.2	406934.203	3858.128	RIO44.....
282	8351197.52	406928.24	3858.13	RIO45.....
283	8351200.23	406921.545	3858.221	RIO46.....
284	8351168.61	406910.524	3857.904	RIO46.PUENTE2.
285	8351167.64	406912.775	3857.884	RIO48.PUENTE2.
286	8351165.62	406916.205	3857.92	RIO49.PUENTE2.
287	8351164.57	406918.573	3857.969	RIO50.PUENTE2.
288	8351163.5	406919.989	3857.728	RIO51.PUENTE2.
289	8351164.03	406921.826	3857.824	RIO52.PU2/VERT1
290	8351162.54	406921.15	3857.85	RIO54.PU2/.....
291	8351161.13	406920.17	3857.808	RIO52.PU2/VERT2
292	8351161.02	406923.083	3857.812	RIO53.PU2/.....
293	8351159.68	406925.59	3857.884	RIO54.PU2/.....
294	8351158.44	406928.174	3857.97	RIO55.PU2/.....
295	8351157.16	406929.978	3857.94	RIO56.PU2/.....
296	8351154.58	406933.203	3858.224	RIO57.PU2/.....
297	8351322.22	406934.457	3862.1	P164

FUENTE: *Elaboración propia.*

PANEL FOTOGRAFICO.-



IMAGEN 4: Vista de instalación de equipo en primera estación para iniciar levantamiento topográfico.

FUENTE: Elaboración propia.



IMAGEN 5: Ubicación de prismas en zona de puente construido aguas abajo de proyecto.,

FUENTE: Elaboración propia.



IMAGEN 6: Ubicación de prismas en zona de puente construido aguas abajo de proyecto.

FUENTE: Elaboración propia.



IMAGEN 7: Ubicación de estación total en zona con bastante visibilidad.

FUENTE: Elaboración propia.



IMAGEN 8: Ubicación de prismas en zona de puente construido aguas abajo de proyecto.

FUENTE: Elaboración propia.



IMAGEN 9: Inicio de levantamiento batimétrico en cauce de río.

FUENTE: Elaboración propia.

3.1.2 ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO

3.1.2.1 GENERALIDADES

- **Según Chow, V. T. (1994)**, “Hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.”
- **Según, Monsalve, S. (1998)**, menciona, “La hidrología versa sobre el agua de la tierra, su existencia y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su influencia en el medio ambiente, incluyendo su relación con los seres vivos. El dominio de la hidrología abarca la historia completa del agua sobre la tierra”.
- **Según Aparicio F. (1997)**, “Es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia circulación distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente incluyendo a los seres vivos.
- **Según, Chow V. T, (1994)**, “Puede considerarse que la hidrológica abarca todas las ciencias hídricas. En una forma más estricta, puede definirse como el estudio del ciclo hidrológico es decir, la circulación ininterrumpida del agua entre la tierra y la atmósfera. El conocimiento hidrológico se aplica al uso y control de los recursos hidráulicos en los continentes del planeta.

3.1.2.2 OBJETIVOS DE ESTUDIO

- El presente estudio, persigue alcanzar los siguientes objetivos:
- Evaluar desde el punto de vista hidrológico el proyecto de puente ubicado entre los barrios Unión Putina y Libertad de la localidad de Putina.

- Evaluar los características hidrológicas y geomorfológicas de la cuenca que vierte las aguas del Rio Putina, hasta el punto de interés.
- Proponer las diversas obras que requiere ser proyectadas de acuerdo a la evaluación de las estructuras existentes y a la existencia hidrológica e hidrodinámica del área del Proyecto Vial con la finalidad de garantizar su estabilidad y permanencia

3.1.2.3 UBICACION DEL PROYECTO

El proyecto del Puente del presente estudio, se encuentra ubicado en el departamento de Puno, Provincia de San Antonio de Putina, Distrito de Putina, Geográficamente dicho puente está comprendido aproximadamente entre las coordenadas: longitud 406946.8947, latitud 8351292.0197 y altitud 3862 msnm.

3.1.2.4 CARACTERISTICAS FISICAS Y MORFOLOGICAS DE LA CUENCA

Son parámetros que cuantifican la configuración física y morfológica de la cuenca; en seguida se detallan los parámetros considerados para este análisis.

INFORMACION CARTOGRAFICA

Se utilizó la siguiente información:

- Carta nacional por el instituto Geográfico Nacional (IGN), a escala 1:100 000, habiéndose empleado las siguientes:
 - Hoja 29-V
 - Hoja 29-X
 - Hoja 29-Y
 - Hoja 30-V
 - Hoja 30-X

- Hoja 30-Y
- Hoja 31-X
- o Planos proporcionados por el levantamiento topográfico de la tesis.

3.1.2.4.1 SUPERFICIE DE LA CUENCA

Se refiere al área proyectada sobre un plano horizontal, medida dentro de los límites de la cuenca definida por líneas cumbre (**Divortium Aquarium**) como se muestra en la figura:

$$\text{Área de la cuenca} = A \text{ (km}^2\text{)}$$

$$A = 1837.86 \text{ km}^2$$

3.1.2.4.2 PERIMETRO DE LA CUENCA

Es el contorno de la cuenca, igual a la longitud de la línea de Divortium Aquarium.

$$\text{Perímetro de la cuenca} = P \text{ (km.)}$$

$$P = 270.47 \text{ km}$$

3.1.2.4.3 LONGITUD PRINCIPAL

Recibe este nombre, el mayor cauce longitudinal que tiene una cuenca determinada, es decir, el mayor valor recorrido que realiza el río desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidad hasta el punto de interés.

$$\text{Longitud del cauce} = L_c \text{ km}$$

$$L_c = 69.85 \text{ km}$$

3.1.2.4.4 ALTITUD MAXIMA Y MINIMA DEL CAUCE DEL RIO

Referida al nivel medio de las aguas del mar.

$$H_{max} = 5050.00 \text{ m. s. n. m.}$$

$$H_{min} = 3875.00m. s. n. m.$$

3.1.2.4.5 FORMA GENERAL DE LA CUENCA

a) Ancho promedio de la cuenca (A_p)

Es la relación entre el área de la cuenca y la longitud mayor del curso del río.

$$A_p = \frac{A}{L_c} \dots\dots\dots (Ec. 41)$$

Dónde:

A_p =Ancho promedio de la cuenca (km)

A = Area de la cuenca (km^2)

L_c =Longitud mayor del río (km)

$$A_p = 26.31km$$

b) Coeficiente de compacidad de gravelius o índice de compacidad

Coeficiente adimensional que nos da una idea de la forma de la cuenca, es la relación entre el Área (A) y el Perímetro (P), tiene notoria influencia en la respuesta hidrográfica de una cuenca.

El índice más usualmente admitido para representar esta característica es el Coeficiente De Compacidad de Gravelius os= simplemente Índice de Compacidad, que queda definido por la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área (P_o):

$$I_c = \frac{P}{P_o} ; A = A_o$$

Tenido en cuenta que:

$$A_o = \pi * r^2 ; r = \sqrt{A_o/\pi}$$

Remplazamos el valor de "r" en:

$$P_o = 2 * \pi * r \ ; \ P_o = 2 * \sqrt{\pi * A_o}$$

La fórmula general es:

$$I_c = 0.282 * \frac{P}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots \text{(Ec. 42)}$$

Dónde:

P =Perímetro de la cuenca en Km

A =Área de la cuenca en Km^2

Generalmente en cuencas muy alargas el valor I_c , es mayor que 2

$$I_c = 1.779$$

El valor I_c es menor que 2 por lo que indica que es una cuenca muy redonda y por lo tanto esta mas expuesta a las crecidas que una cuenca alargada.

c) Factor de forma

Es la relación entre el ancho promedio de la cuenca (A_p) y la longitud del curso de agua más largo (L_c) expresado de la siguiente manera:

$$F_f = \frac{A_p}{L_c} \dots\dots\dots \text{(Ec. 43)}$$

Dónde:

F_f =Factor de forma

A_p =Ancho promedio de la cuenca (km)

L_c =Longitud mayor del rio (km)

Una cuenca con factor de forma baja, está sujeta a menos crecidas que otra del mismo tamaño pero con un factor de forma mayor. Este valor es adimensional.

$$F_f = \frac{24.99}{147}$$

$$F_f = 0.377$$

Con este valor $F_f = 0.377$ la cuenca del río Putina está sujeto a crecidas continuas.

3.1.2.4.6 SISTEMA DE DRENAJE

El sistema de drenaje de una cuenca está formado por un curso de agua principal y sus tributarios, obsérvese que por lo general, que cuanto más largo sea el curso de agua principal más llena de bifurcaciones será la red de drenaje.

Con la finalidad de determinar las características de dicha red, se define los siguientes índices:

a) **Grado de ramificación:**

Para definir en grado de ramificación de un curso de agua principal (según Horton), se ha considerado el número de bifurcaciones que presenta sus bifurcaciones, asignándole un orden a cada uno de ellos en forma creciente desde el curso principal hasta el encuentro con la divisoria de la cuenca.

El grado de ramificación de la cuenca del río Putina alcanza un sexto (6^{10}) grado.

b) **Densidad de drenaje:**

Indica la relación entre la longitud total de los cursos de agua: efímeros, intermitentes, o perennes de una cuenca (L_i) y el área total de la misma cuenca (A).

Valores altos de densidad refleja una cuenca bien drenada que debería responder relativamente rápido al influjo de la precipitación, influirán inmediatamente sobre las descargas de los ríos.

En nuestro caso la longitud total de los cursos de agua es: $L_i = 5855 \text{ km}$

La expresión es la siguiente:

$$D_d = \frac{L_i}{A} \dots\dots\dots \text{(Ec. 44)}$$

Dónde:

D_d =Densidad de Drenaje (km/km^2).

L_i =Longitud total del curso de agua (km)

A =Area de la cuenca (km^2)

$$D_d = \frac{3448}{1837}$$

$$D_d = 1.87 \text{ km}/km^2$$

German Monsalve (1995), refiere que D_d usualmente toma los siguientes valores:

Entre $0.5 \text{ km}/km^2$ para cuencas con drenaje pobre.

Hasta $3.5 \text{ km}/km^2$ para hoyos excepcionalmente bien drenadas.

Por lo tanto la cuenca del rio Putina se encuentra bien drenado.

3.1.2.4.7 PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

La pendiente media del rio es un parámetro empleado para determinar la declividad de un curso de agua entre dos puntos se determina mediante la siguiente relación: según HORTON, NASH, ALBORD Y RECTANGULO EQUIVALENTE.

$$S = \frac{H_{max}-H_{min}}{A^{0.5}} \dots\dots\dots \text{(Ec. 45)}$$

Dónde:

S =Pendiente media del rio.

A =Area de la cuenca (km^2).

H_{max} =Altitud máxima referida al nivel medio de las aguas del mar.

H_{min} =Altitud mínima referida al nivel medio de las aguas del mar.

$S = 0.0292$

$S = 2.92\%$

TABLA 19: Resumen de los parámetros geomorfológicos

DATOS GENERALES DE LA CUENCA	
Nombre de la Cuenca	Lloquecolla, Alto Huancané, Inchupalla, Medio Alto Huancané
Área Total de la Cuenca (A)	1837.86 km ²
perímetro total de la Cuenca (P)	270.47 km
Longitud del Cauce Principal (L)	69.85 km
FORMA DE LA CUENCA	
Ancho Promedio (A_p)	26.31 km
Índice de Compacidad (I_c)	1.779
Factor de Forma (F_f)	0.377
SISTEMA DE DRENAJE	
Grado de ramificación Orden	sexto (6 ^{to}) grado
Densidad de Drenaje	1.87 km/km ²
PENDIENTE PROMEDIO S (m/m)	0.0292
GRADO DE RESPUESTA A LAS	buena y moderada
PRESIPITACIONES	

FUENTE: Elaboración propia.

3.1.2.4.8 ANALISIS DE MAXIMAS AVENIDAS

El término de estudio de máximas avenidas está referido a realizar el análisis de frecuencias de valores extremos máximos. Los resultados de máximas avenidas pueden

ser utilizados para muchos propósitos en ingeniería, el trabajo que realizamos permite determinar la longitud del puente y la altura de los muros de encauzamiento y subestructura (Estribos y pilares).

a) Precipitación pluvial

La precipitación dentro de la cuenca del río San Antón, se obtendrá en base a los datos proporcionados por el Servicio de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), y de 04 estaciones vigentes dentro de la cuenca de río Putina desde el año 1964 hasta el 2002.

TABLA 20: Registro de precipitación máxima en 24 horas - original (mm) - crucero

REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - CRUCERO

NOMBRE : CRUCERO	LATITUD : 14°21'44.4" S	DPTO : PUNO
COGIDO : 012106	LONGITUD : 70°01'24.7" W	PROV. : CARABAYA
TIPO : CO	ALTITUD : 4130 msnm	DIST. : CRUCERO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964	15.7	11.9	31.5	6.5	0	0	0	0	9.6	9	12.8	24.3
1965	31.8	19.8	17.4	6.6	1.5	0	0	1.1	5.3	5.6	8	18.4
1966	9.9	18.9	12.4	4	17	0	0	1.3	18.4	13	9.4	15.5
1967	8.2	13.7	14.2	1.3	7.5	2	2.3	10.4	9.8	22	11.3	17.9
1968	17.4	17.2	17.5	7.3	0	0	38	14.2	16.2	12.3		9.3
1969	30.2	25.7	15.2	9.3	2.3	5.1	9	8.1	6.6	8.7	17.5	10.3
1970	30.7	24.6	15.6	21.9	6.2		4.1	0	0	9.9	31.4	35.2
1971	54.3	41	8.7	7.8	0	6	0	1.8	2.4	9.2	38.2	28.4
1972	20.4	19	30.2	36.1	6.8	2.7	0	14.7	12.7	26.7	13.5	14.1
1973	72.9	19.4	38.7	40.9	6.6	0.7	12.4	2.2	13	28.4	19.7	38.6
1974	15.1	41.9	21.3	16	3.6	10.2	9.7	16.4	15.5	31.7	23.5	34.8
1975	20.6	25.4	22.2	18.7	4.4	1.6	1.5	6.1	16.4	13.8	14.4	25.7
1976	26.1	25.6	27.7	24	16.5	1.7	3.5	5.9	27	12.1	13	45.2
1977	14.5	33.4	27	32.6	16.6	6.7	3.7	0	8	10	34.4	28.3
1978	23.7	28.4	37.3	38.3	3.3	14.3	0	1.9	21.8	13.2	43.2	24.5
1979	27.5	42	54.2	46.9	15.1	0	0	16.8	28.5	11.8	14.2	32.4
1980	45.4	16	20.6	8.3	6.5	0	0	2.5	19.7	26.6	8.4	25.1
1981	37	46.7	46.7	19.9	2.3	2.4	0	2.5	22.7	15.6	12.4	29
1982	36.9	35.3	24.5	7.8	3.1	3.6	0	5.9	6.2	8.1	37.8	23.5

1983	6.8	39.3	25.6	22.8	4.1	3	0	1.8	9.7	14.8	10	34.9
1984	35.6	36	14.8	10.9	6.8	2.5	2.8	22.8	8.6	25	22.6	20.4
1985	33	24.3	22.1	27.5	8.6	13.6	0	24.4	24.7	22.2	51.1	28.6
1986	32.9	51	32.6	24.9	6	0	4.5	21.7	10.1	13.7	20.7	30.9
1987	32.7	20.6	29.7	9.6	6.4	4.1	15.7	0	14.5	9.9	39.1	20.4
1988	19	37.4	22	13.5	6.5	0	0	0	8.2	30	11.8	35.8
1989	31.1	19.6	45.2	7.1	13.1	8.3	0	10.7	14.7	16.4	9.7	24.9
1990	32.5	27.8	19.9	14	0	15.1	0	2.4	15.6	28.6	45	13
1991	32.5	28.5	27.2	19	21	13	0	0.5	21.5	6.7	19.6	38.7
1992	27.7	25.8	30.4	2.1	0.8	19.3	4.8	48.9	2.1	18.8	70.7	28.6
1993	24	21.4	17.1	10.2	4.9	5.6	0	12.4	8.2	8.4	17.3	23.9
1994	52.3	48.6	19.6	16.1	19.2	2.5	0	2.8	41	28.3	11.2	26
1995	20.3	20	37.5	9.8	8.7	2	0	10.6	11	22.7	25.9	19.6
1996	29.2	30.1	26.1	11	17.2	0	0	7.1	3.8	16	22.4	12.6
1997	29.5	35	27.4	13.7	12.2	0	0	5.6	9.3	14.3	26.4	13.5
1998	9.3	22.9	30.5	26.4	0.4	4.4	0	0.7	1.7	18.3	34.8	15.4
1999	42.4	18.7	71.3	12.2	12.6	0.4	0.5	0	18.2	19.4	26.8	8.2
2000	17.5	8.9	13.4	1.1	4.1	3.1	3.6	3.7	3.8	18.5	17	17.4
2001	23.2	10.6	31.7	15.6	5.6	0	12	5.9	8.1	22.2	13.9	19.9
2002	11.4	25.8	12.1	4	10.2	0.7	7.6	2.6	7	18.5	22.2	37.8

FUENTE: SENAMHI.

TABLA 21: Registro de precipitacion maxima en 24 horas - original (mm) - muñani

REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - MUÑANI

NOMBRE : MUÑANI	LATITUD : 14°46'01" S	DPTO : PUNO
COGIDO : 012124	LONGITUD : 69°57'06.5"" W	PROV. : AZANGARO
TIPO : CO	ALTITUD : 3948 msnm	DIST. : MUÑANI

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964												
1965	15.2	20	0		0	0	0	0	15	10.4	15.2	30.3
1966	15	35.1	20	10.1	10.2	0	0	0	5.1	8	15	15.1
1967	10	10	10	10.3	10.2	0	10	10	16	28.7	8.5	45.4
1968	20.7	27.3	1.7	15.8	5.2	0	23.8	25	25	7.5	20.5	10.2
1969	20	15.8	11.9	26.2	0	0	0	4.2	7.6	10	10.2	20.5
1970	35.2	12.3	9.5	17.4	5	0	1.4	0.4	20.1	18.3	13.8	22
1971	23	25	31	8	7	0	0	1.2	0	12.4	9.4	10
1972	14	13	4	3.2	0	0	0	2.8	2.8	8.2	17.2	11.6
1973	9.8	10.4	11.2	24.2	0.4	0	0	15.6	17.6	2.6	19.2	10.4
1974	10.4	7.2	7.2	4.4	0	0.8	0	0.2	0	4	2.4	23.2
1975	9	6.2	8.4	4.8	2	0	0		0	4.2	5.6	18.8

1976	15.2	16.4	14.4	16.4	0						9.6	16.7
1977	14.9	30.4	15.5	9.1	0	0	0	0	11.8	16.4	18.5	19.7
1978	19.1	22.1	20.2	14.9	4.1	4.9	0	0	13.2	10.2	40.5	41.8
1979	52.2	9.5	12.5	23.2	5.6	0	0	0	8.2	19.6	13.2	16.6
1980	24.1	11.7	10.9	3.6	1.8	3.4	3.6	0	7.5	25.8	11	15.2
1981	30.3	9.2	20.4	20.6		0	0	6.7	7.6	20.6	12	19.8
1982	19.5	12.8	15.5	20.4	0	0	0	0	12.4	10.1	27.5	6.1
1983	17.6	16.8	10.9	12.6	7.2	0	0	16	0	10.4	6.9	15.3
1984	18.8	23.6	9.8	8.3	3.7			5.6	7.6	14.3	40.4	28.2
1985	11.8	23.2	16	22.4	3.7	4.3	0	0	17.2	20.3	20.3	23.6
1986	15.5	27.6	20.1	13.6	6.7	0	2.3	0	9.6	0	27.3	15.2
1987	24.2	24.3	11.2	24.1	0	6.2	11.3	3.4	1.2	10.8	21.4	10.1
1988	27.7	22.3	12.3	18.9	13.4	0	0	0	0	17	2.8	21
1989	21	26.6	18.1	24.1	0	7.4	0	4.8	6.8	12.4	16.6	13.6
1990	31	13.6	13.2	3.2	0	15.6	0	0	5.1	12.1	29.8	13.6
1991	20.2	28.3	24.2	18.2	6.2	15.2	0	0	3.8	6.8	18.7	20.6
1992	31	22.7	13.7	13.8	0	4.3	0	12.4	8.2	10.8	13.4	22
1993	20.8	17.6	16.4	7.7	3.8	0	6.8	8	11.3	16.1	13	14
1994	15.1	20.2	11	22	19.6	3.1	0	0	4.7	6.3	12.4	24.5
1995	22.3	26	16.9	2.1	0	0	0	0	0	5.7	16.7	22
1996	29.2	13.2	19.9	14.9	10.2	0	0	11	6.3	8.6	15.1	12.6
1997	22.5	23.4	38.2	15.3	3.2	0	0	11	12.5	14.9	16	9.1
1998	13.1	17.2	21.8	13.4	0	1.8	0	0	0	9.8	16	20.6
1999	14.7	10.9	21.8	14	15.9	0	0	0	9.2	9.2	12.6	30.2
2000	16	12.9	15.8	4.3	0	7.8	0	3.6	6.4	18.8	11.3	20.7
2001	13.8	15	32.7	7.4	15.9	3.2	8.2	4.3	4.5	19.5	21.3	19.5
2002	11.1	12.4	11.7	12.5	5.7	2.3	9.6	3.1	6.9	18.9	12.1	20.4

FUENTE: SENAMHI.

TABLA 22: Registro de precipitacion maxima en 24 horas - original (mm) - putina

REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - PUTINA

NOMBRE : PUTINA	LATITUD : 15°55'15.5" S	DPTO : PUNO
COGIDO : 012127	LONGITUD : 69°52'03.8" W	PROV. : S.A. PUTINA
TIPO : CO	ALTITUD : 3878 msnm	DIST. : PUTINA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964	12.5	8.5	18	14	12.5	0	0	0.5	5	7.5	8	7.5
1965	14	17	27	14	0	0		0.5	8	10.5	28.9	21.6
1966	10.6	36.7	14	14.7	15	0	0	0	12	13.5	20	17.3
1967	13.4	20.4	19.3	10	10	0		9	15	30.5	14	

1968	10	16	21	20	0.5	0.4	25	0.5	18.1	12.2	35	11.6
1969	43	27.8	15	5	1	1.2	15.5	0	12.9	19.2	17	
1970		16	19.5		13.5	0	0	0	19.2	13.2	10.6	38.1
1971	43.8	20	15.3	4.1	1.1	0.7	0	3.5	2.3	15.3	18.9	5.7
1972	19.9	24.4	11.4	10.7	4.1	0	1	5.2	5.2	8.8	30	21.4
1973	19.6	29.5	15.2	34.8	3.9	2.8	13.3	5.4	24.5	19.8	43.4	21.5
1974	30.9	25.2	13.9	22.7	0.6	4.8	1.4	5.2	10.2	11.8	24.5	29.5
1975	14.9	16.7	12.5	10.2	8.9	8.6	0	0.5	8.7	13.5	15	15.4
1976	17.9	28.4	17.1	7.5	10.9	4.2	1.5	11.6	14.3	2.2	9	13.4
1977	13	43.2	22.3	7.9	7.5	0	0.1	0	17.1	14.9	15.3	19.9
1978	16.5	16.7	24.4	15.1	3	2.6	0.3	0.2	12	8.3	32.7	25.6
1979	29.2	12.3	13.5	35.7	3.4	0	0.8	5.8	4.6	27.8	9	11.2
1980	24.5	8.4	26.6	5.9	6.1	3	13.1	3	9.9	19.2	10.2	15
1981	52.2	12.7	12.2	28.7	1.7	5.5	0	11.2	15.2	16.7	11.5	18.2
1982	38.3	30.5	24.4	19.8	0	0	0.8	4.5	20	12.4	22.5	21.1
1983	32	12	19.3	16	9.8	0.8	3.3	1.4	7.3	4	30.9	17.3
1984	24.3	26.7	19.2	14.5	3.8	4.2	2.2	11.1	0.6	33.4	18.3	19.8
1985	18	24.3	16	24.1	5.8	2.8	0	2.1	11	16.3	36.3	23.9
1986	20.6	21.1	19.1	30.2	4.9	0	1.7	4.1	11	6.1	19.1	25.7
1987	18.1	10.5	19.7	20.3	2	2	13.4	4.5	2.6	12	33.2	8.4
1988	25.8	19.6	24.3	18	5.4	0	0	5.1	3.4	13.4	5.7	24.3
1989	16.4	17.3	21.2	13.6	0	4.2	0	6.5	13.5	8.2	8	18.9
1990	21.9	21.4	18.5	5.3	3.2	21	0	0.8	7.2	26.7	16.9	16.9
1991	20.2	16.6	28.9	9.7	5.7	19.6	9.8	0.8	4	9.4	14.6	33
1992	24.1	24.8	12.4	12.8	0	1.2	4	23.5	9.8	10.1	19.8	26
1993	33.7	16.9	17.4	36.4	9.1	0	1.2	6	11.5	12.4	22.7	19.3
1994	20.6	25.3	25.5	28	14.7	5.2	0	17.5	11.1	6.5	22.1	14.9
1995	7.9	22.5	20.5	7.7	0.5	0	3.4					
1996			46.1	6.7	11.7	0	0.9	2.8	12.6	8.1	20.5	18.3
1997	28.3	14.6	46.5	40.3	2.5	0	1.1	11.4	9.2	8.1	42.4	14.5
1998	44.5	21.5	18.5	12.2	0	8.7	0	1.6	0.5	11	12.6	7.5
1999	17.7	10	31.6	4.8	11.1	0	0.7	0	10.5	11.3	11.8	26.7
2000	37.7	21	11	8.3	1.1	15.3	0	5.8	7.2	19.8	9.6	15.9
2001	31.1	19.5	31.1	15.5	17.2	3	1.5	3.4	6	16.3	18.7	17.4
2002	16.2	25.2	17.8	12.7	5.8	0.6	7.7	3.4	10	29	16.4	24.3

FUENTE: SENAMHI.

TABLA 23: Registro de precipitacion maxima en 24 horas - original (mm) - ananea

REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - ANANEA

NOMBRE : ANANEA	LATITUD : 14°40'42.4" S	DPTO : PUNO
COGIDO : 012101	LONGITUD : 69°32'03.3" W	PROV. : S.A. PUTINA

TIPO : CO **ALTITUD** : 4660 msnm **DIST.** : ANANEA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964		17.1			23	2.7	0	0	8	8	12	14.7
1965	14	14.8	13.4	8.4	0	0	3.2	10	15	9	8	10.8
1966	6	18	6.3	3	13.8	0	0	0	8.5	9.6	10	16
1967	7.3	26.8	8.2	3	9	0	9	8	15	8	15.7	29.4
1968		21	11	4.2	2	0	22	8	0.8	0.8	0.9	1
1969												
1970										14.7	9	14.6
1971	12.4	16.1	6.8	8.3	2.2	6	0	4.6	3.3	12.5	10.5	15.6
1972	11.2	16	11.8	9.4	3.9	1.2	5.6	8.6	8.8	9.7	9.2	16.2
1973	11.2	17.6	22.6	9.3	3.7	0.5	3.2	6.8	9.8	9.9	7.5	10.6
1974	10.7	13.7	11.3	13.1	3.7	5.1	9	6.4	9.5	8	5.2	14
1975	13.9	12.6	15.3	10.4	5.1	5.3	0	8.6	5.2	13.4	6	15.4
1976	12	12.4	14.6	5.5	13.3	6	7.6	3.5	13.6	2.9	7.4	14.1
1977	13.1	18.3	10.8	8.8	9.3	4.9	4.8	0	9.8	5.9	15.6	12.9
1978	9.1	10.1	15.6	9.3	4.5	3.4	0	0	11.6	4.5	14.2	14.5
1979	14.3	7.9	13.5	16.8	7.7	0	0	4.6	12.8	7	12.3	11.8
1980	8.5	10.6	16.5	7	14.3	0	1.7	5.6	7.8	11.4	9	12
1981	14	14.6	13.9	8.4	4.7	2.5	0	5.4	6.1	8.2	12.2	12.3
1982	24.5	12.4	17.6	17.3	1.8	5.5	0	5	11.6	10.8	15.2	13.4
1983	12.2	8.4	8.5	9.4	4.5	8.8	0	0	4.6	6.5	6.6	9
1984	13.6	26.7	21.2	6.2	0	0	5.6	12.7	3.9	12.4	20.7	15.5
1985	18	16.8	10.3	11.4	3.2	19.1	6.3	5.9	7.4	7.8	10.2	14.3
1986	16.5	19.3	14.2	9.2	4.6	0	5.1	6.2	8.3	5.8	6.5	13.7
1987	12.3	7.6	13.9	8.9	3.4	3.6	13.3	2.5	4	8.5	10.9	14
1988	11.6	8.3	10	8.3	8.7	0	0	0	4.2	4.5	5.2	9.2
1989	16	13.7	15	5	5.2	0	0	5	5.5	6.5	8.2	11.4
1990	14.7	10.2	4.8	11.2	3.8	15.2	3.2	5.5	3.5	8.8	11.2	13
1991	17.3	6.5	7.5	11.7	8.3	8.8	0	0	6.5	6.6	8.5	7
1992	11	9.8	8	6	0	4.8	0	13.5	4	6.4	10	6.9
1993	10.8	7.2	9.7	5.8	4.2	1.5	3.5	6.5	3.5	7.4	10.6	12.1
1994	18.5	14.5	18.6	8.8	0	3.4	0	0	3.5	5.3	6.5	9.3
1995	7.5	15.3	14.2	5.7	4.2	0	2.1	0	3.4	4.8	18.2	12.9
1996	22.4	17.1	12.7	8.7	4	0	0.5	19.5	5.5	9.2	14.5	6.7
1997	16.2	15	15.9	5.5	2.6	0	1.4	7	5.4	5.8	12.4	12.8
1998	17.5	17.9	13.7	9	0.5	4.2	0	1	3	18	10	15
1999	16.1	17.9	14	8	5.3	0.9	1.5	1	10.5	19.2	7.3	7.6
2000	14.3	22.5	12.3	6.1	4.9	7.7	4.1	3.5	7.7	16.7	10.3	25.2
2001	18.1	14.9	16.3	23.6	10.4	0.5	6.2	9	3.9	12.5	19.2	5.4

2002	13.8	21.3	21.2	6.5	6.8	0.5	9.8	5.4	8.8	13.4	23.8	14.5
------	------	------	------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	------	------

FUENTE: SENAMHI.

b) Análisis de precipitaciones faltantes

Es frecuente que en registros de precipitación falten los datos de un cierto periodo, debido a la ausencia del operador o fallas del aparato registrador, en estos casos se pueden estimar los datos faltantes si se tienen registros simultáneos de algunas estaciones situadas cerca de la estación en cuestión y uniformemente repartidas.

En las que muchas estaciones de precipitación tienen datos incompletos en sus registros.

Para completar estos datos faltantes se tiene varios métodos como:

- Método de U.S. Weather Bureau
- Método de los promedios
- Método de las Razones Normales

En nuestro caso utilizaremos el Método de U.S. Weather Bureau, si la diferencia en los valores de la precipitación anual de las tres estaciones base y la estación en estudio es mayor al 10% es necesario ponderar la precipitación con una relación entre la precipitación de las estaciones base y la estación en estudio.

$$P_X = \frac{1}{n} * \left[\left(\frac{N_X}{N_1} \right) * P_1 + \left(\frac{N_X}{N_2} \right) * P_2 + \dots + \left(\frac{N_X}{N_n} \right) * P_n \right] \dots \dots \dots \text{(Ec. 46)}$$

Dónde:

n = Número de estaciones auxiliares

P_X = Precipitación de la estación “X”, durante el periodo de tiempo por completar

$P_1 a P_n$ =Precipitaciones de las estaciones 1 a n durante el periodo de tiempo por completar.

N_x =Precipitación media anual de la estación “X”.

$N_1 a N_n$ =Precipitación media anual de las estaciones 1 a n.

El método de U.S. Weather Bureau; para la aplicación de este método requiere trabajar con precipitaciones anual normal que es la precipitación media anual de al menos 25 años de registro.

Para obtener resultados confiables, es recomendable que el número de estaciones auxiliares “n” sean como mínimo 3, en nuestro caso tenemos 8 estaciones pluviométricas.

TABLA 24: Registro de precipitación máxima en 24 horas - original (mm) - crucero

REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - CRUCERO

NOMBRE	: CRUCERO	LATITUD	: 14°21'44.4" S	DPTO	: PUNO
COGIDO	: 012106	LONGITUD	: 70°01'24.7" W	PROV.	: CARABAYA
TIPO	: CO	ALTITUD	: 4130 msnm	DIST.	: CRUCERO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	15.7	11.9	31.5	6.5	0	0	0	0	9.6	9	12.8	24.3	31.5
1965	31.8	19.8	17.4	6.6	1.5	0	0	1.1	5.3	5.6	8	18.4	31.8
1966	9.9	18.9	12.4	4	17	0	0	1.3	18.4	13	9.4	15.5	18.9
1967	8.2	13.7	14.2	1.3	7.5	2	2.3	10.4	9.8	22	11.3	17.9	22.0
1968	17.4	17.2	17.5	7.3	0	0	38	14.2	16.2	12.3	22.5	9.3	38.0
1969	30.2	25.7	15.2	9.3	2.3	5.1	9	8.1	6.6	8.7	17.5	10.3	30.2
1970	30.7	24.6	15.6	21.9	6.2	0	4.1	0	0	9.9	31.4	35.2	35.2
1971	54.3	41	8.7	7.8	0	6	0	1.8	2.4	9.2	38.2	28.4	54.3
1972	20.4	19	30.2	36.1	6.8	2.7	0	14.7	12.7	26.7	13.5	14.1	36.1
1973	72.9	19.4	38.7	40.9	6.6	0.7	12.4	2.2	13	28.4	19.7	38.6	72.9
1974	15.1	41.9	21.3	16	3.6	10.2	9.7	16.4	15.5	31.7	23.5	34.8	41.9
1975	20.6	25.4	22.2	18.7	4.4	1.6	1.5	6.1	16.4	13.8	14.4	25.7	25.7
1976	26.1	25.6	27.7	24	16.5	1.7	3.5	5.9	27	12.1	13	45.2	45.2
1977	14.5	33.4	27	32.6	16.6	6.7	3.7	0	8	10	34.4	28.3	34.4
1978	23.7	28.4	37.3	38.3	3.3	14.3	0	1.9	21.8	13.2	43.2	24.5	43.2

1979	27.5	42	54.2	46.9	15.1	0	0	16.8	28.5	11.8	14.2	32.4	54.2
1980	45.4	16	20.6	8.3	6.5	0	0	2.5	19.7	26.6	8.4	25.1	45.4
1981	37	46.7	46.7	19.9	2.3	2.4	0	2.5	22.7	15.6	12.4	29	46.7
1982	36.9	35.3	24.5	7.8	3.1	3.6	0	5.9	6.2	8.1	37.8	23.5	37.8
1983	6.8	39.3	25.6	22.8	4.1	3	0	1.8	9.7	14.8	10	34.9	39.3
1984	35.6	36	14.8	10.9	6.8	2.5	2.8	22.8	8.6	25	22.6	20.4	36.0
1985	33	24.3	22.1	27.5	8.6	13.6	0	24.4	24.7	22.2	51.1	28.6	51.1
1986	32.9	51	32.6	24.9	6	0	4.5	21.7	10.1	13.7	20.7	30.9	51.0
1987	32.7	20.6	29.7	9.6	6.4	4.1	15.7	0	14.5	9.9	39.1	20.4	39.1
1988	19	37.4	22	13.5	6.5	0	0	0	8.2	30	11.8	35.8	37.4
1989	31.1	19.6	45.2	7.1	13.1	8.3	0	10.7	14.7	16.4	9.7	24.9	45.2
1990	32.5	27.8	19.9	14	0	15.1	0	2.4	15.6	28.6	45	13	45.0
1991	32.5	28.5	27.2	19	21	13	0	0.5	21.5	6.7	19.6	38.7	38.7
1992	27.7	25.8	30.4	2.1	0.8	19.3	4.8	48.9	2.1	18.8	70.7	28.6	70.7
1993	24	21.4	17.1	10.2	4.9	5.6	0	12.4	8.2	8.4	17.3	23.9	24.0
1994	52.3	48.6	19.6	16.1	19.2	2.5	0	2.8	41	28.3	11.2	26	52.3
1995	20.3	20	37.5	9.8	8.7	2	0	10.6	11	22.7	25.9	19.6	37.5
1996	29.2	30.1	26.1	11	17.2	0	0	7.1	3.8	16	22.4	12.6	30.1
1997	29.5	35	27.4	13.7	12.2	0	0	5.6	9.3	14.3	26.4	13.5	35.0
1998	9.3	22.9	30.5	26.4	0.4	4.4	0	0.7	1.7	18.3	34.8	15.4	34.8
1999	42.4	18.7	71.3	12.2	12.6	0.4	0.5	0	18.2	19.4	26.8	8.2	71.3
2000	17.5	8.9	13.4	1.1	4.1	3.1	3.6	3.7	3.8	18.5	17	17.4	18.5
2001	23.2	10.6	31.7	15.6	5.6	0	12	5.9	8.1	22.2	13.9	19.9	31.7
2002	11.4	25.8	12.1	4	10.2	0.7	7.6	2.6	7	18.5	22.2	37.8	37.8

N' DATOS	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0
MEDIA	27.7	27.1	26.6	16.0	7.4	4.0	3.5	7.6	12.9	16.9	23.2	24.4	40.3
DESV.STD	13.4	10.6	12.4	11.2	5.8	5.0	6.9	9.5	8.5	7.2	13.6	9.1	12.6
MIN	6.8	8.9	8.7	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	8.0	8.2	18.5
MAX	72.9	51.0	71.3	46.9	21.0	19.3	38.0	48.9	41.0	31.7	70.7	45.2	72.9
MEDIANA	27.7	25.6	25.6	13.5	6.4	2.4	0.0	3.7	10.1	15.6	19.7	24.5	37.8

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 25: Registro de precipitacion maxima en 24 horas - original (mm) - muñani

REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - MUÑANI

NOMBRE	: MUÑANI	LATITUD	: 14°46'01" S	DPTO	: PUNO
COGIDO	: 012124	LONGITUD	: 69°57'06.5"" W	PROV.	: AZANGARO
TIPO	: CO	ALTITUD	: 3948 msnm	DIST.	: MUÑANI

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	8.0	11.4	13.9	6.0	11.4	0.9	0.0	0.2	6.7	7.3	9.8	13.6	13.9
1965	15.2	20	0	8.8	0	0	0	0	15	10.4	15.2	30.3	30.3
1966	15	35.1	20	10.1	10.2	0	0	0	5.1	8	15	15.1	35.1
1967	10	10	10	10.3	10.2	0	10	10	16	28.7	8.5	45.4	45.4
1968	20.7	27.3	1.7	15.8	5.2	0	23.8	25	25	7.5	20.5	10.2	27.3
1969	20	15.8	11.9	26.2	0	0	0	4.2	7.6	10	10.2	20.5	26.2
1970	35.2	12.3	9.5	17.4	5	0	1.4	0.4	20.1	18.3	13.8	22	35.2
1971	23	25	31	8	7	0	0	1.2	0	12.4	9.4	10	31.0
1972	14	13	4	3.2	0	0	0	2.8	2.8	8.2	17.2	11.6	17.2
1973	9.8	10.4	11.2	24.2	0.4	0	0	15.6	17.6	2.6	19.2	10.4	24.2
1974	10.4	7.2	7.2	4.4	0	0.8	0	0.2	0	4	2.4	23.2	23.2
1975	9	6.2	8.4	4.8	2	0	0	4.6	0	4.2	5.6	18.8	18.8
1976	15.2	16.4	14.4	16.4	0	3.7	3.9	6.3	16.0	4.8	9.6	16.7	16.7
1977	14.9	30.4	15.5	9.1	0	0	0	0	11.8	16.4	18.5	19.7	30.4
1978	19.1	22.1	20.2	14.9	4.1	4.9	0	0	13.2	10.2	40.5	41.8	41.8
1979	52.2	9.5	12.5	23.2	5.6	0	0	0	8.2	19.6	13.2	16.6	52.2
1980	24.1	11.7	10.9	3.6	1.8	3.4	3.6	0	7.5	25.8	11	15.2	25.8
1981	30.3	9.2	20.4	20.6	2.7	0	0	6.7	7.6	20.6	12	19.8	30.3
1982	19.5	12.8	15.5	20.4	0	0	0	0	12.4	10.1	27.5	6.1	27.5
1983	17.6	16.8	10.9	12.6	7.2	0	0	16	0	10.4	6.9	15.3	17.6
1984	18.8	23.6	9.8	8.3	3.7	1.9	3.3	5.6	7.6	14.3	40.4	28.2	40.4
1985	11.8	23.2	16	22.4	3.7	4.3	0	0	17.2	20.3	20.3	23.6	23.6
1986	15.5	27.6	20.1	13.6	6.7	0	2.3	0	9.6	0	27.3	15.2	27.6
1987	24.2	24.3	11.2	24.1	0	6.2	11.3	3.4	1.2	10.8	21.4	10.1	24.3
1988	27.7	22.3	12.3	18.9	13.4	0	0	0	0	17	2.8	21	27.7
1989	21	26.6	18.1	24.1	0	7.4	0	4.8	6.8	12.4	16.6	13.6	26.6
1990	31	13.6	13.2	3.2	0	15.6	0	0	5.1	12.1	29.8	13.6	31.0
1991	20.2	28.3	24.2	18.2	6.2	15.2	0	0	3.8	6.8	18.7	20.6	28.3
1992	31	22.7	13.7	13.8	0	4.3	0	12.4	8.2	10.8	13.4	22	31.0
1993	20.8	17.6	16.4	7.7	3.8	0	6.8	8	11.3	16.1	13	14	20.8
1994	15.1	20.2	11	22	19.6	3.1	0	0	4.7	6.3	12.4	24.5	24.5
1995	22.3	26	16.9	2.1	0	0	0	0	0	5.7	16.7	22	26.0
1996	29.2	13.2	19.9	14.9	10.2	0	0	11	6.3	8.6	15.1	12.6	29.2

1997	22.5	23.4	38.2	15.3	3.2	0	0	11	12.5	14.9	16	9.1	38.2
1998	13.1	17.2	21.8	13.4	0	1.8	0	0	0	9.8	16	20.6	21.8
1999	14.7	10.9	21.8	14	15.9	0	0	0	9.2	9.2	12.6	30.2	30.2
2000	16	12.9	15.8	4.3	0	7.8	0	3.6	6.4	18.8	11.3	20.7	20.7
2001	13.8	15	32.7	7.4	15.9	3.2	8.2	4.3	4.5	19.5	21.3	19.5	32.7
2002	11.1	12.4	11.7	12.5	5.7	2.3	9.6	3.1	6.9	18.9	12.1	20.4	20.4

N' DATOS	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0
MEDIA	19.6	18.0	15.2	13.3	4.6	2.2	2.2	4.1	8.0	12.1	16.0	19.1	28.1
DESV.STD	8.5	7.1	7.6	6.9	5.2	3.8	4.7	5.7	6.1	6.3	8.3	8.0	7.9
MIN	8.0	6.2	0.0	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4	6.1	13.9
MAX	52.2	35.1	38.2	26.2	19.6	15.6	23.8	25.0	25.0	28.7	40.5	45.4	52.2
MEDIANA	18.8	16.8	13.9	13.6	3.7	0.0	0.0	1.2	7.5	10.4	15.0	19.5	27.5

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 26: Registro de precipitacion maxima en 24 horas - original (mm) - putina

REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - PUTINA

NOMBRE	: PUTINA	LATITUD	: 15°55'15.5" S	DPTO	: PUNO
COGIDO	: 012127	LONGITUD	: 69°52'03.8" W	PROV.	: S.A. PUTINA
TIPO	: CO	ALTITUD	: 3878 msnm	DIST.	: PUTINA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	12.5	8.5	18	14	12.5	0	0	0.5	5	7.5	8	7.5	18
1965	14	17	27	14	0	0	1.1	0.5	8	10.5	28.9	21.6	28.9
1966	10.6	36.7	14	14.7	15	0	0	0	12	13.5	20	17.3	36.7
1967	13.4	20.4	19.3	10	10	0	7.5	9	15	30.5	14	32.1	32.1
1968	10	16	21	20	0.5	0.4	25	0.5	18.1	12.2	35	11.6	35
1969	43	27.8	15	5	1	1.2	15.5	0	12.9	19.2	17	10.4	43
1970	21.6	16	19.5	12.6	13.5	0	0	0	19.2	13.2	10.6	38.1	38.1
1971	43.8	20	15.3	4.1	1.1	0.7	0	3.5	2.3	15.3	18.9	5.7	43.8
1972	19.9	24.4	11.4	10.7	4.1	0	1	5.2	5.2	8.8	30	21.4	30
1973	19.6	29.5	15.2	34.8	3.9	2.8	13.3	5.4	24.5	19.8	43.4	21.5	43.4
1974	30.9	25.2	13.9	22.7	0.6	4.8	1.4	5.2	10.2	11.8	24.5	29.5	30.9
1975	14.9	16.7	12.5	10.2	8.9	8.6	0	0.5	8.7	13.5	15	15.4	16.7
1976	17.9	28.4	17.1	7.5	10.9	4.2	1.5	11.6	14.3	2.2	9	13.4	28.4
1977	13	43.2	22.3	7.9	7.5	0	0.1	0	17.1	14.9	15.3	19.9	43.2
1978	16.5	16.7	24.4	15.1	3	2.6	0.3	0.2	12	8.3	32.7	25.6	32.7
1979	29.2	12.3	13.5	35.7	3.4	0	0.8	5.8	4.6	27.8	9	11.2	35.7
1980	24.5	8.4	26.6	5.9	6.1	3	13.1	3	9.9	19.2	10.2	15	26.6

1981	52.2	12.7	12.2	28.7	1.7	5.5	0	11.2	15.2	16.7	11.5	18.2	52.2
1982	38.3	30.5	24.4	19.8	0	0	0.8	4.5	20	12.4	22.5	21.1	38.3
1983	32	12	19.3	16	9.8	0.8	3.3	1.4	7.3	4	30.9	17.3	32
1984	24.3	26.7	19.2	14.5	3.8	4.2	2.2	11.1	0.6	33.4	18.3	19.8	33.4
1985	18	24.3	16	24.1	5.8	2.8	0	2.1	11	16.3	36.3	23.9	36.3
1986	20.6	21.1	19.1	30.2	4.9	0	1.7	4.1	11	6.1	19.1	25.7	30.2
1987	18.1	10.5	19.7	20.3	2	2	13.4	4.5	2.6	12	33.2	8.4	33.2
1988	25.8	19.6	24.3	18	5.4	0	0	5.1	3.4	13.4	5.7	24.3	25.8
1989	16.4	17.3	21.2	13.6	0	4.2	0	6.5	13.5	8.2	8	18.9	21.2
1990	21.9	21.4	18.5	5.3	3.2	21	0	0.8	7.2	26.7	16.9	16.9	26.7
1991	20.2	16.6	28.9	9.7	5.7	19.6	9.8	0.8	4	9.4	14.6	33	33
1992	24.1	24.8	12.4	12.8	0	1.2	4	23.5	9.8	10.1	19.8	26	26
1993	33.7	16.9	17.4	36.4	9.1	0	1.2	6	11.5	12.4	22.7	19.3	36.4
1994	20.6	25.3	25.5	28	14.7	5.2	0	17.5	11.1	6.5	22.1	14.9	28
1995	7.9	22.5	20.5	7.7	0.5	0	3.4	3.1	4.4	10.3	20.0	18.2	22.5
1996	27.0	19.6	46.1	6.7	11.7	0	0.9	2.8	12.6	8.1	20.5	18.3	46.1
1997	28.3	14.6	46.5	40.3	2.5	0	1.1	11.4	9.2	8.1	42.4	14.5	46.5
1998	44.5	21.5	18.5	12.2	0	8.7	0	1.6	0.5	11	12.6	7.5	44.5
1999	17.7	10	31.6	4.8	11.1	0	0.7	0	10.5	11.3	11.8	26.7	31.6
2000	37.7	21	11	8.3	1.1	15.3	0	5.8	7.2	19.8	9.6	15.9	37.7
2001	31.1	19.5	31.1	15.5	17.2	3	1.5	3.4	6	16.3	18.7	17.4	31.1
2002	16.2	25.2	17.8	12.7	5.8	0.6	7.7	3.4	10	29	16.4	24.3	29

N' DATOS	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0
MEDIA	23.9	20.5	20.7	16.2	5.6	3.1	3.4	4.7	9.9	14.1	19.9	19.2	33.5
SV.STD	10.5	7.3	7.9	9.6	4.9	5.1	5.6	5.0	5.4	7.2	9.6	7.2	7.9
MIN	7.9	8.4	11.0	4.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	2.2	5.7	5.7	16.7
MAX	52.2	43.2	46.5	40.3	17.2	21.0	25.0	23.5	24.5	33.4	43.4	38.1	52.2
MEDIANA	20.6	20.0	19.2	14.0	4.1	0.8	1.0	3.4	10.0	12.4	18.7	18.3	32.7

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 27: Registro de precipitación máxima en 24 horas - original (mm) - ananea

REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS - ORIGINAL (mm) - ANANEA

NOMBRE	: ANANEA	LATITUD	: 14°40'42.4" S	DPTO	: PUNO
COGIDO	: 012101	LONGITUD	: 69°32'03.3" W	PROV.	: S.A. PUTINA
TIPO	: CO	ALTITUD	: 4660 msnm	DIST.	: ANANEA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	8.1	17.1	14.0	6.1	23	2.7	0	0	8	8	12	14.7	23
1965	14	14.8	13.4	8.4	0	0	3.2	10	15	9	8	10.8	15
1966	6	18	6.3	3	13.8	0	0	0	8.5	9.6	10	16	18
1967	7.3	26.8	8.2	3	9	0	9	8	15	8	15.7	29.4	29.4
1968	14.8	21	11	4.2	2	0	22	8	0.8	0.8	0.9	1	22
1969	28.2	20.9	12.8	12.9	0.9	1.7	7.2	3.6	8.3	11.7	13.4	9.7	28.2
1970	20.1	15.7	13.5	11.8	7.5	0.0	1.6	0.1	12.8	14.7	9	14.6	20.1
1971	12.4	16.1	6.8	8.3	2.2	6	0	4.6	3.3	12.5	10.5	15.6	16.1
1972	11.2	16	11.8	9.4	3.9	1.2	5.6	8.6	8.8	9.7	9.2	16.2	16.2
1973	11.2	17.6	22.6	9.3	3.7	0.5	3.2	6.8	9.8	9.9	7.5	10.6	22.6
1974	10.7	13.7	11.3	13.1	3.7	5.1	9	6.4	9.5	8	5.2	14	14
1975	13.9	12.6	15.3	10.4	5.1	5.3	0	8.6	5.2	13.4	6	15.4	15.4
1976	12	12.4	14.6	5.5	13.3	6	7.6	3.5	13.6	2.9	7.4	14.1	14.6
1977	13.1	18.3	10.8	8.8	9.3	4.9	4.8	0	9.8	5.9	15.6	12.9	18.3
1978	9.1	10.1	15.6	9.3	4.5	3.4	0	0	11.6	4.5	14.2	14.5	15.6
1979	14.3	7.9	13.5	16.8	7.7	0	0	4.6	12.8	7	12.3	11.8	16.8
1980	8.5	10.6	16.5	7	14.3	0	1.7	5.6	7.8	11.4	9	12	16.5
1981	14	14.6	13.9	8.4	4.7	2.5	0	5.4	6.1	8.2	12.2	12.3	14.6
1982	24.5	12.4	17.6	17.3	1.8	5.5	0	5	11.6	10.8	15.2	13.4	24.5
1983	12.2	8.4	8.5	9.4	4.5	8.8	0	0	4.6	6.5	6.6	9	12.2
1984	13.6	26.7	21.2	6.2	0	0	5.6	12.7	3.9	12.4	20.7	15.5	26.7
1985	18	16.8	10.3	11.4	3.2	19.1	6.3	5.9	7.4	7.8	10.2	14.3	19.1
1986	16.5	19.3	14.2	9.2	4.6	0	5.1	6.2	8.3	5.8	6.5	13.7	19.3
1987	12.3	7.6	13.9	8.9	3.4	3.6	13.3	2.5	4	8.5	10.9	14	14
1988	11.6	8.3	10	8.3	8.7	0	0	0	4.2	4.5	5.2	9.2	11.6
1989	16	13.7	15	5	5.2	0	0	5	5.5	6.5	8.2	11.4	16
1990	14.7	10.2	4.8	11.2	3.8	15.2	3.2	5.5	3.5	8.8	11.2	13	15.2
1991	17.3	6.5	7.5	11.7	8.3	8.8	0	0	6.5	6.6	8.5	7	17.3
1992	11	9.8	8	6	0	4.8	0	13.5	4	6.4	10	6.9	13.5
1993	10.8	7.2	9.7	5.8	4.2	1.5	3.5	6.5	3.5	7.4	10.6	12.1	12.1
1994	18.5	14.5	18.6	8.8	0	3.4	0	0	3.5	5.3	6.5	9.3	18.6
1995	7.5	15.3	14.2	5.7	4.2	0	2.1	0	3.4	4.8	18.2	12.9	18.2
1996	22.4	17.1	12.7	8.7	4	0	0.5	19.5	5.5	9.2	14.5	6.7	22.4

1997	16.2	15	15.9	5.5	2.6	0	1.4	7	5.4	5.8	12.4	12.8	16.2
1998	17.5	17.9	13.7	9	0.5	4.2	0	1	3	18	10	15	18
1999	16.1	17.9	14	8	5.3	0.9	1.5	1	10.5	19.2	7.3	7.6	19.2
2000	14.3	22.5	12.3	6.1	4.9	7.7	4.1	3.5	7.7	16.7	10.3	25.2	25.2
2001	18.1	14.9	16.3	23.6	10.4	0.5	6.2	9	3.9	12.5	19.2	5.4	23.6
2002	13.8	21.3	21.2	6.5	6.8	0.5	9.8	5.4	8.8	13.4	23.8	14.5	23.8

N' DATOS	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39	39
MEDIA	14.1	15.1	13.1	8.9	5.5	3.2	3.5	4.9	7.3	9.0	10.9	12.7	18.5
DESV.STD	4.6	5.0	4.0	3.9	4.6	4.2	4.6	4.3	3.6	4.0	4.5	4.8	4.5
MIN	6.0	6.5	4.8	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	0.8	0.9	1.0	11.6
MAX	28.2	26.8	22.6	23.6	23.0	19.1	22.0	19.5	15.0	19.2	23.8	29.4	29.4
MEDIANA	13.9	15.0	13.5	8.7	4.5	1.5	1.7	5.0	7.4	8.2	10.2	12.9	18.0

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 28: Resumen de precipitación máxima en 24h e intensidades

ESTACION CRUCERO				ESTACION MUÑANI				ESTACION PUTINA				ESTACION ANAN	
AÑO	P24	INT.(mm/h)	m	AÑO	P24	INT.(mm/h)	m	AÑO	P24	INT.(mm/h)	m	AÑO	P24
64	31.5	9.42	1	1964	13.9	4.59	1	1964	18	5.77	1	1964	23
65	31.8	9.50	2	1965	30.3	9.10	2	1965	28.9	8.73	2	1965	15
66	18.9	6.02	3	1966	35.1	10.35	3	1966	36.7	10.77	3	1966	18
67	22	6.88	4	1967	45.4	12.97	4	1967	32.1	9.59	4	1967	29.4
68	38	11.10	5	1968	27.3	8.31	5	1968	35	10.33	5	1968	22
69	30.2	9.08	6	1969	26.2	8.02	6	1969	43	12.37	6	1969	28.2
70	35.2	10.38	7	1970	35.2	10.38	7	1970	38.1	11.12	7	1970	20.1
71	54.3	15.17	8	1971	31	9.29	8	1971	43.8	12.57	8	1971	16.1
72	36.1	10.61	9	1972	17.2	5.55	9	1972	30	9.02	9	1972	16.2
73	72.9	19.63	10	1973	24.2	7.48	10	1973	43.4	12.47	10	1973	22.6
74	41.9	12.09	11	1974	23.2	7.21	11	1974	30.9	9.26	11	1974	14
75	25.7	7.88	12	1975	18.8	6.00	12	1975	16.7	5.41	12	1975	15.4
76	45.2	12.92	13	1976	16.7	5.41	13	1976	28.4	8.60	13	1976	14.6
77	34.4	10.17	14	1977	30.4	9.13	14	1977	43.2	12.42	14	1977	18.3
78	43.2	12.42	15	1978	41.8	12.06	15	1978	32.7	9.73	15	1978	15.6
79	54.2	15.14	16	1979	52.2	14.65	16	1979	35.7	10.51	16	1979	16.8
80	45.4	12.97	17	1980	25.8	7.91	17	1980	26.6	8.12	17	1980	16.5
81	46.7	13.29	18	1981	30.3	9.10	18	1981	52.2	14.65	18	1981	14.6
82	37.8	11.05	19	1982	27.5	8.36	19	1982	38.3	11.17	19	1982	24.5
83	39.3	11.43	20	1983	17.6	5.66	20	1983	32	9.55	20	1983	12.2
84	36	10.59	21	1984	40.4	11.71	21	1984	33.4	9.91	21	1984	26.7
85	51.1	14.38	22	1985	23.6	7.32	22	1985	36.3	10.66	22	1985	19.1
86	51	14.36	23	1986	27.6	8.39	23	1986	30.2	9.08	23	1986	19.3
87	39.1	11.38	24	1987	24.3	7.51	24	1987	33.2	9.86	24	1987	14
88	37.4	10.94	25	1988	27.7	8.42	25	1988	25.8	7.91	25	1988	11.6
89	45.2	12.92	26	1989	26.6	8.12	26	1989	21.2	6.66	26	1989	16
90	45	12.87	27	1990	31	9.29	27	1990	26.7	8.15	27	1990	15.2
91	38.7	11.28	28	1991	28.3	8.58	28	1991	33	9.81	28	1991	17.3

92	70.7	19.11	29	1992	31	9.29	29	1992	26	7.96	29	1992	13.5
93	24	7.42	30	1993	20.8	6.55	30	1993	36.4	10.69	30	1993	12.1
94	52.3	14.68	31	1994	24.5	7.56	31	1994	28	8.50	31	1994	18.6
95	37.5	10.97	32	1995	26	7.96	32	1995	22.5	7.02	32	1995	18.2
96	30.1	9.05	33	1996	29.2	8.81	33	1996	46.1	13.14	33	1996	22.4
97	35	10.33	34	1997	38.2	11.15	34	1997	46.5	13.24	34	1997	16.2
98	34.8	10.28	35	1998	21.8	6.82	35	1998	44.5	12.74	35	1998	18
99	71.3	19.25	36	1999	30.2	9.08	36	1999	31.6	9.44	36	1999	19.2
00	18.5	5.91	37	2000	20.7	6.52	37	2000	37.7	11.02	37	2000	25.2
01	31.7	9.47	38	2001	32.7	9.73	38	2001	31.1	9.31	38	2001	23.6
02	37.8	11.05	39	2002	20.4	6.44	39	2002	29	8.76	39	2002	23.8
	N' DATOS	39			N' DATOS	39			N' DATOS	39			N' DATOS
	MEDIA	11.62			MEDIA	8.48			MEDIA	9.90			MEDIA
	DESV.STD	3.18			DESV.STD	2.08			DESV.STD	2.05			DESV.STD
	MIN	5.91			MIN	4.59			MIN	5.41			MIN
	MAX	19.63			MAX	14.65			MAX	14.65			MAX
	MEDIANA	11.05			MEDIANA	8.36			MEDIANA	9.73			MEDIANA

Elaboración propia.

c) Formación de la serie anual

La serie anual de precipitaciones máximas en 24 horas, se forma del registro histórico de precipitaciones máximas mensuales que corresponde al primer año hidrológico, se extrae el máximo valor que representa a la precipitación máxima anual, el mismo procedimiento se realiza para los demás años registrados.

d) Análisis de consistencia de información:

El análisis de consistencia permite detectar los errores sistemáticos, la serie analizada debe ser representativa y homogénea, cuanto más larga sea la serie mejor será la estimación de los valores que interviene en el diseño de obras hidráulicas y de ingeniería, para la presentación se realizó el análisis visual de hidrograma y doble masa.

e) Análisis visual de los hidrogramas

En este análisis los datos de precipitación máxima anual se plotean en coordenadas cartesianas, en el eje de las abscisas se plotean los años y en el eje de las ordenadas las respectivas precipitaciones y este análisis permite observar la distribución de la precipitación al tiempo y ver periodos dudosos y aceptables, dándonos una aproximación de la consistencia

La serie histórica de precipitaciones máximas en 24 horas (anual), utilizado para el análisis correspondiente pertenecen a las estaciones pluviométricas de Crucero, Muñani, Putina, Ananea, las que se muestran en los siguientes cuadros.

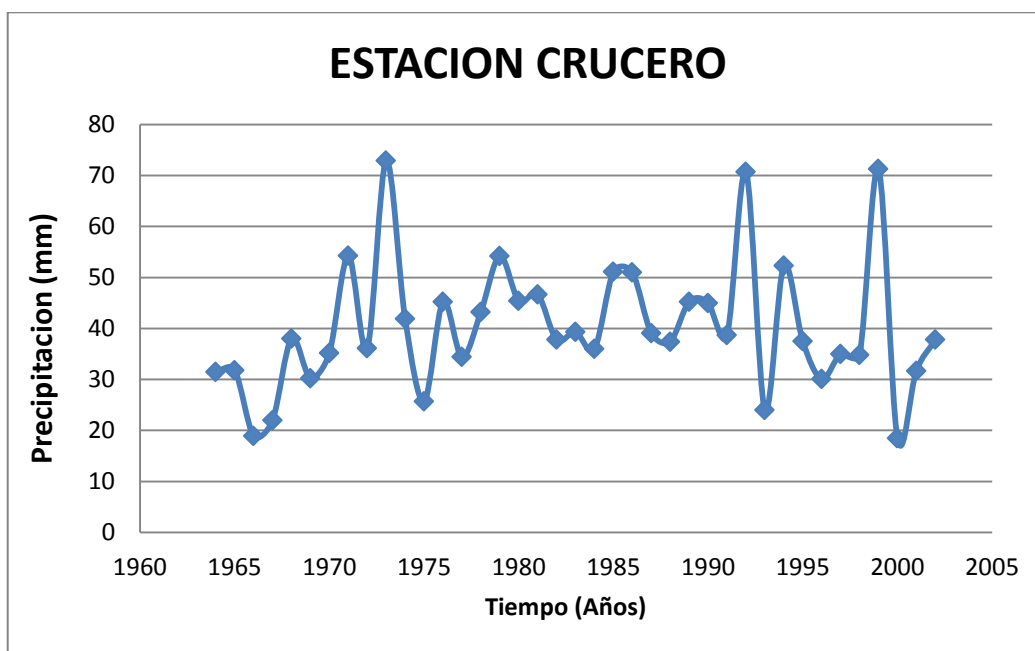


FIGURA 33: Hidrograma estación Crucero.

FUENTE: Elaboracion propia.

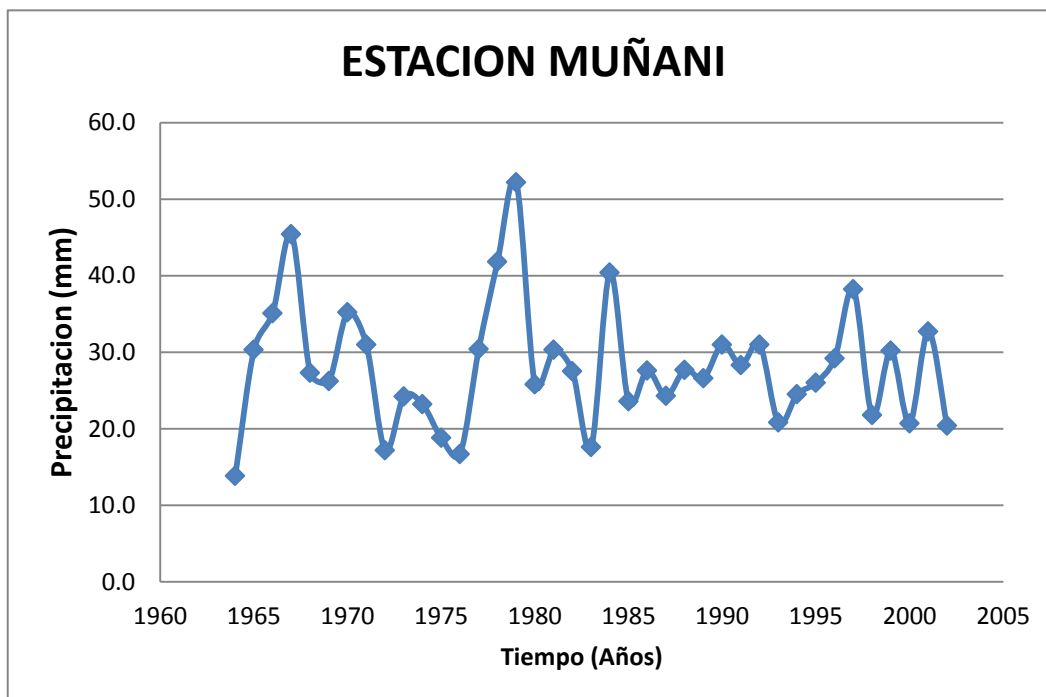


FIGURA 34: Hidrograma estación Muñani.

FUENTE: Elaboración propia.

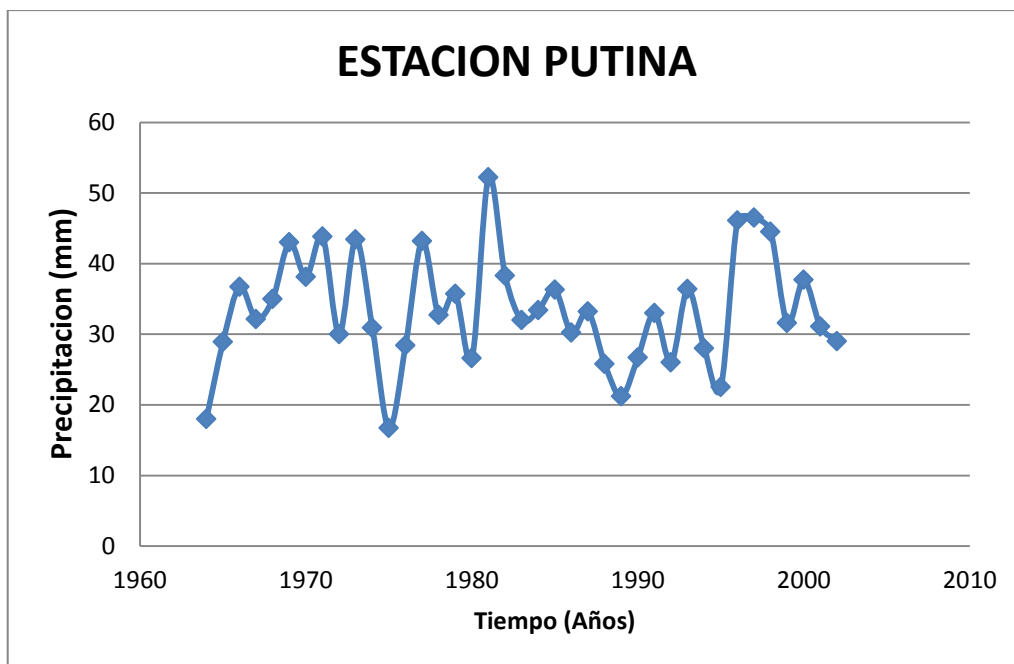


FIGURA 35: Hidrograma estación Putina

FUENTE: Elaboración propia.

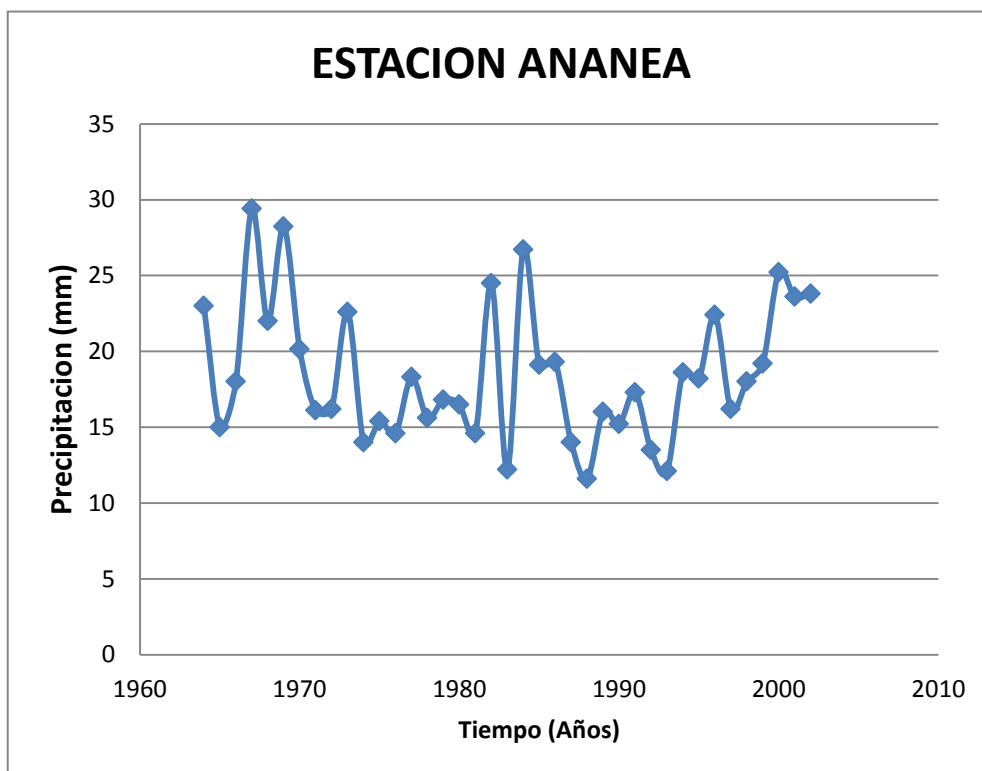


FIGURA 36: Hidrograma estación Ananea

FUENTE: Elaboracion propia.

3.1.2.4.9 HIDROLOGIA ESTADISTICA

El análisis de frecuencias referida a precipitaciones máximas diarias, tiene la finalidad de estimar precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos, cuya estimación de parámetros se ha realizado mediante el método de momentos.

Los métodos probabilísticos que mejor ajustan a valores extremos, utilizados en la formulación del presente estudio son;

- Distribución Valor extremos Tipo I o Ley de Gumbel

3.1.2.4.10 DISTRIBUCION DE VALOR EXTREMO TIPO I (LEY DE GUMBEL)

Mediante el ajuste a una distribución de un conjunto de datos hidrológicos (en este caso las intensidades de tormentas), una gran cantidad de información puede resumirse en la función y en sus parámetros para determinar un valor de probabilidad de la variable aleatoria.

Considerando que los valores extremos son cantidades máximas o mínimas seleccionadas de una base de datos, que conforman un conjunto de valores extremos los que pueden analizarse estadísticamente: en el caso de los fenómenos hidrológicos, la distribución que más se ajusta al fenómeno es la del Tipo I (Ley de gumbel), el cual esta expresado en la siguientes ecuaciones:

$$X_T = \bar{X}_l + K_T * S \dots \dots \dots \text{(Ec. 47)}$$

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left[0.57721 + \ln \left(\ln \frac{T}{T-1} \right) \right] \dots \dots \dots \text{(Ec. 48)}$$

Dónde:

K_T = Factor de frecuencia.

\bar{X}_i = Media de las intensidades.

S = Desviación estándar de las intensidades.

X_T = Precipitación máxima en 24 horas para un T_r , mm.

Cuyos parámetros se definen con las relaciones:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * S \quad \mu = \bar{X}_i - 0.57721 * \alpha$$

α = Parámetro de escala ($0 < \alpha < \infty$)

μ = Parámetro de posición ($-\infty < \alpha < \infty$)

TABLA 29: Precipitación máxima en 24h para diferentes periodos de retorno estación Crucero

ESTACION CRUCERO				
Periodo	Promedio Int.	Factor	Desv.	PTR
		Frecuencia	EstandarInt.	
Retorno	X	Kt	S	Xt
500	11.62	4.39	3.18	25.60
400	11.62	4.22	3.18	25.05
300	11.62	4.00	3.18	24.33
250	11.62	3.85	3.18	23.88
225	11.62	3.77	3.18	23.62
200	11.62	3.68	3.18	23.32
174	11.62	3.57	3.18	22.98
150	11.62	3.45	3.18	22.61
100	11.62	3.14	3.18	21.60
50	11.62	2.59	3.18	19.87
37	11.62	2.35	3.18	19.11
30	11.62	2.19	3.18	18.58
20	11.62	1.87	3.18	17.56
15	11.62	1.63	3.18	16.82

10	11.62	1.30	3.18	15.77
5	11.62	0.72	3.18	13.91

FUENTE: *Elaboración propia.*

TABLA 30: Precipitación máxima en 24h para diferentes periodos de retorno estación Muñani

ESTACION MUÑANI				
Periodo	Promedio Int.	Factor	Desv.	PTR
		Frecuencia	EstandarInt.	
Retorno	X	Kt	S	Xt
500	8.48	4.39	2.11	17.75
400	8.48	4.22	2.11	17.39
300	8.48	4.00	2.11	16.91
250	8.48	3.85	2.11	16.61
225	8.48	3.77	2.11	16.44
200	8.48	3.68	2.11	16.24
174	8.48	3.57	2.11	16.01
150	8.48	3.45	2.11	15.77
100	8.48	3.14	2.11	15.10
50	8.48	2.59	2.11	13.95
37	8.48	2.35	2.11	13.45
30	8.48	2.19	2.11	13.10
20	8.48	1.87	2.11	12.42
15	8.48	1.63	2.11	11.93
10	8.48	1.30	2.11	11.23
5	8.48	0.72	2.11	10.00

FUENTE: *Elaboración propia.*

TABLA 31: Precipitación máxima en 24h para diferentes periodos de retorno estación Putina

ESTACION PUTINA				
Periodo	Promedio	Factor Frecuencia	Desv. EstandarInt.	PTR
	Int.			
Retorno	X	Kt	S	Xt
500	9.90	4.39	2.05	18.92
400	9.90	4.22	2.05	18.56
300	9.90	4.00	2.05	18.10
250	9.90	3.85	2.05	17.81
225	9.90	3.77	2.05	17.64
200	9.90	3.68	2.05	17.45
174	9.90	3.57	2.05	17.23
150	9.90	3.45	2.05	16.99
100	9.90	3.14	2.05	16.34
50	9.90	2.59	2.05	15.22
37	9.90	2.35	2.05	14.73
30	9.90	2.19	2.05	14.39
20	9.90	1.87	2.05	13.73
15	9.90	1.63	2.05	13.25
10	9.90	1.30	2.05	12.58
5	9.90	0.72	2.05	11.38

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 32: Precipitación máxima en 24h para diferentes periodos de retorno estación Ananea

ESTACION ANANEA				
Periodo	Promedio Int.	Factor Frecuencia	Desv. EstandarInt.	PTR
Retorno	X	Kt	S	Xt
500	5.91	4.39	1.24	11.37
400	5.91	4.22	1.24	11.15

300	5.91	4.00	1.24	10.87
250	5.91	3.85	1.24	10.69
225	5.91	3.77	1.24	10.59
200	5.91	3.68	1.24	10.48
174	5.91	3.57	1.24	10.34
150	5.91	3.45	1.24	10.20
100	5.91	3.14	1.24	9.80
50	5.91	2.59	1.24	9.13
37	5.91	2.35	1.24	8.83
30	5.91	2.19	1.24	8.63
20	5.91	1.87	1.24	8.22
15	5.91	1.63	1.24	7.94
10	5.91	1.30	1.24	7.53
5	5.91	0.72	1.24	6.80

FUENTE: *Elaboración propia.*

3.1.2.4.11 DETERMINACIÓN DE LA INTENSIDAD DE LLUVIAS

Intensidad – Duración – Periodo de Retorno

Debe basarse en el análisis disponible sobre lluvias máximas y en las características de la cuenca.

La metodología a utilizar para obtener las Intensidad – Duración - Período de Retorno, se basa en el procesamiento estadístico de los registros de lluvias máximas en 24 horas disponibles.

El procesamiento estadístico tiene por objeto cuantificar las lluvias en 24 horas de diversos períodos de retorno. Los períodos de retorno se determinan de manera que cubran las necesidades de diseño de las estructuras hidráulicas. En la Tabla, se muestra lo periodos de retorno para obras de drenaje en carreteras de bajo volumen de tránsito.

TABLA 33: Periodos de retorno según el tipo de obra

Tipo de obra	Periodo de retorno en años
Puentes y pontones	100 (mínimo)
Alcantarillas de paso y badenes	50
Alcantarilla de alivio	10 - 20
Drenaje de la plataforma	10

Fuente: Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito

Para la determinación IDF, se utilizaron los modelos de Bell y Yance Tueros, donde el valor de P_{60}^{10} , puede ser calculado a partir del modelo de Yance Tueros, que estima la intensidad máxima horaria a partir de las precipitaciones máximas en 24 horas.

$$I = aP_{24}^b \dots\dots\dots (Ec. 49)$$

Dónde:

I = intensidad máxima en mm/h

a, b = parámetros del modelo; 0.4602, 0.876, respectivamente.

P24 = precipitación máxima en 24 horas.

El modelo de Bell a utilizar en el presente estudio es el siguiente:

$$P_T^t = (0.21LnT + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_{10}^{60} \dots\dots\dots (Ec. 50)$$

Dónde:

P_T^t = Precipitación de duración t min, período de retorno T, (mm).

P_{10}^{60} = Precipitación de duración 60 min, período de retorno 10 años, (mm).

Con las precipitaciones de diseño elegidas para diferentes periodos de retorno, ajustada con la distribución teórica y utilizando el modelo de Yance Tueros, se elaboraron los cuadros, para las estaciones Crucero, Muñani, Putina, Ananea respectivamente, donde se muestra las Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno.

TABLA 34: Intensidades máximas (mm) para diferentes duraciones y periodo de retorno Estación Crucero

Intensidades máximas (mm) para diferentes duraciones y periodo de retorno							
Estación Crucero							
Periodo	P MAX	Duración en minutos (t)					
		24H	5	10	15	20	30
Retorno							
500	25.60	2.89	4.33	5.30	6.04	7.19	9.44
400	25.05	2.82	4.22	5.16	5.89	7.00	9.20
300	24.33	2.72	4.08	4.98	5.69	6.76	8.88
250	23.88	2.66	3.99	4.87	5.56	6.61	8.68
225	23.62	2.63	3.93	4.81	5.49	6.53	8.57
200	23.32	2.59	3.87	4.74	5.40	6.43	8.44
174	22.98	2.54	3.81	4.65	5.31	6.31	8.29
150	22.61	2.49	3.73	4.56	5.20	6.19	8.13
100	21.60	2.36	3.53	4.31	4.92	5.86	7.69
50	19.87	2.13	3.18	3.89	4.44	5.28	6.94
37	19.11	2.03	3.03	3.71	4.23	5.03	6.61
30	18.58	1.96	2.93	3.58	4.09	4.86	6.38
20	17.56	1.82	2.73	3.33	3.80	4.53	5.94
15	16.82	1.73	2.58	3.16	3.60	4.29	5.63
10	15.77	1.59	2.38	2.91	3.32	3.95	5.16
5	13.91	1.36	2.04	2.49	2.84	3.38	4.44

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 35: Intensidades máximas (mm) para diferentes duraciones y periodo de retorno Estación Muñani

Intensidades máximas (mm) para diferentes duraciones y periodo de retorno							
Estación Muñani							
Periodo	P MAX	Duración en minutos (t)					
Retorno	24H	5	10	15	20	30	60
500	17.75	2.15	3.22	3.93	4.49	5.34	7.01
400	17.39	2.09	3.13	3.83	4.37	5.20	6.83
300	16.91	2.02	3.03	3.70	4.22	5.03	6.60
250	16.61	1.98	2.96	3.62	4.13	4.91	6.45
225	16.44	1.95	2.92	3.57	4.08	4.85	6.37
200	16.24	1.92	2.88	3.52	4.01	4.78	6.27
174	16.01	1.89	2.83	3.46	3.94	4.69	6.16
150	15.77	1.85	2.77	3.39	3.87	4.60	6.04
100	15.10	1.75	2.62	3.20	3.66	4.35	5.71
50	13.95	1.58	2.36	2.89	3.30	3.92	5.15
37	13.45	1.51	2.25	2.76	3.14	3.74	4.91
30	13.10	1.45	2.18	2.66	3.03	3.61	4.74
20	12.42	1.35	2.03	2.48	2.83	3.36	4.41
15	11.93	1.28	1.92	2.35	2.68	3.18	4.18
10	11.23	1.18	1.77	2.16	2.47	2.94	3.83
5	10.00	1.01	1.51	1.85	2.11	2.51	3.30

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 36: Intensidades máximas (mm) para diferentes duraciones y periodo de retorno Estación Putina

Intensidades máximas (mm) para diferentes duraciones y periodo de retorno							
Estación Putina							
Periodo	P MAX	Duración en minutos (t)					
Retorno	24H	5	10	15	20	30	60
500	18.92	2.37	3.55	4.34	4.95	5.89	7.74
400	18.56	2.31	3.46	4.23	4.83	5.74	7.54
300	18.10	2.23	3.34	4.09	4.66	5.55	7.28

250	17.81	2.18	3.27	4.00	4.56	5.42	7.12
225	17.64	2.15	3.23	3.94	4.50	5.35	7.03
200	17.45	2.12	3.18	3.88	4.43	5.27	6.92
174	17.23	2.08	3.12	3.81	4.35	5.18	6.80
150	16.99	2.04	3.06	3.74	4.27	5.08	6.67
100	16.34	1.93	2.89	3.54	4.04	4.80	6.31
50	15.22	1.74	2.61	3.19	3.64	4.33	5.69
37	14.73	1.66	2.49	3.04	3.47	4.13	5.42
30	14.39	1.60	2.40	2.94	3.35	3.99	5.23
20	13.73	1.49	2.24	2.73	3.12	3.71	4.87
15	13.25	1.42	2.12	2.59	2.96	3.52	4.62
10	12.58	1.30	1.95	2.39	2.72	3.24	4.23
5	11.38	1.12	1.67	2.04	2.33	2.77	3.64

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 37: Intensidades máximas (mm) para diferentes duraciones y periodo de retorno Estación Ananea

Intensidades máximas (mm) para diferentes duraciones y periodo de retorno							
Estación Ananea							
Periodo Retorno	P MAX 24H	Duración en minutos (t)					
		5	10	15	20	30	60
500	11.37	1.51	2.27	2.77	3.16	3.76	4.94
400	11.15	1.47	2.21	2.70	3.08	3.66	4.81
300	10.87	1.42	2.13	2.61	2.97	3.54	4.65
250	10.69	1.39	2.08	2.55	2.91	3.46	4.54
225	10.59	1.37	2.06	2.52	2.87	3.41	4.48
200	10.48	1.35	2.03	2.48	2.83	3.36	4.42
174	10.34	1.33	1.99	2.43	2.78	3.30	4.34
150	10.20	1.30	1.95	2.39	2.72	3.24	4.25
100	9.80	1.23	1.85	2.26	2.57	3.06	4.02
50	9.13	1.11	1.67	2.04	2.32	2.76	3.63
37	8.83	1.06	1.59	1.94	2.21	2.63	3.46

30	8.63	1.02	1.53	1.87	2.14	2.54	3.34
20	8.22	0.95	1.43	1.74	1.99	2.37	3.11
15	7.94	0.90	1.35	1.65	1.88	2.24	2.94
10	7.53	0.83	1.25	1.52	1.74	2.07	2.70
5	6.80	0.71	1.06	1.30	1.49	1.77	2.32

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 38: Intensidades máximas (mm/hora) para diferentes duraciones Estación Crucero

Intensidades máximas (mm/hora) para diferentes duraciones							
Periodo	P MAX	Estacion Crucero					
		Duracion en minutos (t)					
Retorno	24H	5	10	15	20	30	60
500	4.87	34.72	25.99	21.18	18.12	14.37	9.44
400	4.81	33.83	25.32	20.64	17.66	14.01	9.20
300	4.74	32.68	24.46	19.94	17.06	13.53	8.88
250	4.56	31.95	23.91	19.49	16.68	13.23	8.68
225	4.31	31.53	23.60	19.24	16.46	13.05	8.57
200	3.89	31.06	23.25	18.95	16.21	12.86	8.44
174	3.71	30.51	22.83	18.61	15.92	12.63	8.29
150	3.71	29.91	22.39	18.25	15.61	12.38	8.13
100	3.58	28.29	21.18	17.26	14.77	11.71	7.69
50	3.33	25.52	19.10	15.57	13.32	10.57	6.94
37	3.16	24.32	18.20	14.84	12.69	10.07	6.61
30	2.91	23.48	17.57	14.32	12.26	9.72	6.38
20	2.49	21.86	16.36	13.34	11.41	9.05	5.94
15	0.00	20.71	15.50	12.64	10.81	8.57	5.63
10	0.00	19.09	14.29	11.65	9.97	7.90	5.16
5	0.00	16.32	12.22	9.96	8.52	6.76	4.44

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 39: Intensidades máximas (mm/hora) para diferentes duraciones Estacion Muñani

Intensidades máximas (mm/hora) para diferentes duraciones							
EstacionMuñani							
Periodo	P MAX	Duracion en minutos (t)					
Retorno	24H	5	10	15	20	30	60
500	3.62	25.79	19.30	15.73	13.46	10.68	7.01
400	3.57	25.13	18.81	15.33	13.12	10.40	6.83
300	3.52	24.28	18.17	14.81	12.67	10.05	6.60
250	3.39	23.74	17.76	14.48	12.39	9.83	6.45
225	3.20	23.42	17.53	14.29	12.23	9.70	6.37
200	2.89	23.07	17.27	14.07	12.04	9.55	6.27
174	2.76	22.66	16.96	13.82	11.83	9.38	6.16
150	2.76	22.22	16.63	13.55	11.60	9.20	6.04
100	2.66	21.02	15.73	12.82	10.97	8.70	5.71
50	2.48	18.96	14.19	11.57	9.90	7.85	5.15
37	2.35	18.07	13.52	11.02	9.43	7.48	4.91
30	2.16	17.44	13.05	10.64	9.10	7.22	4.74
20	1.85	16.24	12.15	9.91	8.48	6.72	4.41
15	0.00	15.39	11.52	9.39	8.03	6.37	4.18
10	0.00	14.18	10.61	8.65	7.40	5.87	3.83
5	0.00	12.13	9.07	7.40	6.33	5.02	3.30

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 40: Intensidades máximas (mm/hora) para diferentes duraciones Estación Putina

Intensidades máximas (mm/hora) para diferentes duraciones							
EstacionPutina							
Periodo	P MAX	Duracion en minutos (t)					
Retorno	24H	5	10	15	20	30	60
500	4.00	28.47	21.31	17.37	14.86	11.79	7.74
400	3.94	27.74	20.76	16.92	14.48	11.49	7.54
300	3.88	26.80	20.06	16.35	13.99	11.09	7.28

250	3.74	26.20	19.61	15.98	13.68	10.85	7.12
225	3.54	25.86	19.35	15.77	13.50	10.70	7.03
200	3.19	25.47	19.06	15.54	13.29	10.54	6.92
174	3.04	25.02	18.72	15.26	13.06	10.36	6.80
150	3.04	24.53	18.36	14.96	12.80	10.15	6.67
100	2.94	23.20	17.36	14.15	12.11	9.60	6.31
50	2.73	20.93	15.66	12.77	10.92	8.66	5.69
37	2.59	19.94	14.93	12.17	10.41	8.26	5.42
30	2.39	19.26	14.41	11.75	10.05	7.97	5.23
20	2.04	17.93	13.42	10.94	9.36	7.42	4.87
15	0.00	16.98	12.71	10.36	8.87	7.03	4.62
10	0.00	15.66	11.72	9.55	8.17	6.48	4.23
5	0.00	13.39	10.02	8.17	6.99	5.54	3.64

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 41: Intensidades máximas (mm/hora) para diferentes duraciones Estación Ananea

Intensidades máximas (mm/hora) para diferentes duraciones							
EstacionAnanea							
Periodo	P MAX	Duracion en minutos (t)					
		24H	5	10	15	20	30
500	2.55	18.16	13.59	11.08	9.48	7.52	4.94
400	2.52	17.69	13.24	10.79	9.24	7.33	4.81
300	2.48	17.09	12.79	10.43	8.92	7.08	4.65
250	2.39	16.71	12.51	10.19	8.72	6.92	4.54
225	2.26	16.49	12.34	10.06	8.61	6.83	4.48
200	2.04	16.25	12.16	9.91	8.48	6.73	4.42
174	1.94	15.96	11.94	9.73	8.33	6.61	4.34
150	1.94	15.65	11.71	9.54	8.17	6.48	4.25
100	1.87	14.80	11.08	9.03	7.72	6.13	4.02
50	1.74	13.35	9.99	8.14	6.97	5.53	3.63
37	1.65	12.72	9.52	7.76	6.64	5.27	3.46
30	1.52	12.28	9.19	7.49	6.41	5.08	3.34

20	1.30	11.43	8.56	6.98	5.97	4.73	3.11
15	0.00	10.83	8.11	6.61	5.65	4.48	2.94
10	0.00	9.99	7.47	6.09	5.21	4.13	2.70
5	0.00	8.54	6.39	5.21	4.46	3.53	2.32

FUENTE: *Elaboración propia.*

Para la determinación de la intensidad máxima de diseño se ha realizado una regresión múltiple utilizando los datos de los Cuadros anteriores. Los resultados de los parámetros determinados, se muestran en los siguientes cuadros.

TABLA 42: Parámetros de la ecuación de Intensidad máxima – Estación Crucero (E1)

Parámetros de la ecuación de Intensidad máxima – Estación Crucero (E1)

Resultado de regresión

Coefficiente de correlación múltiple	0.996151415
Coefficiente de determinación R ²	0.992317641
R ² ajustado	0.992141036
Error típico	0.018321647
Observaciones	90

Log K	1.517858871
K=	32.95026192
m=	0.158032772
n=	-0.526964438

FUENTE: *Elaboracion propia.*

TABLA 43: Parámetros de la ecuación de Intensidad máxima – Estación Muñani (E2)

Parámetros de la ecuación de Intensidad máxima Estación Muñani (E2)

Resultados de regresion

Coeficiente de correlación múltiple	0.996151415
Coeficiente de determinación R ²	0.992317641
R ² ajustado	0.992141036
Error típico	0.018321647
Observaciones	90
<hr/>	
Log K	1.387619627
K=	24.41291431
m=	0.158032772
n=	-0.526964438

FUENTE: Elaboracion propia.

TABLA 44: Parámetros de la ecuación de Intensidad máxima – Estación Putina (E3)

Parámetros de la ecuación de Intensidad máxima – Estación Putina (E3)

Resultados de Regresión

Coeficiente de correlación múltiple	0.996151415
Coeficiente de determinación R ²	0.992317641
R ² ajustado	0.992141036
Error típico	0.018321647
Observaciones	90

Log K	1.431684583
K=	27.01995261
m=	0.158032772
n=	-0.526964438

FUENTE: Elaboracion propia.

TABLA 45: Parámetros de la ecuación de Intensidad máxima – Estación Ananea (E4)

Parámetros de la ecuación de Intensidad máxima – Estación Ananea (E4)

Resultados de regresión

Coefficiente de correlación múltiple	0.996151415
Coefficiente de determinación R^2	0.992317641
R^2 ajustado	0.992141036
Error típico	0.018321647
Observaciones	90

Log K	1.236390415
K=	17.2341717
m=	0.158032772
n=	-0.526964438

FUENTE: Elaboracion propia.

Por lo tanto la ecuación para el cálculo de la intensidad máxima de diseño para las estaciones que influyen el área de estudio serian:

$$I_{\text{max-Crucero}} = \frac{32,95 * T^{0.158}}{t^{0.527}}$$

$$I_{\text{max-Muñani}} = \frac{24,41 * T^{0.158}}{t^{0.527}}$$

$$I_{\text{max-Putina}} = \frac{27,02 * T^{0.158}}{t^{0.527}}$$

$$I_{\text{max-Ananea}} = \frac{17,23 * T^{0.158}}{t^{0.527}}$$

3.1.2.4.12 TIEMPO DE CONCENTRACION

El tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto equilibrio se denomina “tiempo de concentración” y equivale al tiempo que tarda el agua en pasar desde el punto más alejado hasta la salida de la cuenca.

Dicho parámetro se determina por diferentes métodos y para su selección de toma en cuenta las exigencias de la futura obra, manteniéndose dentro de un adecuado nivel de seguridad y gobernado bajo el criterio y tomando el valor más alto para cada rio con las expresiones siguientes.

Según kirpich

$$T_c = 0.0195 * \sqrt{\frac{Lc^3}{H}}^{0.77} \dots\dots\dots (\text{Ec. 51})$$

$$T_c = 8.21 \text{ horas}$$

EE.UU. Para el Diseño de Alcantarillas (Tc)

$$T_c = (0.871 * \frac{Lc^3}{H})^{0.385} \dots\dots\dots (\text{Ec. 52})$$

$$T_c = 7.55 \text{ horas}$$

Método de GIANDOTTY (Tc)

$$T_c = \frac{1.5Lc+4*\sqrt{A}}{0.8*\sqrt{A}} \dots\dots\dots(\text{Ec. 53})$$

$$T_c = 9.77 \text{ horas}$$

Tiempo de concentración prom. (Tc) = 586.02 min.

3.1.2.4.13 PERIODO DE RETORNO T

Es el tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualada o superada por lo menos una vez

Fijaciones del periodo de retorno:

- a. Criterios económicos
- b. Criterios usuales
- c. Criterios de riesgo

Otro criterio es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida.

Se define $P(x \geq x_o)$ como la probabilidad de ocurrencia, o la probabilidad de que un evento x sea mayor o igual a un valor dado x_o .

Se define $P(x < x_o) = 1 - P(x \geq x_o)$ como la probabilidad de no ocurrencia o la probabilidad de que un evento x sea menor a un valor dado x_o .

$$T = \frac{1}{P(x \geq x_o)} \dots\dots\dots (\text{Ec. 54})$$

$$P(x < x_o) = 1 - P(x \geq x_o) \dots\dots (\text{Ec. 55})$$

La probabilidad de no ocurrencia dentro de n años de la vida útil de una obra:

$$J = (P(x < x_o))^n \dots\dots\dots (Ec. 56)$$

Suponiendo que los eventos de ocurrencia seas independientes.

La probabilidad de ocurrencia dentro de n años de la vida útil de la obra, denominada aquí RIESGO PERMISIBLE, está dado por:

$$k = 1 - J = 1 - (P(x < x_o))^n \dots\dots (Ec. 57)$$

Sustituyendo:

$$k = 1 - (P(x < x_o))^n \dots\dots\dots (Ec. 58)$$

Sustituyendo:

TABLA 46: VALores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**)
Puentes(*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso de quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

FUENTE: manual de hidrología hidráulica y drenaje MTC

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

$$(1 - k)^{1/n} = 1 - \frac{1}{T} \dots$$

$$1 - (1 - k)^{1/n} = \frac{1}{T} \dots \dots \dots \text{(Ec. 59)}$$

$$T = \frac{1}{1 - (1 - k)^{1/n}} \dots \dots \dots \text{(Ec. 60)}$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la formula anterior permite calcular el periodo de retorno T , fijando el riesgo permisible k , el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra.

Si consideramos:

$$k = 0.25 \text{ riesgo admisible}$$

$$n = 50 \text{ años}$$

$$T = \frac{1}{1 - (1 - 0.25)^{1/50}} \dots \dots \dots \text{(Ec. 61)}$$

$$T = 174 \text{ años de periodo de retorno}$$

3.1.2.4.14 PRECIPITACION MEDIA ANUAL (Pc):

TABLA 47: Precipitación media anual para cada estación

Nombre	Altitud	Precipitación	Datos de Calculo		
Estación	msnm	Media Anual			
	(X)	(Y)	(XY)	X2	Y2
Ananea	4660	630.83	2939666	21715600	397946
Crucero	4100	783.29	3211490	16810000	613544
Muñani	3948	622.30	2456849	15586704	387260
Putina	3878	677.12	2625885	15038884	458496
Suma	16586	2713.545544	11233890	69151188	1857246

FUENTE: Elaboracion propia.

TABLA 48: Precipitación total mensual estación Ananea

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA													
DEPARTAMENTO : PUNO		PROV. : S.ANTONIO DE PUTINA			DIST. : ANANEA				INFORMACION.: PRECIPITACION TOTAL MENSUAL				
Estación: ANANEA		LAT. " S " : 14°40'42,4"			Long. " W " : 69°32'03,3"				Alt. 4660 m.s.n.m.				
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR L	MAY	JUN	JUL	AGOT	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1963	X	X	X	X	X	X	X	X	21.20	36.20	10.30	X	
1964	X	124.40	X	X	56.00	7.30	0.00	0.00	32.40	48.60	58.40	70.90	
1965	141.60	77.50	82.90	41.20	0.00	0.00	3.20	13.00	35.90	20.60	58.80	64.70	539.4
1966	50.30	140.40	33.80	7.70	35.50	0.00	0.00	0.00	23.90	65.60	70.50	108.60	536.3
1967	40.10	76.20	66.00	7.70	20.80	0.00	26.50	24.00	32.00	48.20	54.90	151.70	548.1
1968	185.90	175.90	89.70	7.20	2.00	0.00	22.20	36.00	3.70	4.70	5.00	7.90	540.2
1969	86.10					0.00	0.00	0.00	37.80	49.60	69.30	88.60	
1970	52.60					0.00	0.00	0.00		76.50	19.30	122.10	
1971	108.30	244.10	31.70	35.40	4.60	6.00	0.00	7.40	9.80	59.10	37.30	96.30	640.0
1972	112.30	100.60	85.50	31.70	7.00	1.50	6.70	43.80	30.10	43.60	56.20	109.40	628.4
1973	75.00	109.60	90.50	67.60	13.10	0.50	4.70	12.40	52.60	38.50	42.20	66.30	573.0
1974	111.10	117.10	78.00	48.30	9.90	11.00	21.30	33.80	24.70	28.60	28.40	110.00	622.2
1975	88.50	126.00	103.20	56.20	23.20	18.60	0.00	26.30	23.60	79.50	31.40	97.20	673.7
1976	122.80	98.80	90.30	28.20	52.60	13.40	16.10	6.70	59.20	6.50	19.90	80.60	595.1
1977	112.40	86.10	109.30	37.30	23.60	4.90	4.80	0.00	33.50	30.60	99.70	60.80	603.0
1978	87.30	87.60	113.50	53.50	9.10	6.30	0.00	0.00	51.80	19.50	98.60	145.00	672.2
1979	173.80	71.50	89.50	77.20	11.20	0.00	0.00	14.50	24.80	53.10	52.60	123.30	691.5
1980	129.60	94.50	99.90	21.50	26.50	0.00	1.70	10.40	36.70	60.80	42.60	81.70	605.9
1981	186.50	115.50	182.00	25.40	10.10	4.10	0.00	26.00	46.50	73.10	78.40	121.60	869.2
1982	190.30	75.90	114.90	92.70	2.80	5.50	0.00	15.00	40.20	55.60	82.90	83.60	759.4
1983	82.10	111.50	49.00	68.10	16.90	26.40	0.00	0.00	14.80	22.30	19.50	76.70	487.3
1984	158.40	161.30	138.80	29.00	0.00	0.00	10.80	43.10	7.00	59.80	123.70	129.50	861.4
1985	145.80	113.80	109.00	97.70	12.10	40.80	6.30	5.90	46.90	61.10	116.60	118.00	874.0
1986	131.70	128.60	152.20	67.10	18.10	0.00	5.10	16.20	12.80	40.10	59.90	127.50	759.3
1987	157.60	50.50	101.60	41.90	13.10	8.90	35.80	4.80	14.70	48.10	119.60	125.90	722.5
1988	112.80	93.90	115.40	76.80	24.20	0.00	0.00	0.00	0.00	22.90	30.40	81.80	558.2
1989	105.30	58.80	136.00	26.20	31.40	0.00	0.00	41.50	29.10	48.40	48.00	95.10	619.8
1990	167.40	82.50	22.90	46.70	8.30	49.70	3.20	24.50	8.10	73.60	70.70	119.50	677.1
1991	104.80	66.60	78.40	60.20	26.00	31.40	0.00	0.00	26.60	35.40	51.10	52.50	533.0
1992	74.80	90.10	83.60	42.90	0.00	14.10	0.00	30.00	8.30	34.90	69.80	83.80	532.3
1993	127.00	83.70	100.30	61.40	26.50	1.50	8.60	31.80	7.70	41.80	71.10	101.10	662.5
1994	150.20	183.30	114.40	76.50	0.00	3.90	0.00	0.00	8.30	23.70	39.20	104.30	703.8
1995	80.50	84.60	128.50	52.00	9.20	0.00	5.20	0.00	8.40	14.40	40.60	78.90	502.3
1996	132.20	98.60	56.20	28.60	19.00	0.00	0.50	31.40	17.00	27.90	62.50	23.30	497.2
1997	144.70	100.00	114.80	37.90	9.10	0.00	1.40	14.40	18.10	23.40	48.60	110.30	622.7
1998	77.00	102.70	77.50	35.00	0.50	6.20	0.00	0.50	8.90	120.80	83.00	46.50	558.6
1999	136.90	103.90	103.60	46.70	12.60	1.40	2.90	1.50	40.70	41.70	54.70	67.50	614.1
2000	93.20	97.80	95.40	23.70	7.10	18.10	4.10	12.70	20.40	75.00	26.10	112.50	586.1
2001	132.70	46.20	86.40	49.90	62.60	0.50	13.20	13.60	11.90	50.20	63.70	59.80	590.7
2002	65.90	125.70	106.10	42.30	10.10	0.50	27.20	19.70	39.50	48.80	115.30	74.40	675.5

2003	184.80	71.40	114.50	52.30	3.80	9.40	0.00	19.40	13.10	79.30	43.10	85.80	676.9
2004	236.30	136.10	79.40	39.80	11.70	21.40	6.00	11.40	31.20	45.80	60.20	83.80	763.1
2005	79.60	152.90	56.00	17.70	1.10	0.20	0.00	14.00	7.90	51.90	63.00	148.90	593.2
2006	165.00	83.10	61.30	62.60	2.80	5.40	0.00	20.80	29.20	71.30	69.20	98.10	668.8
2007	118.10	79.20	96.90	33.60	16.30	0.00	9.80	0.00	14.70	39.70	61.90	89.60	559.8
2008	168.20	62.70	60.30	40.60	24.70	2.80	1.80	7.70	7.10	48.30	56.00	133.70	613.9
2009	135.10	79.90	63.70	52.60	17.60	0.00	0.00	0.00	16.60	26.80	125.30	98.50	616.1
2010	115.40	95.00	103.20	22.60	14.40	0.00	6.00	0.00	2.40	38.40	40.40	90.90	528.7
2011	98.10	109.00	142.30	33.90	0.00	10.10	1.70						
N' DATOS	47.00	46.00	45.00	45.00	46.00	48.00	48.00	47.00	47.00	48.00	48.00	47.00	44.00
MEDIA	122.04	103.81	93.52	44.56	15.37	6.91	5.35	13.49	23.23	46.13	59.37	93.80	630.83
DESV.STD	41.74	36.53	31.53	20.90	14.33	10.92	8.33	13.24	14.78	21.74	29.07	30.05	94.64
MIN	40.10	46.20	22.90	7.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.70	5.00	7.90	487.30
MAX	236.30	244.10	182.00	97.70	62.60	49.70	35.80	43.80	59.20	120.80	125.30	151.70	874.00
MEDIANA	118.10	98.20	95.40	41.90	11.90	1.50	1.70	12.40	21.20	46.95	57.30	95.10	615.10

FUENTE: SENAMHI

TABLA 49: Precipitación total mensual estación Crucero

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA - SENAMHI - PUNO													
DEPARTAMENTO: PUNO		PROVINCIA: CARABAYA				DISTRITO: CRUCERO			INFORMACION.: PRECIPITACION TOTAL MENSUAL				
ESTACION: CRUCERO		LAT: 14°21'44.4"				LONG: 70°01'27.7"			ALT. 4100 m.s.n.m.				
AÑOS	ENER.	FEB.	MAR.	ABRL.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOT.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1956					45.00	13.00	0.00	0.00	11.00	0.00	8.50	25.40	
1957	35.20		81.90	145.60	35.30	0.00	0.00	4.80	10.00	40.80	81.90	148.30	
1958	172.80	86.00	54.50	41.90	57.90	0.00	17.10	1.10	10.60	66.70	58.80	91.90	659.3
1959	124.30	90.30	117.10	59.10	28.40	16.40	0.00	9.40	5.70	41.40	66.90	59.00	618.0
1960	125.20	80.40	43.10	54.10	20.40	2.00	12.40	8.40	11.50	64.30	91.00	58.30	571.1
1961	73.20	77.60	99.40	81.10	30.40	3.40	0.00	7.50	12.30	26.60	56.40	96.30	564.2
1962	67.70	95.70	184.90	24.50	15.80	0.00	0.00	0.00	24.20	24.80	31.80	153.20	622.6
1963	160.20	65.40	108.30	16.60	0.00	0.00	0.00	0.00	60.30	19.60	6.40	80.90	517.7
1964	96.00	77.20	135.10	35.10	0.00	0.00	0.00	0.00	16.20	21.30	37.60	109.40	527.9
1965	135.60	117.40	79.40	30.10	1.50	0.00	0.00	1.10	22.90	24.70	49.30	142.30	604.3
1966	35.20	160.50	110.00	9.50	36.00	0.00	0.00	1.80	42.20	63.20	43.80	54.00	556.2
1967	34.90	106.90	85.50	2.40	29.20	3.20	13.60	23.10	44.60	75.20	27.60	175.20	621.4
1968	98.10	130.60	108.60	12.50	0.00	0.00	38.00	23.40	40.90	43.90		51.90	
1969	229.60	83.00	81.80	17.60	4.60	6.00	9.00	16.50	28.80	39.50	76.80	56.20	649.4
1970	145.70	169.60	118.80	70.10	12.10		8.10	0.00	0.00	61.20	61.20	234.60	
1971	230.70	287.70	53.20	35.50	0.00	8.70	0.00	3.40	5.10	28.60	159.30	174.90	987.1
1972	177.20	82.90	81.70	108.10	24.20	5.40	0.00	31.00	49.70	86.40	101.10	156.30	904.0
1973	244.40	134.40	98.60	123.60	11.40	0.70	23.20	3.80	44.80	89.10	49.80	152.20	976.0
1974	136.50	254.00	102.10	73.00	3.60	11.70	9.70	26.50	47.20	103.60	62.90	179.20	1,010.0
1975	137.70	116.20	92.80	113.40	12.80	2.80	1.50	10.70	80.50	68.60	74.90	180.80	892.7
1976	220.70	102.10	114.70	41.00	34.80	2.80	3.50	12.10	65.10	12.10	42.70	151.20	802.8
1977	108.00	140.20	118.30	88.10	22.60	9.50	5.70	0.00	45.00	30.10	158.60	126.50	852.6
1978	158.10	168.00	161.30	65.30	5.40	14.30	0.00	1.90	89.70	20.40	121.70	224.90	1,031.0
1979	196.90	159.00	181.70	103.70	32.10	0.00	0.00	31.80	51.60	43.60	92.80	190.50	1,083.7

1980	206.50	91.30	149.50	35.80	13.30	0.00	0.00	3.70	92.50	109.50	22.60	65.40	790.1
1981	151.80	218.00	221.90	87.10	2.30	4.30	0.00	6.20	68.60	79.60	104.30	166.70	1,110.8
1982	156.70	111.10	77.10	33.40	5.80	7.60	0.00	7.10	12.80	44.70	135.80	90.80	682.9
1983	27.20	154.30	105.60	113.70	14.20	5.80	0.00	1.80	29.80	31.40	39.30	92.60	615.7
1984	397.30	228.30	124.40	71.80	9.10	3.80	4.00	33.90	17.00	105.20	129.20	141.50	1,265.5
1985	229.90	106.10	145.00	122.60	28.60	35.20	0.00	24.40	56.00	49.00	151.00	267.80	1,215.6
1986	251.50	340.70	227.40	146.40	9.00	0.00	5.30	33.50	61.10	41.50	116.10	190.10	1,422.6
1987	247.60	117.80	165.30	25.00	21.70	7.60	41.10	0.00	16.40	73.50	148.20	111.50	975.7
1988	116.90	161.30	164.60	88.50	22.00	0.00	0.00	0.00	20.80	57.00	49.80	178.80	859.7
1989	172.60	85.40	147.40	28.20	13.10	25.40	0.00	25.50	46.90	60.70	79.60	109.30	794.1
1990	156.60	112.80	83.80	55.60	0.00	48.20	0.00	3.70	31.30	106.90	185.10	81.90	865.9
1991	125.50	80.80	176.50	59.80	49.50	30.50	0.00	0.50	72.90	43.10	87.30	183.90	910.3
1992	279.10	274.70	137.50	4.90	0.80	24.50	7.40	116.70	3.60	59.90	201.80	159.80	1,270.7
1993	178.30	81.50	91.00	84.20	14.90	8.50	0.00	36.20	25.50	37.10	103.50	160.80	821.5
1994	284.90	423.20	135.40	83.00	24.90	5.60	0.00	5.10	97.60	58.70	62.30	208.40	1,389.1
1995	177.90	97.90	152.80	38.30	28.20	2.30	0.00	12.70	24.10	42.60	82.10	95.20	754.1
1996	162.60	134.60	122.90	51.70	36.30	0.00	0.00	19.70	14.00	26.40	103.90	76.70	748.8
1997	205.30	331.80	197.80	42.60	16.10	0.00	0.00	13.90	14.60	42.40	94.50	31.30	990.3
1998	37.30	93.40	157.20	67.10	0.40	4.40	0.00	0.70	2.30	119.90	101.70	37.60	622.0
1999	141.00	120.00	171.70	67.30	31.70	0.80	0.50	0.00	55.70	44.90	64.40	118.00	816.0
2000	111.80	61.10	67.10	4.10	7.40	9.20	5.00	5.90	10.70	87.50	26.80	107.20	503.8
2001	170.30	65.10	135.40	27.10	17.60	0.00	16.10	11.30	21.30	87.10	50.20	89.30	690.8
2002	52.50	166.90	91.80	22.50	11.40	1.00	21.20	10.00	25.80	71.00	74.90	149.50	698.5
2003	161.80	87.30	113.80	59.00	10.10	14.30	0.00	13.20	15.10	65.10	54.00	56.10	649.8
2004	114.20	59.30	38.00	46.60	7.80	10.10	4.10	1.30	10.80	32.60	70.30	67.10	462.2
2005	88.00	114.50	54.00	19.40	4.70	0.00	3.40	8.30	5.80	45.80	44.50	91.20	479.6
2006	156.40	45.90	53.90	34.00	0.90	4.90	0.00	14.20	17.90	32.50	105.40	94.70	560.7
2007	127.20	40.00	83.20	19.40	6.90	0.50	1.70	0.00	14.80	59.10	40.90	55.80	449.5
2008	135.30	48.10	60.90	21.80	14.30	0.00	0.00	5.30	3.90	57.30	43.60	123.30	513.8
2009	81.70	73.00	37.90	24.60	8.80	0.00	4.10	0.00	51.20	10.60	67.40	57.30	416.6
2010	147.80	101.10	116.60	5.80	12.20	0.00	0.90	1.30	2.80	46.30	22.20	92.10	549.1
2011	54.10	61.20	73.70	15.70	4.80	2.60	0.00						
N' DATOS	55.00	54.00	55.00	55.00	56.00	55.00	56.00	55.00	55.00	55.00	54.00	55.00	51.00
MEDIA	150.03	130.99	114.43	53.80	16.29	6.49	4.58	11.53	32.06	53.17	78.23	120.46	783.29
DESV.STD	71.80	79.26	45.31	37.11	13.71	9.73	8.76	17.75	25.34	27.01	43.60	55.79	249.94
MIN	27.20	40.00	37.90	2.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.40	25.40	416.60
MAX	397.30	423.20	227.40	146.40	57.90	48.20	41.10	116.70	97.60	119.90	201.80	267.80	1422.60
MEDIANA	147.80	106.50	110.00	42.60	12.95	2.80	0.00	5.90	24.10	45.80	68.85	109.40	748.80

FUENTE: SENAMHI

TABLA 50: Precipitación total mensual estación Muñani

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA - SENAMHI - PUNO													
DEPARTAMENTO: PUNO			PROVINCIA: AZANGARO			DISTRITO: MUÑANI			INFORMACION.: PRECIPITACION TOTAL MENSUAL				
ESTACION: MUÑANI			LAT: 14°46'01.0"			LONG: 69°57'06.5"			ALT: 3948 m.s.n.m.				
AÑOS	ENER.	FEB.	MAR.	ABRL.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOT.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL

1966	78.80	92.20	54.90	16.20	26.80	0.00	0.00	0.00	5.40	19.20	50.10	26.70	370.3
1967	17.70	43.30	58.60	10.60	12.20	0.00	20.00	33.00	102.00	66.60	35.10	230.40	629.5
1968	75.70	123.90	98.40	56.00	13.00	0.00	27.80	32.40	76.20	37.90	91.30	31.60	664.2
1969	135.00	86.60	61.80	60.00	0.00	0.00	0.00	8.40	27.60	23.40	51.20	86.70	540.7
1970	213.30	73.10	69.50	82.70	15.70	0.00	2.40	0.40	44.30	50.90	23.50	175.60	751.4
1971	135.50	252.40	74.30	16.90	8.20	0.00	0.00	2.20	0.00	47.60	20.80	38.80	596.7
1972	148.60	47.20	13.00	12.00	0.00	0.00	0.00	4.00	2.80	1.00	77.80	84.40	390.8
1973	81.80	88.20	59.20	54.40	0.40	0.00	0.00	15.60	52.20	6.00	24.60	38.40	420.8
1974	100.00	96.00	25.20	17.00	0.00	0.80	0.00	0.40	0.00	9.60	2.40	69.80	321.2
1975	61.00	76.00	74.20	16.60	2.80	0.00	0.00	x	0.00	24.80	25.30	185.60	
1976	78.70	102.40	97.40	16.50	1.40	0.00	0.00	21.90	23.00	33.20	60.00	140.30	574.8
1977	96.40	128.90	120.60	16.40	0.00	0.00	0.00	0.00	46.00	41.70	95.40	95.00	640.4
1978	186.50	157.30	115.70	46.20	4.10	4.90	0.00	0.00	18.60	25.20	160.10	254.80	973.4
1979	173.80	45.90	77.30	119.00	11.40	0.00	0.00	0.00	11.70	57.90	26.90	133.30	657.2
1980	114.50	77.70	112.50	3.60	1.80	3.40	3.60	0.00	27.00	83.10	36.40	49.60	513.2
1981	195.80	90.40	131.60	72.60	0.90	0.00	0.00	9.90	25.50	70.80	41.30	93.60	732.4
1982	120.30	70.10	78.00	48.80	0.00	0.00	0.00	0.00	54.10	34.20	153.90	22.40	581.8
1983	89.20	83.30	45.10	49.80	7.20	0.00	0.00	0.00	12.40	36.10	15.60	53.90	392.6
1984	249.20	188.30	145.40	39.20	6.00	5.40	0.00	0.00	9.40	75.00	158.90	154.60	1,031.4
1985	122.80	137.50	96.80	85.40	10.00	10.80	0.00	0.00	40.10	26.50	130.90	223.10	883.9
1986	88.20	192.20	153.00	94.10	6.70	0.00	2.30	0.00	32.50	0.00	78.40	111.60	759.0
1987	200.10	101.00	59.20	55.90	0.00	6.20	24.10	3.40	1.20	42.20	95.70	33.00	622.0
1988	118.70	112.70	81.30	90.10	19.20	0.00	0.00	0.00	0.00	40.40	3.80	123.20	589.4
1989	112.80	177.90	89.20	67.20	0.00	10.00	0.00	13.10	18.90	33.80	42.90	57.10	622.9
1990	136.80	63.70	24.00	3.20	0.00	55.20	0.00	0.00	9.20	79.60	83.80	67.90	523.4
1991	129.20	83.60	139.20	71.60	9.60	32.00	0.00	0.00	13.00	32.20	83.30	116.30	710.0
1992	188.30	91.40	45.80	19.20	0.00	4.30	0.00	37.70	10.80	33.00	41.40	111.70	583.6
1993	157.00	56.30	83.70	32.20	11.40	0.00	12.30	19.40	24.80	54.90	75.90	104.30	632.2
1994	104.00	94.30	91.80	71.00	23.20	3.10	0.00	0.00	7.10	22.70	64.50	110.20	591.9
1995	154.50	181.80	110.10	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.80	28.30	96.20	587.6
1996	153.90	70.10	68.80	34.90	18.70	0.00	0.00	8.50	8.10	29.90	104.20	61.40	558.5
1997	181.60	103.50	217.20	38.30	3.20	0.00	0.00	22.30	29.40	33.80	80.10	32.50	741.9
1998	62.50	96.40	106.40	39.20	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	54.10	64.40	47.80	473.8
1999	83.60	40.50	125.20	35.90	28.10	0.00	0.00	0.00	35.70	34.50	35.90	92.90	512.3
2000	119.80	98.10	81.40	9.10	0.00	19.40	0.00	10.60	20.20	126.80	20.50	108.60	614.5
2001	173.00	109.20	163.20	19.50	26.30	3.20	10.30	7.50	21.40	61.30	57.00	87.00	738.9
2002	90.30	115.90	104.50	42.50	5.70	4.40	16.50	4.90	27.90	90.00	58.00	125.70	686.3
2003	225.10	102.30	108.20	43.40	4.60	9.10	0.00	13.00	30.50	73.20	68.00	117.40	794.8
2004	281.70	129.10	117.20	66.70	25.20	1.80	0.80	20.60	28.10	39.40	65.40	133.50	909.5
2005	98.60	224.20	84.60	27.90	2.30	0.00	1.20	1.00	8.40	80.10	124.80	68.20	721.3
2006	203.90	61.90	57.00	87.20	0.00	0.00	0.00	6.60	31.50	62.00	82.80	144.10	737.0
2007	104.00	15.60	119.10	57.90	21.40	0.00	0.00	0.00	24.40	12.60	50.80	55.40	461.2
2008	132.80	65.40	38.20	10.00	1.90	0.00	0.00	0.00	8.90	67.70	31.40	154.50	510.8
2009	77.70	100.10	39.10	26.60	0.00	0.00	4.40	0.00	23.80	18.50	69.00	85.50	444.7
2010	171.90	138.50	69.50	25.00	10.20	0.00	0.00	3.70	0.00	60.60	21.70	86.00	587.1
2011	110.90	148.00	78.10	26.20	2.00	0.00	7.20						
N' DATOS	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	44.00	45.00	45.00	45.00	45.00	44.00
MEDIA	133.38	105.10	88.36	42.14	7.43	3.85	2.89	6.83	22.09	43.71	62.52	100.46	622.30

DESV.STD	53.67	48.45	39.32	28.05	8.65	9.60	6.59	9.99	20.73	26.12	39.13	54.28	153.23
MIN	17.70	15.60	13.00	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.40	22.40	321.20
MAX	281.70	252.40	217.20	119.00	28.10	55.20	27.80	37.70	102.00	126.80	160.10	254.80	1031.40
MEDIANA	121.55	96.20	82.55	38.75	3.65	0.00	0.00	0.70	20.20	37.90	58.00	93.60	605.60

FUENTE: SENAMHI

TABLA 51: Precipitación total mensual estación Putina

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA - SENAMHI - PUNO													
DEPARTAMENTO: PUNO		PROVINCIA: S.A.DE PUTINA				DISTRITO: PUTINA				INFORMACION.: PRECIPITACION TOTAL MENSUAL			
ESTACION: PUTINA		LAT: 14°54'52.6"				LONG: 69°52'03.9"				ALT. 3878 m.s.n.m.			
AÑOS	ENER.	FEB.	MAR.	ABRL.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOT.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1959		125.50	220.50	81.50	31.50	7.00	0.00	1.50	8.50	57.50	77.00	128.50	
1960	201.00	81.00	69.50	14.00	29.00	0.00	0.00	11.50	49.00	52.50	221.50	45.50	774.50
1961	141.50	84.50	91.00	13.50	59.50	0.00	0.00	1.00	21.00	18.00	56.00	137.00	623.00
1962	229.50	114.00	132.50	23.00	6.50	0.00	0.50	0.50	79.50	17.00	49.00	180.50	832.50
1963	185.50	92.50	36.50	75.00	4.00	0.00	0.00	1.00	47.80	32.00	64.50	136.50	675.30
1964	67.50	71.00	111.00	72.50	17.50	0.00	0.00	1.00	16.00	47.00	80.00	92.50	576.00
1965	194.50	93.50	161.00	39.50	0.00	0.00	0.00	0.50	23.00	21.50	100.20	163.30	797.00
1966	66.50	151.10	66.40	32.20	41.90	0.00	0.00	0.00	26.00	43.40	95.50	48.20	571.20
1967	41.20	85.10	153.80	10.00	26.00	0.00	22.70	29.40	94.70	87.40	25.20	44.80	620.30
1968	79.60	126.20	72.00	48.10	0.70	0.40	45.40	1.10	56.40	49.00	138.90	41.40	659.20
1969	214.60	86.50	55.60	11.10	1.00	1.20	15.50	0.00	31.30	33.90	88.60	112.90	652.20
1970	202.70	99.80	92.60	15.00	25.50	0.00	0.00	0.00	61.40	40.30	20.70	184.40	742.40
1971	190.80	184.40	49.50	19.00	2.00	0.70	0.00	5.60	3.80	42.10	48.10	40.60	586.60
1972	155.60	119.00	77.70	46.60	6.00	0.00	1.00	13.80	28.60	43.90	105.10	77.80	675.10
1973	131.90	132.20	100.70	120.50	11.70	3.40	16.20	7.90	49.80	59.90	70.40	90.70	795.30
1974	137.10	144.80	93.90	47.50	0.60	4.80	1.40	16.80	33.40	68.30	51.00	104.70	704.30
1975	115.60	110.30	77.50	18.80	25.50	13.50	0.00	0.50	21.40	42.80	51.80	135.60	613.30
1976	151.70	97.30	86.80	22.30	14.00	8.00	1.50	19.10	76.20	3.70	26.20	66.70	573.50
1977	69.90	178.20	111.80	15.40	10.00	0.00	0.10	0.00	42.80	34.50	97.10	85.60	645.40
1978	117.20	117.40	95.30	55.30	5.30	2.60	0.30	0.30	27.80	23.50	117.30	158.10	720.40
1979	240.10	76.30	82.40	128.50	4.60	0.00	1.50	8.20	11.40	82.00	40.40	97.00	772.40
1980	121.50	55.40	114.40	15.20	11.90	3.00	15.30	4.60	52.90	91.70	33.80	57.40	577.10
1981	236.00	90.50	92.50	77.80	3.30	5.70	0.00	15.90	33.90	83.40	48.30	107.20	794.50
1982	236.40	109.90	99.50	73.80	0.00	0.00	0.80	12.90	59.30	43.00	123.10	65.50	824.20
1983	104.60	81.10	44.40	65.10	10.40	2.00	5.60	1.60	16.80	6.70	36.20	99.20	473.70
1984	291.60	217.30	98.30	34.60	6.80	5.30	2.20	22.50	0.60	81.80	110.50	108.10	979.60
1985	132.50	121.70	87.70	109.00	23.10	2.80	0.00	4.70	35.30	44.30	137.90	167.40	866.40
1986	107.10	146.90	90.40	142.60	13.70	0.00	2.40	7.90	49.70	14.40	86.70	142.60	804.40
1987	112.80	65.40	55.70	34.90	2.50	2.10	29.00	6.00	3.60	47.50	98.60	34.50	492.60
1988	120.60	66.00	201.10	91.90	12.00	0.00	0.00	5.30	8.90	45.90	9.30	137.40	698.40
1989	185.30	90.80	129.50	58.50	0.00	7.50	0.00	9.00	43.30	29.60	32.40	72.90	658.80
1990	179.00	60.10	75.90	25.70	5.80	61.00	0.00	1.80	17.30	109.00	84.00	114.20	733.80
1991	164.80	106.10	134.90	51.00	5.70	45.00	9.80	0.80	14.90	24.80	64.70	108.70	731.20
1992	153.60	54.30	49.70	25.20	0.00	1.20	4.00	72.50	20.80	44.50	66.30	123.70	615.80
1993	174.40	67.10	75.30	99.80	11.40	0.00	2.10	17.00	24.20	67.30	114.20	124.20	777.00

1994	170.80	112.60	113.70	72.40	17.80	5.20	0.00	0.00	18.60	37.40	44.60	106.90	700.00
1995	105.20	153.30	135.30	10.50	0.50	0.00	3.40	0.00	5.20	15.50	67.60	89.40	585.90
1996	118.60	66.80	113.50	37.30	29.60	0.00	0.90	6.90	20.80	19.90	131.60	95.70	641.60
1997	215.20	90.50	201.90	96.80	4.20	0.00	1.10	21.40	22.90	42.40	112.80	59.90	869.10
1998	125.60	105.70	92.80	32.90	0.00	12.00	0.00	1.60	0.50	66.90	89.40	24.60	552.00
1999	104.10	68.90	162.30	25.60	19.80	0.00	0.70	0.00	45.10	53.80	36.40	68.90	585.60
2000	158.00	131.40	93.70	13.10	1.70	27.40	0.00	11.00	12.20	112.30	25.00	105.00	690.80
2001	206.30	134.20	210.10	46.50	34.80	3.00	3.10	9.80	25.80	70.60	47.10	91.40	882.70
2002	125.50	130.50	110.60	53.30	14.60	1.00	16.70	5.80	21.80	128.40	51.60	100.60	760.40
2003	161.10	126.30	131.30	67.00	1.40	7.20	2.00	14.90	23.00	81.10	20.10	95.60	731.00
2004	214.70	123.30	79.90	47.50	6.10	0.00	1.20	18.30	17.00	17.00	62.40	74.90	662.30
2005	63.50	142.30	44.00	26.40	2.90	0.00	1.00	4.30	14.70	39.00	54.10	75.10	467.30
2006	165.20	34.60	46.10	64.40	2.20	9.70	0.00	2.30	20.10	45.30	65.20	82.30	537.40
2007	96.60	50.60	164.40	74.40	19.20	2.10	0.00	0.00	46.30	21.80	57.10	58.40	590.90
2008	100.10	79.40	69.70	3.20	6.00	0.00	0.00	0.00	15.50	51.10	77.10	140.00	542.10
2009	103.40	83.10	63.50	8.60	8.00	0.00	2.40	0.00	13.60	27.80	86.60	89.90	486.90
2010	178.20	116.50	104.90	29.30	12.10	0.00	0.60	2.30	0.00	43.70	20.90	101.40	609.90
2011	65.20	165.70	56.20	54.00	0.40	0.00	4.10						
N' DATOS	52.00	53.00	53.00	53.00	53.00	53.00	53.00	52.00	52.00	52.00	52.00	52.00	51.00
MEDIA	148.68	106.02	101.53	48.63	11.52	4.62	4.05	7.71	29.12	48.23	71.54	97.99	677.12
DESV.STD	54.68	36.68	43.65	33.29	12.31	10.80	8.45	11.59	20.95	27.11	39.15	37.79	114.53
MIN	41.20	34.60	36.50	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.70	9.30	24.60	467.30
MAX	291.60	217.30	220.50	142.60	59.50	61.00	45.40	72.50	94.70	128.40	221.50	184.40	979.60
MEDIANA	146.60	105.70	92.80	46.50	6.50	0.40	0.80	4.45	22.95	43.80	64.95	96.35	662.30

FUENTE: SENAMHI

Altitud Media de la Cuenca (Am) = 4340 m.

Constante de Regresión Lineal (α) = -9.647

Pendiente (β) = 0.165

Nombre Estación	Altitud	Precipitación	Precipitación
	Msnm	Media Anual	Corregida
	(X)	(Y)	$Y=\alpha+\beta X$
Ananea	4660	630.83	758.1713115
Crucero	4100	783.29	665.9013369
Muñani	3948	622.30	640.8566295
Putina	3878	677.12	629.3228827

Suma	16586	2713.545544	2694.252161
------	-------	-------------	-------------

Precipitación media anual (pc) = 673.5630402 mm

3.1.2.4.15 COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (Ce)

Promedio Anual de Precipitación (Pm) = 673.5630402 mm.

Temperatura Media de la Cuenca (Tm) = 13.04 °C

Área de la Cuenca (A) = 1837855882 m²

Pendiente de la Cuenca (S) = 0.0292

Escorrentía de la Cuenca (E) = 173.062 m.m.

Coefficiente de escorrentía " Justin " (Ce) = 0.257

TABLA 52: Coeficiente de escorrentía según el tipo del suelo

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA > 50%	ALTA > 20%	MEDIA > 5%	SUAVE > 1%	DESPRECIABLE < 1%
Sin vegetación	Impermeable	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6
	Semipermeable	0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
	Permeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
Cultivos	Impermeable	0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
	Semipermeable	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4
	Permeable	0.6	0.35	0.3	0.25	0.2
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.6	0.55	0.5	0.45
	Semipermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Permeable	0.35	0.3	0.25	0.2	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4
	Semipermeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
	Permeable	0.3	0.25	0.2	0.15	0.1
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Semipermeable	0.45	0.4	0.35	0.3	0.25
	Permeable	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05

FUENTE: Manual de hidrología hidráulica y drenaje MTC

Coefficiente de escorrentía tipo de cobertura: pastos y vegetación ligera, tipo de suelo: permeable (ce)= 0.2

Coefficiente de escorrentía "promedio" (ce)= 0.221

3.1.2.4.16 INTENSIDAD DE DISEÑO

Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un periodo de retorno dado.

TABLA 53: Intensidades de diseño para las diferentes estaciones

ESTACION	Duración (t)		Período de Retorno (T) en años						
	(minutos)		5	10	15	20	30	37	50
Estación Crucero	586.02		1.48	1.65	1.76	1.84	1.96	2.03	2.13
Estación Muñani	586.02		1.10	1.22	1.30	1.36	1.45	1.50	1.58
Estación Putina	586.02		1.21	1.35	1.44	1.51	1.61	1.66	1.74
Estación Ananea	586.02		0.77	0.86	0.92	0.96	1.03	1.06	1.11
			1.14	1.27	1.36	1.42	1.51	1.56	1.64

ESTACION	Duración (t)		Período de Retorno (T) en años							
	(minutos)		100	174	200	225	250	300	400	500
Estación Crucero	586.02		2.37	2.59	2.65	2.70	2.74	2.82	2.95	3.06
Estación Muñani	586.02		1.76	1.92	1.96	2.00	2.03	2.09	2.19	2.27
Estación Putina	586.02		1.95	2.12	2.17	2.21	2.25	2.32	2.42	2.51
Estación Ananea	586.02		1.24	1.35	1.38	1.41	1.43	1.48	1.55	1.60
			1.997	1.95	2.04	2.08	2.11	2.18	2.28	2.36

FUENTE: Elaboración propia.

3.1.2.4.17 CAUDAL DE DISEÑO

METODO RACIONAL

Introducción

El uso de este método, tiene una antigüedad de más de 100 años, se generalizado en todo el mundo. En mayo de 1989, la universidad de Virginia, realizó una Conferencia Internacional, en conmemoración del Centenario de la Formula Racional.

En el método racional, se supone que la máxima escorrentía ocasionada por una lluvia, se produce cuando la duración de esta es igual al tiempo de concentración (t_c). Cuando así ocurre, toda la cuenca contribuye con el caudal en el punto de salida. Si la duración es mayor que el tiempo de concentración (t_c), contribuye así mismo toda la cuenca, pero en ese caso la intensidad de la lluvia es menor, por ser mayor su duración y, por tanto, también es menor el caudal.

Si la duración de la lluvia es menor que el t_c la intensidad de la lluvia, es mayor, pero en el momento en el que acaba la lluvia, el agua caída en los puntos más alejados aun no ha llegado a la salida; solo contribuye una parte de la cuenca a la escorrentía, por lo que el caudal será menor.

Parámetros de método racional

Del planteamiento mencionado anteriormente, el caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión, que representa la formula racional:

$$Q = \frac{CIA}{360} \dots \dots \dots \text{(Ec. 62)}$$

Dónde:

Q = caudal máximo, en m³/seg.

C = coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo, sin dimensiones.

I = intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un periodo de retorno dado, en mm/hr.

A = área de la cuenca en has.

El coeficiente 1/360 corresponde a la transformación de unidades.

Para el caso en que el área de la cuenca esté expresado en Km² la fórmula es:

$$Q = \frac{CIA}{3.6} \dots \dots \dots \text{(Ec. 63)}$$

Siendo los demás parámetros con las mismas unidades.

TABLA 54: Caudales máximos

Período de Retorno (T) en años	Caudales máximos en m³/s para diferentes periodos de retorno
5	128.54
10	143.43
15	152.91
20	160.03
30	170.62
37	176.37
50	184.96
100	206.37
150	220.03
174	230.26
200	230.26
225	234.59
250	238.53
300	245.50
400	256.92

500	266.14
-----	--------

Fuente: Elaboracion Propia

El caudal de Diseño con el método racional, para determinar el tirante del río o NAME, con un periodo de 174 años es:

$$Q_{max} = 224.94 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Caudal para determinar la Socavacion, periodo de retorno de 500 años

$$Q_{max} = 266.14 \text{ m}^3/\text{s}.$$

METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

$$Q_p = 0.208 * \frac{A * P_e}{T_p} \dots\dots\dots \text{(Ec. 64)}$$

$$T_c = 8.51 \text{ Hr.}$$

$$D_e = 5.42 \text{ Hr.}$$

$$T_r = 5.11 \text{ Hr.}$$

$$T_p = 7.82 \text{ Hr.}$$

$$T_b = 20.87 \text{ Hr}$$

TABLA 55: Caudal pico

Periodo	PTR (Prom.)	DURACION D (min)	Precipitacion de D P	Precipitacion efectiva	Caudal Pico M3/S
Retorno	24 horas	D (min)	P	efectiva	M3/S
500	18.41	325.38	12.69	6.35	310.75
400	18.04	325.38	12.44	6.14	300.46
300	17.55	325.38	12.10	5.87	287.28
250	17.25	325.38	11.89	5.70	278.98
225	17.07	325.38	11.77	5.61	274.20
200	16.87	325.38	11.63	5.50	268.88
174	16.64	325.38	11.47	5.37	262.16
150	16.39	325.38	11.30	5.23	255.96

100	15.71	325.38	10.83	4.87	237.94
50	14.54	325.38	10.03	4.25	207.70
37	14.03	325.38	9.67	3.98	194.79
30	13.68	325.38	9.43	3.80	185.88
20	12.98	325.38	8.95	3.45	168.83
15	12.49	325.38	8.61	3.21	156.88
10	11.78	325.38	8.12	2.87	140.18
5	10.52	325.38	7.25	2.29	111.84

Fuente: Elaboracion Propia

Caudal para determinar el NAME, periodo de retorno 174 años

$$Q_{\max} = 262.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

Caudal para determinar la Socavacion, periodo de retorno de 500 años

$$Q_{\max} = 310.75 \text{ m}^3/\text{s}.$$

HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DE SNYDER

Snyder (1938) encontró relaciones sintéticas para algunas características de un *hidrograma unitario estándar*. Algunas relaciones del mismo tipo fueron encontrados más tarde (U.S. Army Corps of Engineers 1959). Estas relaciones, en una forma modificada están dadas más adelante. A partir de las relaciones, pueden calcularse cinco características de un Hidrograma unitario requerido para una duración de exceso de lluvia dada: el caudal pico por unidad de área de la cuenca q_{pR} , el retardo de la cuenca t_{pR} (diferencia de tiempo entre el centroide del hietograma de exceso de lluvia y el pico del hidrograma unitario), el tiempo base t_b , y los anchos W (en unidades de tiempo) del hidrograma unitario al 50 y 75% del caudal pico. Utilizando estas características puede dibujarse el hidrograma unitario requerido. Las variables se ilustran en la siguiente figura.

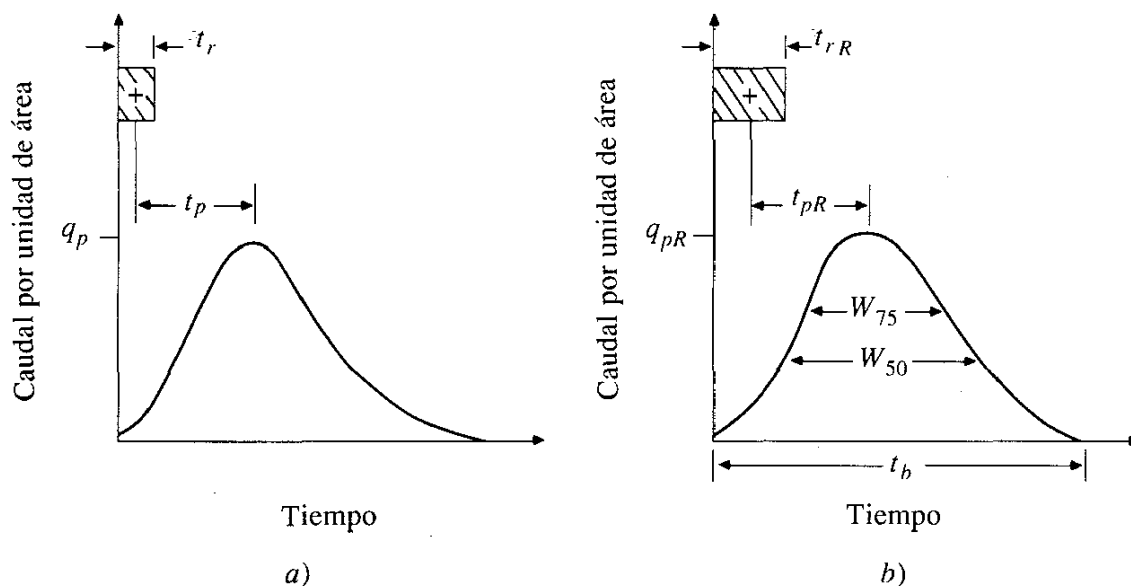


FIGURA 37: Variables hidrograma unitario sintentico de Snyder

FUENTE: Tesis “Análisis y diseño del puente carrozable de integración en el centro poblado Union Soratira sector Cruz Chupa distrito de San Anton”

Snyder definió el hidrograma unitario estándar como aquel cuya duración de lluvia t_r está relacionado con el retardo de cuenca t_p por:

$$t_p = 5.5 * t_r$$

Para un hidrograma unitario estándar encontró que:

El retardo de una cuenca es

$$t_p = C_1 * C_t * (L_c * L_g)^{0.3}$$

Dónde:

t_p = Retardo de cuenca (Horas).

L_c = Longitud de la corriente principal (km).

L_g = Longitud desde la salida hasta el centroide del area de la cuenca (km).

$C_1 = 0.75$

C_t = coeficiente basado en cuencas instrumentas.

El coeficiente de C_t varia entre 1.35 y 1.65 para las áreas de montañas, con inclinación a tomar valores más bajos cuando se trata de cuenca con pendientes altas.

Una forma práctica de determinarlo consiste en aplicar la fórmula propuesta por TAYLOR-SCHWARTZ.

$$C_t = \frac{1.65}{(S)^{0.38}}$$

Dónde:

$S =$ *pendiente del curso principal.*

Si consideramos:

$C_t = 1.65$ *por que se trata de una cuenca con pendiente baja.*

$L_c = 69.85$ *km.*

$L_g = 27.00$ *km.*

$C_1 = 0.75$

Entonces:

$$t_p = 0.75 * 1.65 * (69.85 * 27)^{0.3}$$

$$t_p = 11.89 \text{ horas.}$$

$$t_r = \frac{11.89 \text{ horas}}{5.5}$$

$$t_r = 2.16 \text{ horas.}$$

El caudal pico por unidad de área de drenaje en $m^3/s * km^2$ del hidrograma unitario estándar es:

$$q_p = \frac{C_2 * C_p}{t_p}$$

Dónde:

$q_p =$ *Caudal pico por unidad de area de drenaje en $m^3/s * km^2$.*

$C_2 = 2.75$

$C_p =$ Es un coeficiente basado en cuencas instrumentadas en la misma region.

El coeficiente de pico (C_p) es un término adimensional cuya variación está comprendida normalmente entre 0.56 y 0.69, aunque para áreas de montaña con fuertes pendientes el último valor puede ser superado y en las regiones llanas pueden llegar a ajustarse con (C_p) menores a 0.5 inclusive.

Si consideramos:

$$C_2 = 2.75$$

$$C_p = 0.56$$

Entonces:

$$q_p = \frac{2.75 * 0.56}{11.89}$$

$$q_p = 0.130 \text{ m}^3/\text{s} * \text{km}^2$$

A partir de un *hidrograma unitario deducido* en la cuenca se obtienen los valores de su duración efectiva t_{rR} en horas, su tiempo de retardo en la cuenca t_{pR} en horas y su caudal pico por unidad de área de drenaje, q_{pR} , en $\text{m}^3/\text{s} * \text{km}^2 * \text{cm}$.

Si t_{pR} es muy diferente de $5.5 * t_{rR}$, el retardo de cuenca estándar es:

$$t_p = t_{pR} + \frac{t_r - t_{rR}}{4}$$

Entonces:

t_{rR}	=	0	2	4	6	8	horas
t_{pR}	=	11.35	11.85	12.35	12.85	13.35	horas

$$t_{pR} = 12.35 \text{ horas}$$

La relación entre q_p y el caudal pico por unidad de área de drenaje q_{pR} del hidrograma unitario requerido es:

$$q_{pR} = \frac{q_p * t_p}{t_{pR}}$$

Entonces:

$$q_{pR} = \frac{(0.130 \text{ m}^3/\text{s} * \text{km}^2) * (11.89 \text{ horas})}{12.35 \text{ horas}}$$

$$q_{pR} = 0.125 \text{ m}^3/\text{s} * \text{km}^2$$

El tiempo base t_p en horas del hidrograma unitario puede determinarse utilizando el hecho de que el área bajo el hidrograma unitario es equivalente a una escorrentía directa de 1 cm. Suponiendo una forma triangular para el hidrograma unitario, el tiempo base puede estimarse por:

$$t_b = \frac{C_3}{q_{pR}}$$

Donde $C_3 = 5.56$.

Entonces:

$$t_b = \frac{5.56}{0.125 \text{ m}^3/\text{s} * \text{km}^2}$$

$$t_b = 44.57 \text{ horas}$$

El ancho en horas de un triángulo unitario a un caudal igual a cierto porcentaje del caudal pico q_{pR} esta dado por:

$$W = C_w * q_{pR}^{-1.08}$$

Donde $C_w = 1.22$ para un ancho del 75% y 2.14 para un ancho de 50%.

Usualmente un tercio de este ancho se distribuye antes del momento en que ocurre el pico del hidrograma unitario dos tercios después de dicho pico.

Consideramos $C_w = 1.22$ para un ancho del 75%:

$$W_{75\%} = 1.22 * (0.125 \text{ m}^3/\text{s} * \text{km}^2)^{-1.08}$$

$$W_{75\%} = 11.57 \text{ horas}$$

Consideramos $C_w = 2.14$ para un ancho del 50%:

$$W_{50\%} = 2.14 * (0.125 \text{ m}^3/\text{s} * \text{km}^2)^{-1.08}$$

$$W_{50\%} = 20.27 \text{ horas}$$

El caudal máximo está dado por:

$$Q_M = q_{pR} * A$$

Dónde:

$Q_M =$ es el caudal maximo.

$q_{pR} =$ Caudal Pico por Unidad de Area.

$A =$ Area de la cuenca.

Entonces Caudal Maximo:

$$Q_M = (0.125 \text{ m}^3/\text{s} * \text{km}^2) * (1837.86 \text{ km}^2)$$

$$Q_M = 229.18 \text{ m}^3/\text{s}.$$

CAUDAL DE DISEÑO

Se promedia el resultado de los tres métodos (método racional, método del hidrograma unitario triangular y método hidrograma unitario sintético de Snyder) para obtener un Caudal de Diseño final, con el que se obtendrá el NAME.

$$Q_{\max} = 238.76 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para el cálculo de socavación se obtiene un caudal final, con periodo de retorno de 500 años.

$$Q_{\max} = 288.45 \text{ m}^3/\text{seg}$$

VERIFICACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

Para la verificación se usó el estudio proporcionado por la Autoridad Nacional del Agua para la cuenca del río Huancane denominado: “Evaluación de los recursos hídricos en las cuencas de los ríos Huancane y Suches”. Se utilizó el estudio de la cuenca Huancane debido a que el río Putina es un afluente de este.

En el estudio de caudales de diseño para máximas avenidas se usaron datos tanto de hidrómetros como de precipitaciones máximas en 24 horas obteniéndose datos de caudales para diferentes periodos de retorno.

Haciendo una comparación se observa que el área de la cuenca del río Huancane es de 3631.19 km² obteniéndose para un periodo de retorno de 200 años un caudal de 445 m³/s y en la cuenca del río Putina con un área de 1837.86 km² para el mismo periodo de retorno se tiene un caudal de 268.88 m³/s. Con ello se observa que los caudales obtenidos son proporcionales al área y son muy similares.

En el estudio de la cuenca de los ríos huancane para el caso en que se tienen datos de precipitación máxima en 24 hr se usó el método proporcionado por la Soil Conservation Service SCS, este método será aplicado al cálculo de caudales para diferentes periodos de retorno y de esa manera quedará verificado.

Datos:

Área de la cuenca: 1837.86 km²

Longitud del cauce principal: 69.85 km

Pendiente media del cauce principal: 1.03%

Curva numero CN: 80 (esto obtenido del estudio para la cuenca del rio Huancane)

Tiempo de concetracion: 27.60 Hr

Duracion efectiva: 14.11 hr

Tiempo de retardo: 16.56hr

Tiempo del pico: 23.61 hr

Tiempo base: 63.05 hr.

TABLA 56: Caudales por el método soil conservation service SCS

Periodo	PTR	DURACION	Precipitacion	Caudal
	(Prom.)			Pico
Retorno	24 horas	D (min)	Efectiva	M3/S
500	59.89	846.73	20.12	325.67
400	58.71	846.73	19.33	312.91
300	57.18	846.73	18.33	296.66
250	56.22	846.73	17.70	286.49
225	55.66	846.73	17.34	280.65
200	55.04	846.73	16.94	274.16
174	54.30	846.73	16.47	266.55
150	53.51	846.73	15.97	258.49
100	51.36	846.73	14.63	236.84
50	47.67	846.73	12.42	201.04
37	46.06	846.73	11.49	185.99
30	44.93	846.73	10.85	175.70

20	42.74	846.73	9.65	156.22
15	41.18	846.73	8.82	142.74
10	38.94	846.73	7.67	124.21
5	34.97	846.73	5.78	93.63

Fuente: Elaboracion Propia

Se puede observar que para un periodo de retorno de 174 años se tiene un caudal de 266.65 m³ que es un caudal muy similar a los obtenidos. Con ello se verifica el cálculo de caudales.

CALCULO DE TIRANTE Y VELOCIDAD POR COMPARACION DE DATOS

Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de Selección de 2 tramos del río.

- Medir la profundidad actual en el centro del río (h).
- Levantamiento topográfico de las secciones transversales seleccionadas indicando marcas o huellas dejadas por las aguas de máximas avenidas.
- Medir la velocidad superficial del agua (V_s) que discurre tomando en cuenta el tiempo que demora un objeto flotante en llegar de un punto a otro en una sección regularmente uniforme, habiéndose previamente definido la distancia entre ambos puntos.
- Calcular el área de la sección transversal del río durante la avenida dejadas por las huellas (Aa). El área se puede calcular usando la regla de Simpson o dibujando la sección en papel milimetrado.
- Aplicar cálculos en las siguientes formulas:

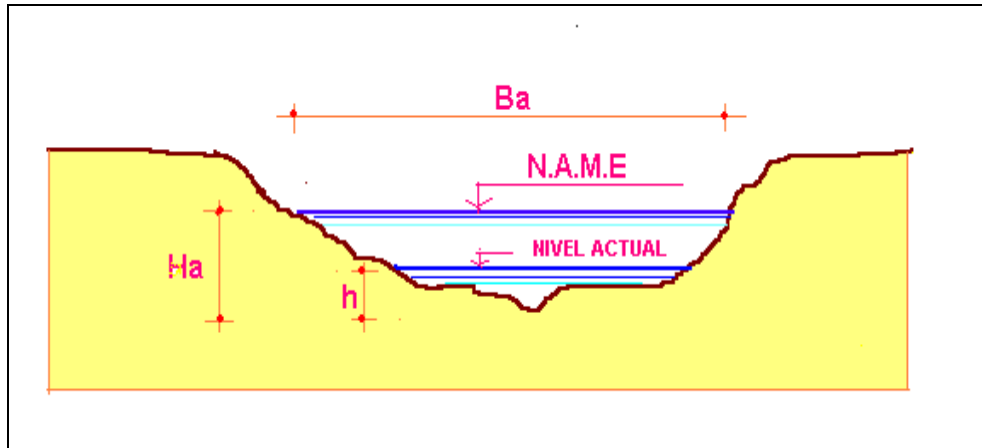


FIGURA 38: Tirante y ancho del espejo de agua en la avenida

Fuente: Elaboración Propia

$$Ha = (Coef.) * \frac{Aa}{Ba} \dots \dots \dots (Ec. 65)$$

Dónde:

Ba: Ancho máximo del espejo de agua en la avenida

coef.: Coeficiente de amplificación adoptado

Aa: Altura máxima de agua en la avenida

Ha: Altura máxima de agua en la avenida

Ba = 37.05 m

coef. = 1.30

Aa = 115.05 m²

Ha = 4.037 m

$$Va = Vs * \frac{Ha}{h} \dots \dots \dots (Ec. 66)$$

Dónde:

Va: Velocidad de agua durante la avenida

Vs: Velocidad superficial del agua actual

Ha: Altura máxima de agua en la avenida

h: Profundidad actual en el centro del río

$$V_s = 0.4127 \text{ m/s}$$

$$h = 0.81 \text{ m}$$

$$H_a = 4.037 \text{ m}$$

$$V_a = 2.057 \text{ m/s}$$

Caudal de avenida:

$$Q_{max} = V_a * A_a \dots\dots\dots (\text{Ec. 67})$$

$$Q_{max} = 236.64 \text{ m}^3/\text{s}$$

RESUMEN DE CALCULOS HIDRAULICOS**RESULTADOS**

Velocidad Superficial del Agua actual (V_s)	0.41 m/s
Velocidad de agua durante la avenida (V_a)	2.06 m/s
Altura máxima del agua en avenida (H_a)	4.037 m
Profundidad actual en el centro del río (h)	0.81 m
Ancho máximo del espejo de agua en la avenida (B_a)	37.05 m
Caudal de Avenida (Q_{max})	236.64 m ³ /s

DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION**A.- Cálculo de la socavación general en el cauce :**

H_s = profundidad de socavación (m)	= ¿?
Q_d = caudal de diseño	= 288.45 m ³ /seg
B_e = ancho efectivo de la superficie de agua	37.05 m
H_o = tirante antes de la erosión	= 4.057 m
V_m = velocidad media en la sección	= 2.36 m/s
μ = coeficiente de contracción. Ver tabla N°	= 0.98
γ_d = peso específico del suelo del cauce	= 2.34 Tn/m ³
d_m = diámetro medio	= 4.76mm.
x = exponente variable. Ver tabla N°	= 0.370
T_r = Periodo de retorno del gasto de diseño	= 500 años
b = coef. (depende de la frecuencia del caudal de diseño). Ver tabla N°	= 0.77
A = área de la sección hidráulica	= 122.46

$H_m = \text{profundidad media de la sección} = 3.305$

$a = 1.083$

$1/(1+x) = 0.73$

Entonces,

$H_s = 6.79 \text{ m}$

$d_s = \text{profundidad de socavación respecto al fondo del cauce}$

$d_s = 2.73 \text{ m}$

Asumimos $d_s = 2.80 \text{ m}$

$N.A.M.E = 3861.74 \text{ msnm.}$

Tabla 57 : Profundidad de socavacion

Distancia	Nivel fondo de cauce (msnm)	Tirante de agua do (m)	Tirante de socavacion ds (m)	Socavación general	
				Sg (m.)	Nivel (m.)
-18.515	3860.84	1.10	3.00	1.90	3858.94
-15	3859.75	2.19	4.96	2.77	3856.98
-10	3858.43	3.51	7.00	3.49	3854.94
-7.5	3858.19	3.75	7.35	3.60	3854.59
-5.00	3857.97	3.97	7.66	3.69	3854.28
-2.5	3857.91	4.03	7.75	3.72	3854.19
0.0	3857.800	3.94	7.62	3.68	3854.04
2.5	3858.12	3.82	7.45	3.63	3854.49
5.0	3858.24	3.70	7.28	3.58	3854.66
7.5	3858.35	3.59	7.12	3.53	3854.82
10.0	3858.47	3.47	6.94	3.47	3855.00
15.0	3859.07	2.87	6.05	3.18	3855.89
18.5	3861.7	0.24	0.99	0.75	3860.95

$S.O.C.A.V.A.C.I.O.N \text{ ADOPTADO (Sg)} = 2.800 \text{ m.}$

Fuente: Elaboracion Propia

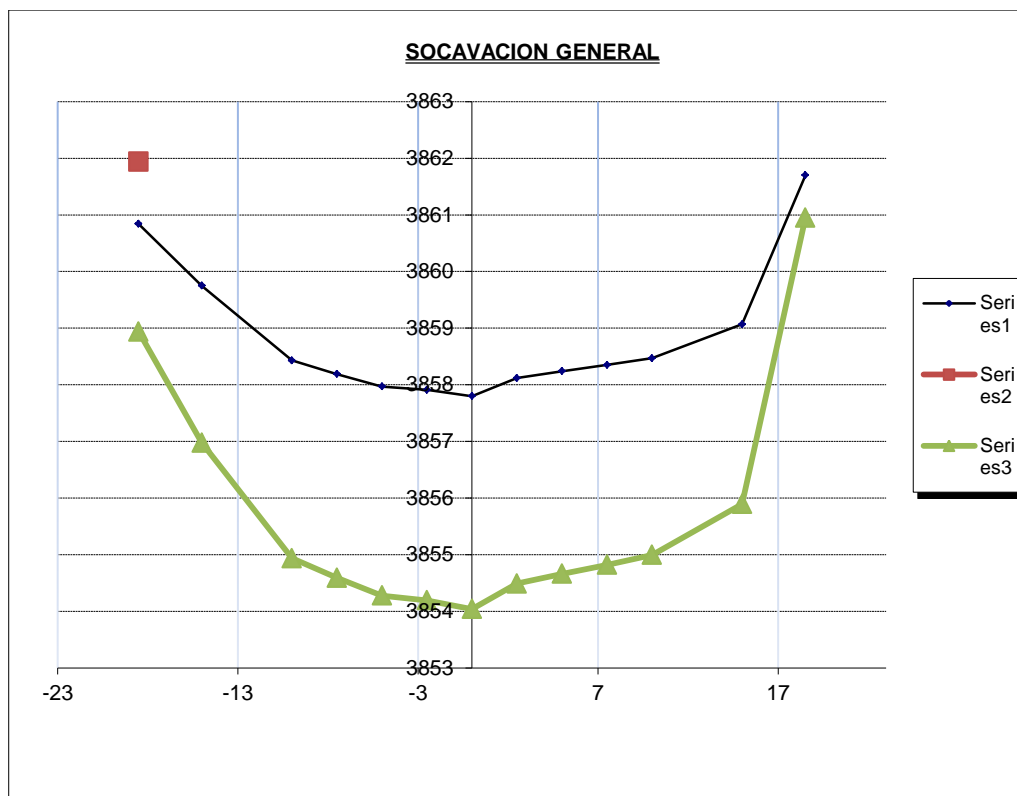


FIGURA 39: Socavacion general

Fuente: Elaboracion Propia

CALCULO DE SOCAVACION EN ESTRIBOS

St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.

Ho = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosion =1.10 m

Q = caudal de diseño =288.45 m3/seg

Q1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda =72.11 m3/seg

$Q1/Q = 0.25$

Pq = coeficiente que depende de la relación Q1/Q. Ver tabla N° 2.65

a = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente 60.00°

Pa = coeficiente que depende del ángulo a . Ver tabla N° = 0.94

R = talud que tiene el estribo = 0.00°

PR = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla N° =0.98

Entonces,

$$St = 2.69 \quad m$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = 1.59 \quad m$$

Asumimos $So = 1.60 \quad m$

3.1.3 ESTUDIO GEOTECNICO Y GEOLÓGICO

3.1.3.1 ESTUDIOS GEOLÓGICOS

3.1.3.1.1 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL DE LA CUENCA

Regionalmente la zona del proyecto, constituye parte de la cordillera occidental y del altiplano, donde afloran rocas mesozoicas que superponen al paleozoico; depósitos clásicos continentales y arcos volcánicos del terciario, que forman una cubierta en la cordillera occidental, se reconocen dos sitios orogénicos principales:

El paleozoico que comienza con una sedimentación clásica desde el Ordoviciano inferior al Permiano, se cree que estuvo en la Cordillera Oriental.

Ciclo Andino del triásico al cuaternario reciente. Presente aproximadamente a lo largo de la cordillera occidental en el triásico. Se vienen 5 eventos de formación, dentro del ciclo andino y corresponden a las Orogenias peruanas (cretácico tardío), incaica y Quechua (Mioceno-Medio a Pleistoceno). Estos pulsos orogénicos que se estima tuvieron duración de cientos de miles a algunos millones de años.

3.1.3.1.2 PROCESOS GEODINÁMICOS

Por los elementos recogidos mediante el estudio de la geología de superficie, no se ha identificado la amenaza de ocurrencia de procesos físicos-geológicos que pongan en riesgo al puente.

3.1.3.2 ESTUDIO DE GEOTECNIA

3.1.3.2.1 GENERALIDADES

Según Herrera (1996), el estudio de suelos y geotecnico tiene como objetibo fundamental la obtencion de parametros de suelo de cimentacion, con el fin de establecer el tipo de cimentacion y se garantice la estabilidad desde el punto de vista de resitencia y compresibilidad.

El proceso de indentificar las capas de depositos que subyacen a una estructura propuesta y sus caraceristicas fisicas generalmente se denomina *exploracion del subsuelo*. Su proposito es obtener informacion que ayude al ingeniero Geotcnista en:

- Seleccionar el tipo y profundidad de la cimentacion adecuada para una estructura dada.
- Evaluar la capacidad de carga de la cimentacion.
- Detectar problemas potenciales de la cimentacion (Por ejemplo, suelos expansivos, suelos colapsables, relleno sanitario,etc.)
- Determinar la posicion del nivel freatico.
- Predecir el empuje lateral de tierra en estructuras como muros de retencion, tablaestacas y cortes arriostados.
- Establecer metodos de construccion para condiciones cambiantes del suelo.

La exploracion del subsuelo tambien puede ser necesaria cuando se contemplan adiciones y alteraciones a estructuras existentes.

Este estudio se ha dividido en tres etapas: la primera que corresponde a los trabajos de campo, la segunda parte corresponde al trabajo en laboratorio y la tercera parte corresponde a los trabajos ne gabinete. Cada uno de estos trabajos se ha realizado

en forma programada y consecutiva, teniendo en cuenta la correcta interpretación de datos.

3.1.3.2.2 TRABAJOS DE CAMPO

Los trabajos de campo se realizaron de acuerdo al tipo de estrato predominante y de acuerdo a la naturaleza de los depósitos subyacentes, los cuales se han determinado previamente con el estudio geológico de la zona de estudio.

Los trabajos de campo se realizaron de acuerdo al tipo de estrato predominante y de acuerdo a la naturaleza de los depósitos subyacentes, los cuales han determinado previamente con el estudio geológico de la zona de estudio.

Los trabajos de campo y los ensayos de campo se han realizado para un estrato que pertenece a los depósitos cuaternarios del tipo aluvial y lacustre.

3.1.3.2.3 ENSAYOS PRELIMINARES

Salazar (1998) establece que para un control adecuado de los suelos, se necesita su correcta identificación. La falta de tiempo o de medios hace que frecuentemente sea imposible el realizar detenidos ensayos para poder clasificar. Así pues, la habilidad de identificarlos en el campo por simple inspección visual y su examen al tacto, son importantes ya que frecuentemente se deben tomar esenciales decisiones basadas en este reconocimiento. Aun cuando el tiempo y los medios permitan ensayos de laboratorio, se hace un examen al tomar la muestra, con el fin de describir el suelo adecuadamente.

Ensayo de Sacudimiento: El cual por medio de una serie de golpes horizontales de una pasta de suelo ubicada en la palma de la mano, se ha determinado que el suelo tiene contenido de limo porque la pasta ha cambiado de forma con unos pocos golpes y el agua se muestra en su superficie. En otras palabras su reacción ha sido rápida.

Ensayo de plasticidad, el cual a través de una serie de amasados y rollizos formados sobre una superficie plana, ha determinado que el suelo es de baja plasticidad incluso se puede decir que no tiene límite plástico porque el rollizo se deshace a medida que se reduce el diámetro.

3.1.3.3 ENSAYOS DE CAMPO

Específicamente, el ensayo que se realizó en campo fue el Ensayo de Penetración Estándar (SPT), el cual se ha elegido porque su uso es ampliamente difundido, es recomendable para suelos granulares especialmente arenas y permite tomar muestras conforme se va penetrando en el suelo. Este ensayo es un método de investigación profunda, es un sondeo del tipo dinámico y permite obtener los parámetros de resistencia y deformación del suelo de cimentación, así como, el perfil estratigráfico.

El SPT (Standard Penetration Test) fue desarrollado en 1927 y en la actualidad es aplicado mundialmente en una escala mayor que cualquier otro ensayo de prueba insitu. Desde 1958 los procedimientos para su ejecución y los equipos usados fueron normalizados como la prueba ASTM D-1586 (NTP 339.133).

De acuerdo a Gonzales de Vallejo (2002), este ensayo de penetración dinámica permite obtener un valor N de resistencia a la penetración que puede ser correlacionado con parámetros geotécnicos como la densidad relativa el ángulo de fricción la carga admisible y los asentamientos en los suelos granulares.

Procedimiento

El procedimiento del SPT, está indicado en la norma ASTM D-1586, AASHTO T-206, este ensayo consiste en hincar en el terreno un muestreador de caña partida, cuyo extremo inferior está unido a un anillo cortante y el superior a una válvula y pieza de

conexión a la línea de perforación. El muestreador tiene un diámetro externo de 35mm para la penetración se utiliza la energía de un martillo de 63.5Kg. de peso que cae libremente a una altura de 762mm.

El registro de penetración e índice de penetración “N” se obtiene al considerar los golpes necesarios para penetrar los últimos 30cm de un total de 45cm del muestreador, los primeros 15cm no se consideran. Dado que el suelo podría estar alterado por efectos del procedimiento utilizado durante la ejecución del sondaje de perforación.

La muestra extraída es examinada, clasificada guardándose posteriormente y se envía al laboratorio para su análisis.

La resistencia a la penetración es un indicador de la compacidad de los suelos no cohesivos y de la resistencia de los suelos cohesivos, pues en efecto un ensayo dinámico de esfuerzo cortante in-situ.

La longitud de hincado es de 450mm, siendo los primeros 150mm utilizados para penetrar el muestreador en el suelo disturbado hasta el no disturbado. Se cuenta el número de golpes necesarios para penetrar al muestreador los próximos 300mm en incrementos de 150mm, tomándose como valor de “N” de resistencia a la penetración el resultante de la suma de los golpes necesarios para hincar los últimos 300mm.

El ensayo de penetración estándar puede realizarse cada metro o metro y medio de profundidad dependiendo del tipo de material en exposición.

El ensayo de Penetración Estandar fue ideado predominantemente para ser usado en suelos granulares, sin embargo de pequeña envergadura, puede conseguirse una menor economía utilizando un diseño conservador basado en resultados SPT.

El principio del reconocimiento llamado SPT, antes se ejecuta un taladro y a continuación se lleva al fondo de perforación una cuchara normalizada que se hinca 15cm. En la capa a reconocer. El sondista hace entonces una señal sobre el varillaje y cuenta el número de golpes “N” necesarios para hincar de nuevo la cuchara a profundidad de un pie (30cm). La masa que se utiliza para la hinca pesa 140Libras (63.50Kg) y la altura de caída es de 30 pulgadas (76.20cm).

El SPT, tiene la ventaja de proporcionar, además información de la naturaleza de las capas atravesadas, gracias a la muestra que extrae. Sin embargo, sus resultados son discontinuos en capas de débil espesor pueden escapar a este reconocimiento.

El valor de N (número de golpes necesarios para hincar el toma-muestras de 30 cm. de longitud en un estrato de suelo), se determina, sumando los valores de $N_1 + N_2$, entonces:

$$N = N_1 + N_2 \dots \dots \dots \text{(Ec. 68)}$$

Dónde:

N_1 : número de golpes necesarios para hincar el toma-muestras 15 cm.

N_2 : número de golpes necesarios para hincar el toma-muestras otros 15 cm.

Así mismo se planteó la profundidad de sondeo de exploración mediante el ensayo del SPT, según la norma técnica peruana en el ítem 2.3.2.(c), nos indica que: “La profundidad de socavación + Profundidad 1.5(base)”.

Para ello según el predimensionamiento que se tiene para la altura de estribo y/o pilar se tiene de 10m y su ancho de zapata es de 5.50m por efecto, la profundidad de sondeo total es de 10.75m.

“Según el manual de diseño de puentes (Ministerio de Transportes y Comunicaciones) basada en la norma AASHTO-LRFD en el ítem de 1.3.2.3. Referido a sondajes indica lo siguiente “La profundidad de las exploraciones y sondajes estará definida considerando un predimensionamiento de la cimentación y las condiciones locales del subsuelo. Si las condiciones locales del subsuelo lo requieren, se requerirá extender la profundidad de los sondajes, por debajo del nivel de cimentación, de 2 a 3 veces el ancho previsto de las zapatas”, consideramos la altura de socavación desde el lecho de río (2.50m) – tomando 2.5 veces el ancho de la zapata (5.5m) se tiene: 13.75m.

Como se trata de un tema de tesis, y la profundidad de sondeo con SPT es antieconómica, se concluyó que la profundidad de sondeo fue de 8m desde el lecho del río.

3.1.3.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

3.1.3.4.1 ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN DE MUESTRAS

3.1.3.4.2 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO – ASTM- 581

Según Lambe (1953) en el ensayo es necesario que la muestra del suelo este desmesurado y seco debe pasar por una serie de tamices y dispuestas en columna y ordenadas en forma creciente, para luego presentar en un gráfico llamada curva granulométrica, propuesta por Talbot.

Se realizó mediante la técnica del Cribado que es un adecuado para suelos granulares. La distribución de los tamaños pueden revelar algo referente a las propiedades físicas y características del suelo, en efecto, la experiencia indica que los suelos gruesos bien graduados o sea con una amplia gama de tamaños tiene un comportamiento ingenieril mas favorable.

3.1.3.4.3 LÍMITES DE CONSISTENCIA NTP 339.129 (ASTM D4318)

Según el científico sueco Atterberg, son utilizados con el objetivo de identificación y clasificación de suelos, pero además; tiene aplicaciones individuales porque indican algunos aspectos de su comportamiento.

LIMITE LIQUIDO ASTM-423.- Se ha determinado con la humedad en porcentaje a la cual una masa de suelo fluye ante 25 golpes de caída libre en el aparato estandar de Casagrande.

LIMITE PLÁSTICO ASTM 424.- Se define arbitrariamente como la humedad de suelo a la cual que consiste una mezcla de suelo fino con cierta cantidad de agua para luego efectuar en una superficie lisa, rollitos que alcancen un diámetro de 3mm. Que esta se agrieta, circunstancias al ser amasado.

ÍNDICE PLÁSTICO.- Es un indicador del rango plástico de los suelos y se obtiene simplemente restando entre el límite plástico y límite líquido.

$$IP = LL - LP \dots\dots\dots(\text{Ec. 69})$$

3.1.3.4.4 CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM – 22166

Se determina para fines de ingeniería, entre la relación del peso del agua y el sólido, sus valores son variables para conocer las propiedades físicas de un suelo.

3.1.3.4.5 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

Este ensayo se ha realizado de acuerdo a la norma ASTM D-2487, y el objetivo de este ensayo fue identificar y agrupar adecuadamente los suelos de acuerdo a la distribución del tamaño de sus partículas y de acuerdo a su plasticidad.

3.1.3.4.6 ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN

PESO VOLUMÉTRICO DE LA MUESTRA

a.1. DENSIDAD NATURAL Y SECO ASTM 1556

Se realiza mediante el método de cono de arena por ser el más adecuado para arenas y gravas. Consiste básicamente en determinar el peso volumétrico de la muestra INSITU y la humedad en condiciones naturales, esta prueba se realiza solo en estratos inferiores donde es probable que se emplace la cimentación, puesto que el estrato superior es relleno.

a.2. DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA ASTM 698

Para determinar los pesos específicos en seco máximo y mínimo se propuso varios métodos, uno práctico es el presentado por Karl Terzaghi y Peck (1948) para gravas y arenas de este se denota o deriva el método de Bowles (1977).

a.3. DENSIDAD RELATIVA ASTM 2049

Según Karl terzaghi, fue quien definió como una medida de la compactación de un suelo de las relaciones, en su estado mas suelto natural y máximo.

En 1977 basados en los ensayos de STP-523, llevados en el comité D-18 de la ASTM, de los suelos no cohesivos tendrá bastante significado, ya que la norma vigente para la determinación acepta varios aportes.

a.4. RELACIONES ENTRE DENSIDAD Y DENSIDAD RELATIVA

De la densidad y la densidad relativa se tiene una expresión:

$$Dr(\%) = \frac{\gamma_d - \gamma_{min}}{\gamma_{max} - \gamma_{min}} * \left(\frac{\gamma_{max}}{\gamma_d} \right) * 100 \dots \dots \dots (\text{Ec. 70})$$

Donde:

γ_d : Densidad Natural del Suelo

γ_{max} : Densidad maxima del suelo

γ_{min} : Densidad mínima del suelo

Dr : Densidad relativa expresada en %

3.1.3.5 PARAMETROS OBTENIDOS A PARTIR DEL ENSAYO SPT

A partir del N del Ensayo S.P.T. se pueden determinar la Resistencia a la Penetración y la Presión Admisible.

- Resistencia a la Penetración

$$Rp = N * 4 \dots \dots \dots (\text{Ec. 71})$$

- Carga Admisible

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{10} \dots \dots \dots (\text{Ec. 72})$$

Otro parámetro que se puede determinar a partir del N obtenido y de la clasificación posterior del suelo, es el Grado de Compacidad en caso de suelos arenosos y la Consistencia en caso de suelos arcillosos, esto mediante tablas que relacionan los mencionados valores:

TABLA 58: Relación del número de golpes – grado de compacidad – resistencia a la penetración estática - ángulo de fricción

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de Compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la Penetración Estática	ϕ
Muy suelta	< 0,2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0,2 - 0,4	4-10	20 - 40	30 - 35
Compacta	0,4 - 0,6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Densa	0,6 - 0,8	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Muy Densa	> 0,8	> 50	> 200	> 45

FUENTE: (BRAJA M. Das, 2012)

TABLA 59: Relación del número de golpes – resistencia a la compresión simple

CONSISTENCIA (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T.)	qu (Kg./cm ²) Resistencia a la Compresión Simple	E (Kg./cm ²)
Muy blanda	< 2	< 0,25	3
Blanda	2 a 4	0,25 a 0,50	30
Mediana	4 a 8	0,50 a 1,00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1,00 a 2,00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2,00 a 4,00	200
Dura	> 30	> 4	200

FUENTE: (BRAJA M. Das, 2012)

SEGÚN TERZAGHI Y PECK (1967)

TABLA 60: Relación de ángulo de fricción y tipo de suelo según TERZAGHI

TIPO DE SUELO	STADO SUELTO	ESTADO DENSO
Limo	27°-30°	30°-34°
Arena Limosa	27°-33°	30°-35°
Arena Uniforme	28°	34°
Arena bien graduada	33°	45°
Grava arenosa	35°	50°

FUENTE: (BRAJA M. Das, 2012)

TABLA 61: Relación de ángulo de fricción y tipo de suelo según según CONFORTH (1972)

TIPO DE SUELO	EN GRADOS	ϕ TAN
Arena Uniforme a media	26°-30°	0.5-0.6
Arena bien graduada	30°-34°	0.6-0.7
Arena y Grava	32°-36°	0.6-0.7

FUENTE: (BRAJA M. Das, 2012)

TABLA 62: Relación de ángulo de fricción y tipo de suelo según según CARLOS VILLALAZ Y LAMBE-WHITMAN

DESCRIPCION	Dr	ϕ	DESCRIPCIÓN
Muy Floja	0-15%	28°	Muy Suelta
Floja	16%-35%	18°-30°	Suelta
Media	36%-65%	30°-36°	Media
Densa	66%-85%	36°-41°	Compacta

Muy Densa	86%-100%	41°	Muy Compacta
------------------	----------	-----	--------------

FUENTE: (BRAJA M. Das, 2012)

1.1.1.1 REGISTRO DE CALCULOS DEL ENSAYO SPT

Nombre y Localización del Proyecto:

Nombre : Puente Putina

Localización:

Región : Puno

Provincia : Puno

Lugar : Rio Putina

Condiciones Meteorológicas:

Temperatura : 14°

Fecha de Iniciación y conclusión de los sondeos:

Inicio de los Sondeos ha sido el 20 de diciembre del 2014

Finalización de Sondeos: 21 de diciembre del 2014

Numero de la Perforación y su localización

01 Sondeo

SPT N° 01

E364170-N8256234

Elevación de la Perforación

SPT N° 01

Cota: 3858.00 msnm

Método y Limpieza de la Perforación

ASTM D 1586

AASHTO T 206

Método para mantener abierto el hueco de perforación

ASTM D 1586

AASHTO T 206

SPT N° 01

NF: 0.65m

Localización de cambios de estrato

Se encuentran en la descripción de Registro de Perforaciones

Equipo e hinca del muestreador

Martillo de 63.5Kg y altura de caída de 76.2cm

Tipo de Muestreador, su longitud y diametro interior

Muestreador Estandar de Caña Partida, longitud 75cm y 2" de diametro

Tamaño, Tipo y longitud de la tubería de muestreo

Barras de acero Nx 2", longitud 1.50m y de 1.00m

Observaciones

La Ubicación y las cotas de los puntos se han realizado con un GPS.

ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT), NORMA ASTM D-1586

(HOJA DE REGISTROS)

Perforacion : N°01
 Ubicación : Putina
 Profundidad : 4.55
 Fecha : Octubre 2014

Características del Equipo:

Peso del Martillo : 63.5 Kg (140 lb)
 Altura de Caída : 76.2 cm (30 pulg)
 Mecanismo del Golpeo : Manual
 Barras de Perforacion : Barras de Acero N° 2”, Longitud 1.50 m.
 Penetrometro : Muestrador Estandar de caña partida, longitud 80cm.

Registro de Perforaciones

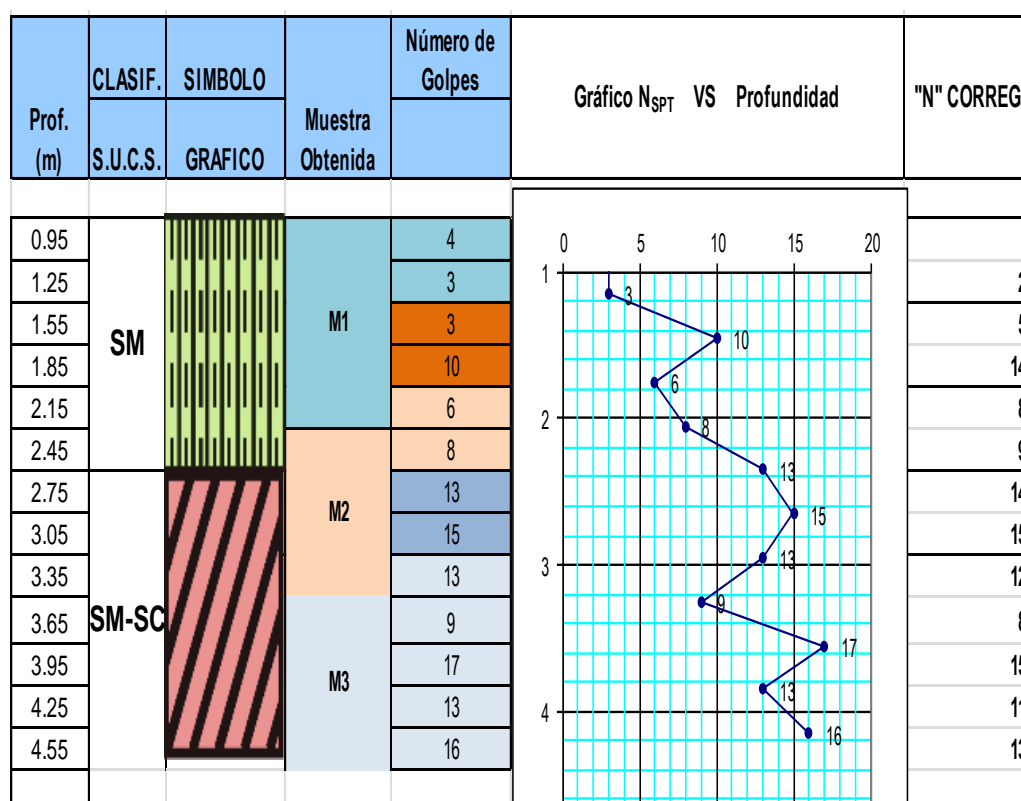


FIGURA 41: Registro de datos perforación N° 1

Fuente: Elaboracion Propia

TABLA 63: Resultados perforación N° 1

Correccion de datos del SPT 01

n	Z (m)	Espeor	SIMB.	n1	n2	n3	n4	N° Golp.	Pe	(gr/cc)	*γ	H	P	P'	CN	Ns	Gc	Rp	qa	Ø	
								N			gr/cm3	PROM						kg/cm2	kg/cm2		
1	0.95	0.30						4	1.73												
2	1.25	0.30	SM	0.92	0.85	1.00	1.00	3	1.73	1.73	0.63	0.108	1.00	1.000	2	0.200	8	0.2			
3	1.55	0.30	SM	0.92	0.85	1.00	1.00	3	1.73	1.73	1.40	0.242	1.00	2.032	5	0.23	20	0.5	30.83		
4	1.85	0.30	SM	0.92	0.85	1.00	1.00	10	1.73	1.73	1.70	0.294	1.00	1.844	14	0.44	56	1.4	36		
5	2.15	0.30	SM	0.92	0.85	1.00	1.00	6	1.73	1.73	2.00	0.346	1.00	1.700	8	0.33	32	0.8	33.3		
6	2.45	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	8	2.13	2.13	2.30	0.490	1.00	1.429	9	0.37	36	0.9	34.17		
7	2.75	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	13	2.13	2.13	2.60	0.554	1.00	1.344	14	0.44	56	1.4	36		
8	3.05	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	15	2.13	2.13	2.90	0.618	1.00	1.272	15	0.45	60	1.5	36.25		
9	3.35	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	13	2.13	2.13	3.20	0.682	1.00	1.211	12	0.42	48	1.2	35.5		
10	3.65	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	9	2.14	2.14	3.50	0.749	1.00	1.155	8	0.33	32	0.8	33.3		
11	3.95	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	17	2.14	2.14	3.80	0.813	1.00	1.109	15	0.45	60	1.5	36.25		
12	4.25	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	13	2.14	2.14	4.10	0.877	1.00	1.068	11	0.41	44	1.1	35.25		
13	4.55	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	16	2.14	2.14	4.40	0.942	1.00	1.031	13	0.43	52	1.3	35.75		

FUENTE: Elaboracion propia

Nombre y Localización del Proyecto:

Nombre:

Puente Putina

Localización:

Región : Puno

Provincia : Puno

Lugar : Rio Putina

Condiciones Meteorológicas:

Temperatura : 14°

Fecha de Iniciación y conclusión de los sondeos:

Inicio de los Sondeos ha sido el 20 de diciembre del 2014

Finalización de Sondeos: 21 de diciembre del 2014

Numero de la Perforación y su localización

02 Sondeo

SPT N° 02

E364170-N8256234

Elevación de la Perforación

SPT N° 02

Cota: 3858.00 msnm

Método y Limpieza de la Perforación

ASTM D 1586

AASHTO T 206

Método para mantener abierto el hueco de perforación

ASTM D 1586

AASHTO T 206

SPT N° 02

NF: 0.95m

Localización de cambios de estrato

Se encuentran en la descripción de Registro de Perforaciones

Equipo e hinca del muestreador

Martillo de 63.5Kg y altura de caída de 76.2cm

Tipo de Muestreador, su longitud y diametro interior

Muestreador Estandar de Caña Partida, longitud 75cm y 2" de diametro

Tamaño, Tipo y longitud de la tubería de muestreo

Barras de acero Nx 2", longitud 1.50m y de 1.00m

Observaciones

La Ubicación y las cotas de los puntos se han realizado con un GPS.

ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT), NORMA ASTM D-1586

(HOJA DE REGISTROS)

Perforacion : N°02
 Ubicación : Putina
 Profundidad : 7.1m
 Fecha : Octubre 2014

Características del Equipo:

Peso del Martillo : 63.5 Kg (140 lb)
 Altura de Caída : 76.2 cm (30 pulg)
 Mecanismo del Golpeo : Manual
 Barras de Perforacion : Barras de Acero N° 2”, Longitud 1.50 m.
 Penetrometro : Muestrador Estandar de caña partida, longitud 80cm.

Registro de Perforaciones

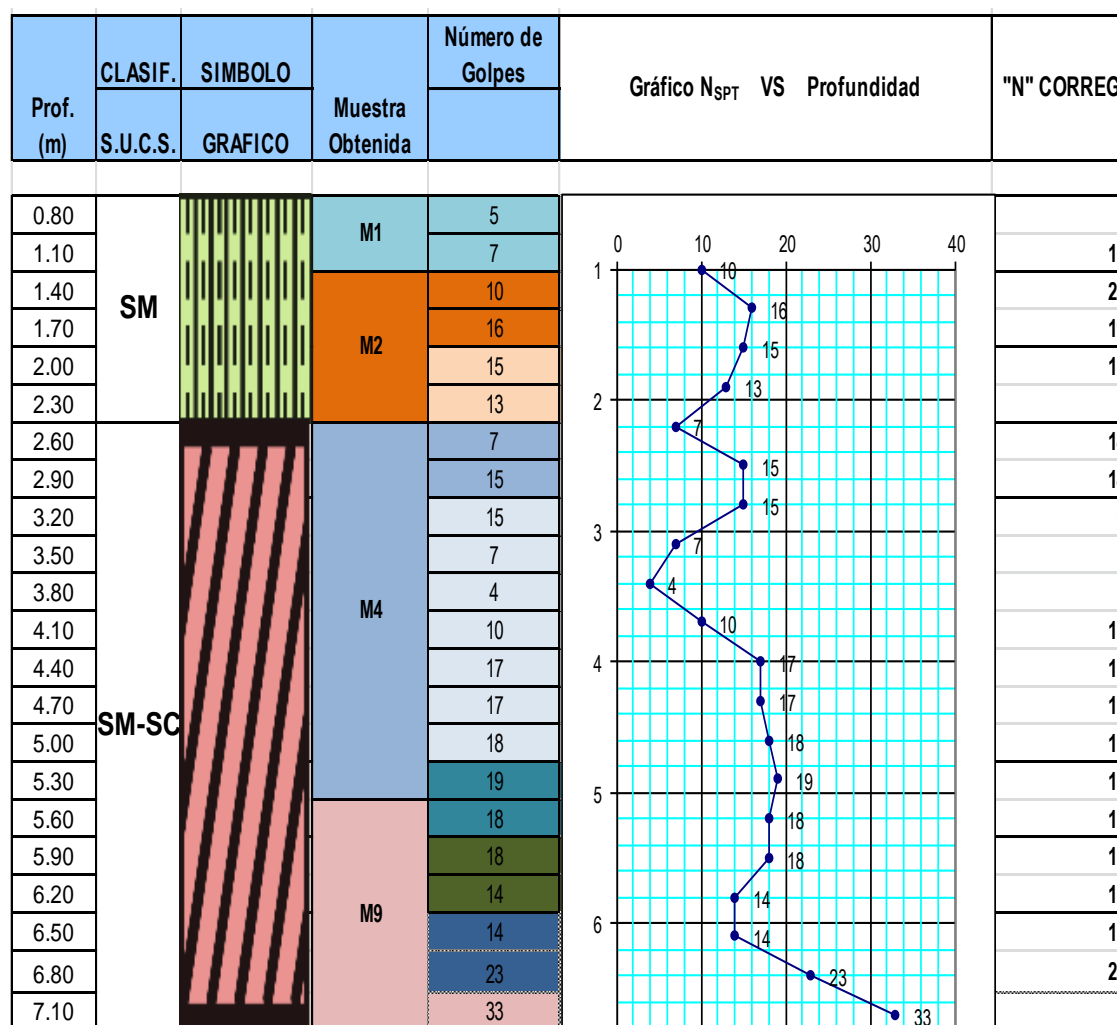


FIGURA 42: Registro de datos perforación N° 1
 Fuente: Elaboracion Propia

TABLA 64: Resultados perforación N° 2

Correccion de Datos del SPT 02

n	Z (m)	Espesor	SIMB.	n1	n2	n3	n4	N° Golp. N	Pe	(gr/cc)	*γ	H	P	P'	CN	Ns	Gc	Rp	qa	Ø	
											gr/cm3	PROM						kg/cm2	kg/cm2		
1	0.80	0.30						5	1.69												
2	1.10	0.30	SM	0.92	0.85	1.00	1.00	7	1.69	1.69	0.55	0.093	1.00	1.000	5	0.230	20	0.5	30.83		
3	1.40	0.30	SM	0.92	0.85	1.00	1.00	10	2.03	2.03	1.25	0.254	1.00	1.985	16	0.46	64	1.6	36.5		
4	1.70	0.30	SM	0.92	0.85	1.00	1.00	16	2.03	2.03	1.55	0.315	1.00	1.783	22	0.52	88	2.2	38		
5	2.00	0.30	SM	0.92	0.85	1.00	1.00	15	2.03	2.03	1.85	0.376	1.00	1.632	19	0.49	76	1.9	37.25		
6	2.30	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	13	2.03	2.03	2.15	0.436	1.00	1.514	15	0.45	60	1.5	36.25		
7	2.60	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	7	2.03	2.03	2.45	0.497	1.00	1.418	8	0.33	32	0.8	33.3		
8	2.90	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	15	2.40	2.40	2.75	0.660	1.00	1.231	14	0.44	56	1.4	36		
9	3.20	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	15	2.40	2.40	3.05	0.732	1.00	1.169	14	0.44	56	1.4	36		
10	3.50	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	7	2.40	2.40	3.35	0.804	1.00	1.115	6	0.27	24	0.6	31.67		
11	3.80	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	4	2.40	2.40	3.65	0.876	1.00	1.068	3	0.2	12	0.3	30		
12	4.10	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	10	2.40	2.40	3.95	0.948	1.00	1.027	8	0.33	32	0.8	33.3		
13	4.40	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	17	2.40	2.40	4.25	1.020	1.00	0.990	13	0.43	52	1.3	35.75		
14	4.70	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	17	2.40	2.40	4.55	1.092	1.00	0.957	13	0.43	52	1.3	35.75		
15	5.00	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	18	2.40	2.40	4.85	1.164	1.00	0.927	13	0.43	52	1.3	35.75		
16	5.30	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	19	2.40	2.40	5.15	1.236	1.00	0.899	13	0.43	52	1.3	35.75		
17	5.60	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	18	2.03	2.03	5.45	1.106	1.00	0.951	13	0.43	52	1.3	35.75		
18	5.90	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	18	2.03	2.03	5.75	1.167	1.00	0.926	13	0.43	52	1.3	35.75		
19	6.20	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	14	2.03	2.03	6.05	1.228	1.00	0.902	10	0.4	40	1	35		
20	6.50	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	14	2.03	2.03	6.35	1.289	1.00	0.881	10	0.4	40	1	35		
21	6.80	0.30	SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	23	2.03	2.03	6.65	1.350	1.00	0.861	15	0.45	60	1.5	36.25		
22	7.10		SM-SC	0.92	0.85	1.00	1.00	33	2.03	2.03	6.80	1.380	1.00	0.851	22	0.52	88	2.2	38		

FUENTE: Elaboracion propia

3.1.3.6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1.3.6.1 CONCLUSIONES

De los resultados de los calculos tenemos:

TABLA 65: Resultados de relación de ángulo de fricción y capacidad portante

Sondajes	Angulo de friccion ϕ	Profundidad	Capacidad portante	Gc
Sondaje 01	35.75	4.55m	1.3 kg/cm ²	0.43
Sondaje 02	35.75	5m	1.3 kg/cm ²	0.43

FUENTE: Elaboración propia.

Del cuadro anterior se deduce que se trabajará con un angulo de fricción de $\phi=35.75^\circ$.

3.1.3.6.2 RECOMENDACIONES

Se concluye que la capacidad portante para la cimentación es de 1.3Kg/cm², por lo que se recomienda que se proyecte estribos con zapatas apoyadas.

Esta capacidad portante nos arroja tomando en cuenta que el estribo se apoya sobre el estrato a 4.8m del nivel de lecho de río. Asimismo cabe resaltar que a mayor profundidad de desplante se tendrá mayor capacidad portante de la cimentación.

Se recomienda que el desplante de la cimentación se realice a una profundidad de 4.80 m del lecho de río.

Proyectar una falsa zapata para proteger los estribos.

3.1.3.7 NORMAS APLICABLES A LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Contenido de Humedad NTP 339.127 (ASTM D2216)

Análisis granulométrico NTP 339.128 (ASTM D422)

Límite Líquido y Límite Plástico NTP 339.129 (ASTM D4318)

Densidad relativa NTP 339.137 (ASTM D4253)

Densidad relativa NTP 339.138 (ASTM D4254)

Descripción visual – manual NTP 339.150 (ASTM D2488)

3.1.3.8 NORMAS APLICABLES A LOS ENSAYOS DE CAMPO

Ensayo de Penetración Estándar ASTM D-1586, AASHTO T-206 (NTP
339.133)

PANEL FOTOGRAFICO DE ESTUDIO GEOTECNICO



IMAGEN 10: Exploración con SPT en Estribo de la margen derecha de río.

FUENTE: Elaboración propia.



IMAGEN 11: Toma de Muestra Sondeo 1 a la Profundidad de 2.60-3.20m.

FUENTE: Elaboración propia.



IMAGEN 12: Exploración con SPT en Estribo de la margen izquierda de río.

FUENTE: Elaboración propia.



IMAGEN 13: Imagen que muestra desarrollo de Trabajo y toma de datos de SPT.

FUENTE: Elaboración propia.



IMAGEN 14: Vista de Muestreador de Caña partida con la muestra de suelo en su interior,
FUENTE: Elaboración propia.

3.2 SUBESTRUCTURA DE PUENTE

3.2.1 INTRODUCCION

En el presente trabajo realizaremos una comparación de dos estribos, Estribo voladizo y Estribo con contrafuerte

3.2.2 DISEÑO DE ESTRIBO EN VOLADIZO

3.2.2.1 DIMENSIONAMIENTO

LONGITUD: 42.00 m

ANCHO TOTAL: 10.20 m (Ancho de vía + Ancho de peatones)

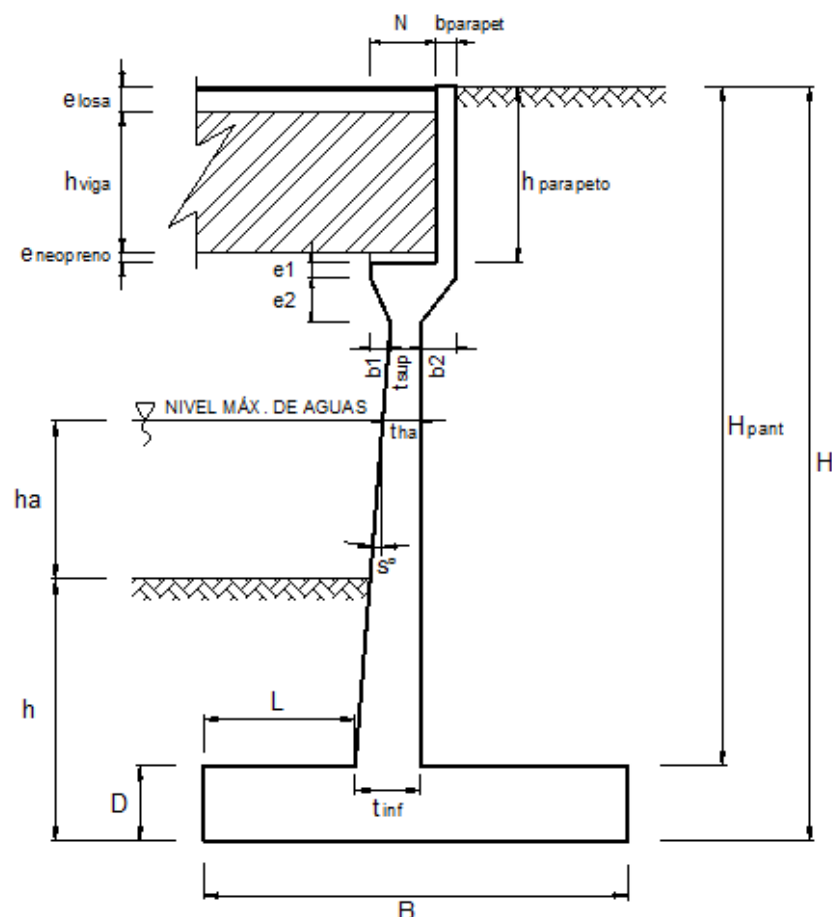


FIGURA 43: Detalle de estribo.

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 66: Calculo de dimensiones 1

DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
H	10.00 m	10.00 m	Dato
h	5.00 m	5.00 m	Dato
B=0.6H (1)	6.00 m	7.10 m	Criterio
D=0.1H (1)	1.00 m	1.20 m	Criterio
tsup	0.60 m	0.60 m	Valor mínimo
tinf=0.1H	1.00 m	1.00 m	Criterio
L=B/3	2.00 m	2.50 m	Criterio
elosa	0.20 m	0.20 m	Dato
hvigas	1.90 m	1.90 m	Dato
eneopreno	0.30 m	0.30 m	Dato
hparapeto	2.40 m	2.40 m	elosa+hvigas+eneopreno
bparapeto	0.35 m	0.35 m	Asumido

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 67: Calculo de dimensiones 2

DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
e1	1.00 m	1.00 m	Asumido
e2	0.00 m	0.00 m	Asumido
b1	0.40 m	0.40 m	Asumido
b2	0.60 m	0.60 m	Asumido
s°	4.09°	4.09°	Calculado
Nmínimo	0.27 m	--	Según Norma MTC
N	1.25 m	1.25 m	Calculado
ha	1.80 m	1.80 m	Dato
tha	0.60 m	0.60 m	Calculado
Hpant	8.80 m	8.80 m	Calculado

FUENTE: Elaboración propia.

El dimensionamiento considero lo siguiente:

- (1) Pre dimensionamiento tomado del texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das, pagna. 389

(2) La longitud de la cajuela $N=(200+0.0017L+0.0067H)(1+0.000125s^\circ)$ en mm, donde $H=0$ en puentes de una sola luz. Del "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, título 2.11.2

3.2.2.2 DEFINICIÓN DE CARGAS

DATOS PREVIOS

G_{concreto}	=	2.40 Ton/m ³	
γ_m	=	1.80 Ton/m ³	
ϕ	=	35°	
A	=	0.30	(1)
% Impacto	=	33.00%	(2)
q	=	0.96 Ton/m	(3)

Reacciones debido a:

R(DC)	=	106.36 Ton
R(DW)	=	16.64 Ton
R(LL)	=	115.31 Ton
R(PL)	=	16.64 Ton

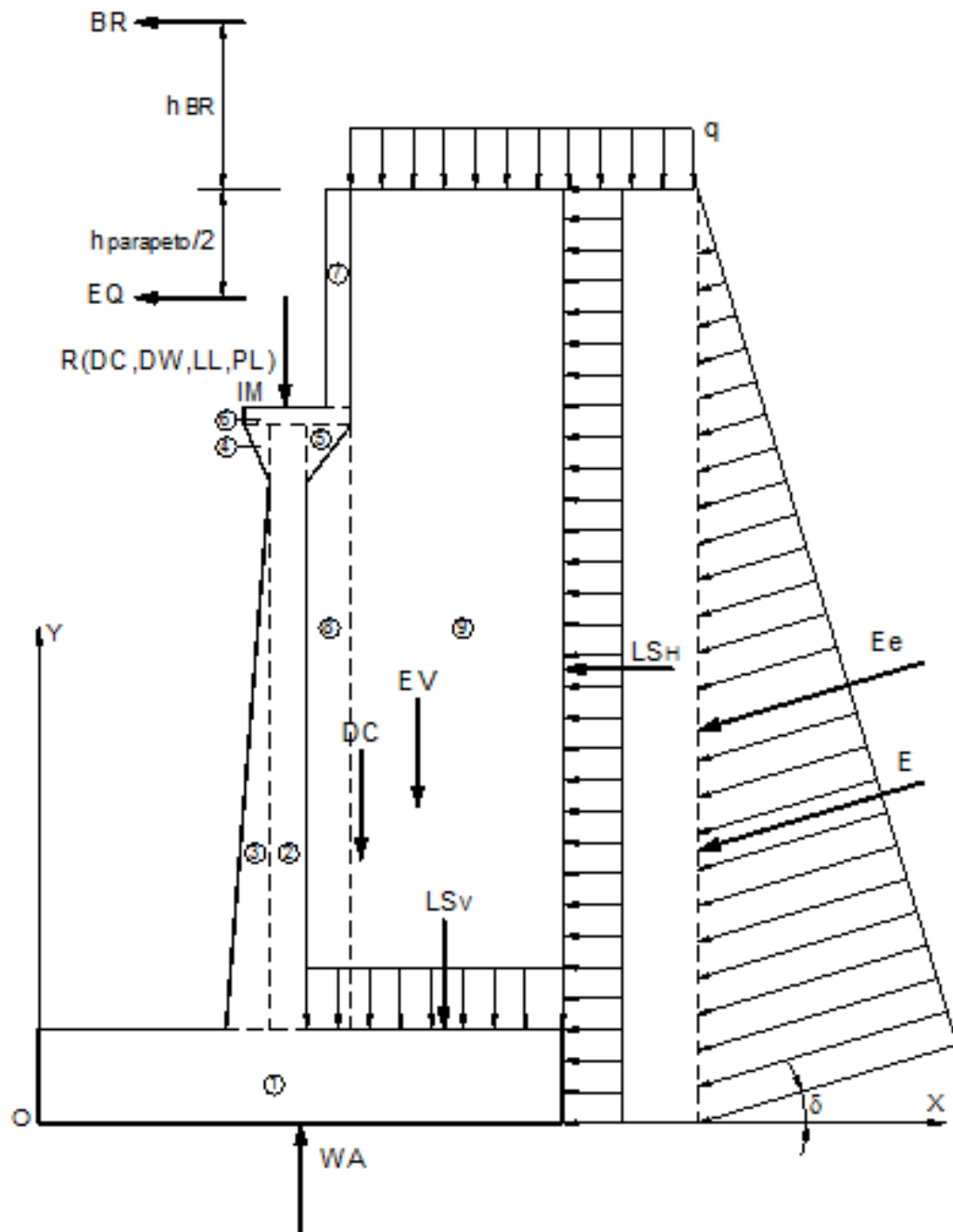


FIGURA 44:

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA 68: Cálculos de Peso Propio (DC) y del suelo (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	8.52	20.45	3.55	72.59
2	3.24	7.78	3.20	24.88
3	1.08	2.59	2.77	7.17
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0.00	0.00	2.77	0.00
5	0.00	0.00	3.70	0.00
6	1.60	3.84	3.30	12.67
7	0.84	2.02	3.93	7.91
S	--	36.67	--	125.23

CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	3.24	5.83	3.80	22.16
9	26.40	47.52	5.60	266.11
S	--	53.35	--	288.27

FUENTE: Elaboración propia.

DC= 36.67 Ton

EV= 53.35 Ton

x= 3.41 m

x= 5.40 m

PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

DC= 10.43 Ton/m

x= 3.13 m

CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

$$DW = 1.63 \text{ Ton/m}$$

$$x = 3.13 \text{ m}$$

PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV):

$$\delta = f/2 = 17.5^\circ$$

$$\gamma_m = 1.80 \text{ g/cm}^3$$

$$K_a = 0.2461 \quad (4)$$

$$k_h = A/2 = 0.15$$

$$\theta = 8.53^\circ$$

$$K_e = 0.3405 \quad (5)$$

Empuje estático:

$$E = 22.15 \text{ Ton}$$

$$EH = 21.13 \text{ Ton}$$

$$EV = 6.66 \text{ Ton}$$

$$y = 3.33 \text{ m}$$

$$x = 7.10 \text{ m}$$

Empuje dinámico:

$$E_e = 30.65 \text{ Ton}$$

$$EHe = 29.23 \text{ Ton}$$

$$EVe = 9.22 \text{ Ton}$$

$$\Delta E_e = 8.50 \text{ Ton}$$

$$y = 4.07 \text{ m} \quad (6)$$

$$x = 7.10 \text{ m}$$

CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

$$LL = 11.30 \text{ Ton/m}$$

$$X = 3.13 \text{ m}$$

CARGA DE IMPACTO (IM):

$$IM = 3.73 \text{ Ton/m}$$

$$X = 3.13 \text{ m}$$

FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION (BR):

$$BR = 5\%LL = 0.57 \text{ Ton}$$

$$hBR = 1.80 \text{ m}$$

$$y = 11.80 \text{ m}$$

SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (PL):

$$PL = 1.63 \text{ Ton/m}$$

$$X = 3.13 \text{ m}$$

SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

$$pH = 0.24 \text{ Ton/m}$$

$$LSH = 2.36 \text{ Ton}$$

$$Y = 5.00 \text{ m}$$

$$LSV = 3.46 \text{ Ton}$$

$$x = 5.30 \text{ m}$$

SUBPRESION DE AGUA (WA):

$$WA = -13.00 \text{ Ton}$$

$$X = 3.55 \text{ m}$$

TABLA 69: Combinación de cargas

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA I	0.90	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA I	0.90	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA I	1.25	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA I	1.25	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05

FUENTE: Manual de diseño de Puentes MTC.

- (1) El coeficiente de aceleración sísmica se puede obtener de la Distribución de Isoaceleraciones del "Manual de Diseño de Puentes" del MTC, Apéndice A.
- (2) Incremento de carga viva por efectos dinámicos, Tabla 2.4.3.3 del "Manual de Diseño de Puentes" del MTC
- (3) q puede ser asumido como la sobrecarga distribuida del vehículo de diseño.
- (4) K_a obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes de Coulomb, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, Apéndice C.
- (5) K_e obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes para condiciones sísmicas de Mononobe-Okabe, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, Apéndice C.
- (6) El punto de aplicación de E_e se obtiene según la metodología propuesta en el texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das, p. 361
- (7) Punto de aplicación de la fuerza de frenado y aceleración a 1.8m sobre el tablero, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, título 2.4.3

3.2.2.3 VERIFICACION DE ESTABILIDAD**3.2.2.3.1 DATOS DE ENTRADA**

F.S.D.	= 1.50
μ	= 0.50
F.S.V.	= 2.00
σ_t	= 1.30 Kg/cm ²

3.2.2.3.2 FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS**TABLA 70: Fuerzas y momentos actuantes factorados**

FUERZAS ACTUANTES (Ton)					
COMBINACIÓN	EH	LSH	BR	EQ	nΣF
RESISTENCIA 1	31.69	4.13	0.99	0.00	38.65
RESISTENCIA 1	31.69	4.13	0.99	0.00	38.65
RESISTENCIA 1	31.69	4.13	0.99	0.00	38.65
RESISTENCIA 1	31.69	4.13	0.99	0.00	38.65
MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)					
COMBINACIÓN	EH	LSH	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	105.63	20.67	11.67	0.00	144.87
RESISTENCIA 1	105.63	20.67	11.67	0.00	144.87
RESISTENCIA 1	105.63	20.67	11.67	0.00	144.87
RESISTENCIA 1	105.63	20.67	11.67	0.00	144.87

FUENTE: *Elaboración propia.*

3.2.2.3.3 FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:**TABLA 71: Fuerzas resistentes factorados para diferentes combinaciones de carga**

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	EV	LSV	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	42.39	1.06	19.78	6.53	2.85	81.02	6.05	-13.00	154.02
RESISTENCIA 1	42.39	2.45	19.78	6.53	2.85	81.02	6.05	-13.00	155.47
RESISTENCIA 1	58.87	1.06	19.78	6.53	2.85	81.02	6.05	-13.00	171.33
RESISTENCIA 1	58.87	2.45	19.78	6.53	2.85	81.02	6.05	-13.00	172.78

*FUENTE: Elaboración propia***TABLA 72: Momentos resistentes factorados para diferentes combinaciones de carga**

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	EV	LSV	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	142.03	3.31	61.82	20.40	8.92	453.01	32.05	-46.15	709.18
RESISTENCIA 1	142.03	7.65	61.82	20.40	8.92	453.01	32.05	-46.15	713.73
RESISTENCIA 1	197.27	3.31	61.82	20.40	8.92	453.01	32.05	-46.15	767.18
RESISTENCIA 1	197.27	7.65	61.82	20.40	8.92	453.01	32.05	-46.15	771.73

FUENTE: Elaboración propia.

3.2.2.3.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

TABLA 73: Estabilidad al deslizamiento para diferentes combinaciones de carga

COMBINACION	$\mu\Sigma FV/\Sigma FH$	
RESISTENCIA 1	1.992	OK!
RESISTENCIA 1	2.011	OK!
RESISTENCIA 1	2.216	OK!
RESISTENCIA 1	2.235	OK!

FUENTE: Elaboración propia.

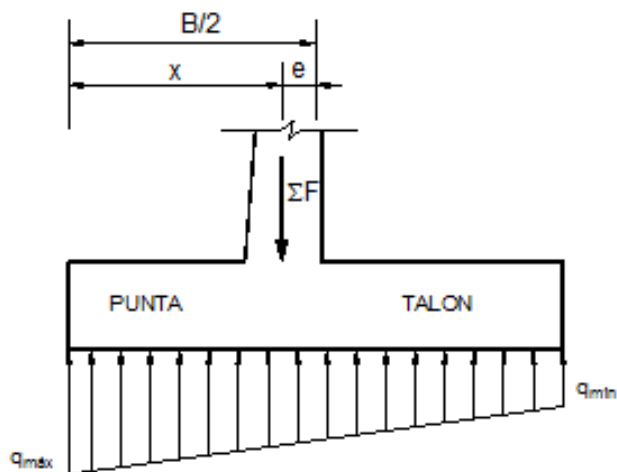
3.2.2.3.5 ESTABILIDAD AL VOLTEO

TABLA 74: Estabilidad al volteo para diferentes combinaciones de carga

COMBINACION	$\Sigma MR/\Sigma MA$	
RESISTENCIA 1	4.895	OK!
RESISTENCIA 1	4.927	OK!
RESISTENCIA 1	5.295	OK!
RESISTENCIA 1	5.327	OK!

FUENTE: Elaboración propia.

3.2.2.3.6 PRESIONES SOBRE EL SUELO



$B/6 = 1.18$

FIGURA 45: Presiones sobre el suelo.

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 75: Resultados de cálculo de presión de suelo para combinaciones de carga

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		qmax (Ton/m)		qmin (Ton/m)	
RESISTENCIA 1	3.664	0.114	OK!	23.78	FALLA!	19.60	FALLA!
RESISTENCIA 1	3.659	0.109	OK!	23.91	FALLA!	19.88	FALLA!
RESISTENCIA 1	3.632	0.082	OK!	25.81	FALLA!	22.45	FALLA!
RESISTENCIA 1	3.628	0.078	OK!	25.94	FALLA!	22.73	FALLA!

FUENTE: Elaboración propia

La capacidad Portante del Suelo no es suficiente en este caso, se necesitara usar Pilotes debajo de la cimentación de los estribos

3.2.2.4 ANALISIS ESTRUCTURAL

En los presentes diseños se modificara la capacidad portante del suelo de 1.30 kg/cm² por 10kg/cm² y friccion de 0.50 por 1.00 con hipótesis de trabajo en un suelo mejorado por la presencia de pilotes en el suelo para el análisis y diseño estructural.

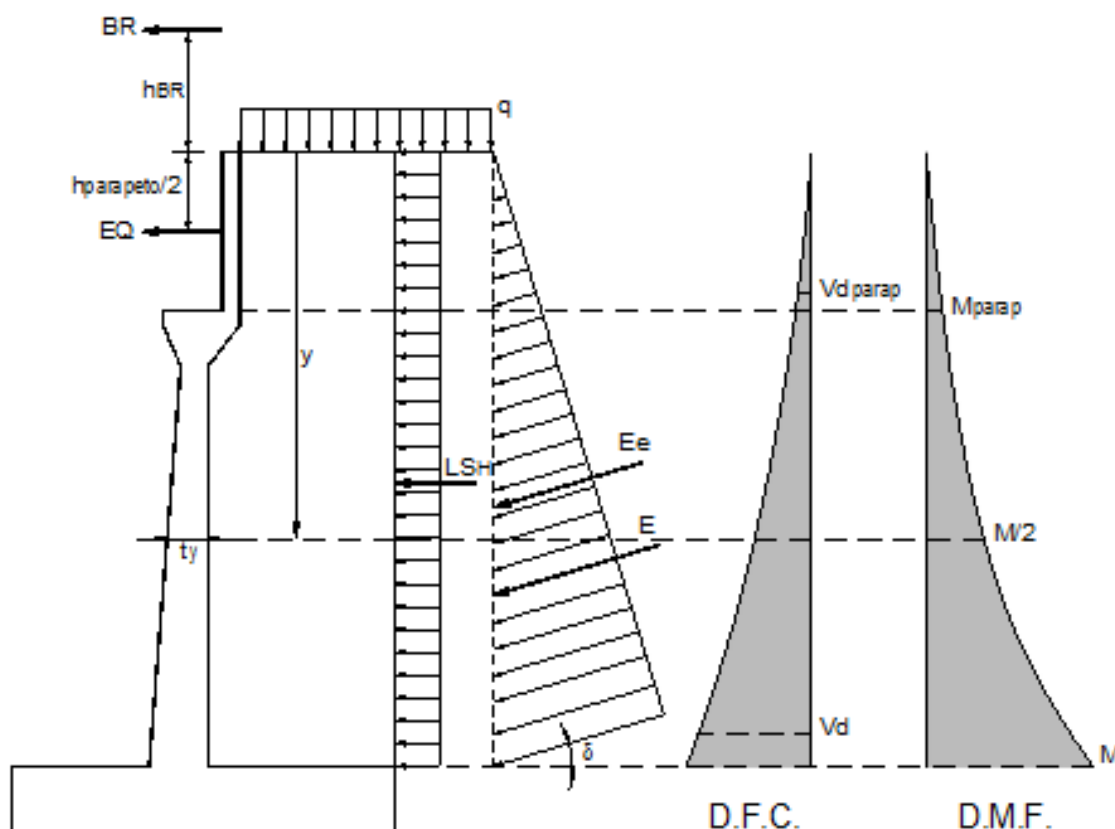


FIGURA 46: Diagrama de fuerzas cortante y momento flector.

FUENTE: Elaboración propia

3.2.2.4.1 CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

TABLA 76: Cortante de diseño

$$y = 8.80 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	EH	LSH	BR	EQ	nSVd
RESISTENCIA 1	24.26	3.62	0.99	0.00	30.31
RESISTENCIA 1	24.26	3.62	0.99	0.00	30.31
RESISTENCIA 1	24.26	3.62	0.99	0.00	30.31
RESISTENCIA 1	24.26	3.62	0.99	0.00	30.31

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 77: Momento de diseño

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
	EH	LSH	BR	EQ	nSM
RESISTENCIA 1	71.98	16.01	10.49	0.00	103.40
RESISTENCIA 1	71.98	16.01	10.49	0.00	103.40
RESISTENCIA 1	71.98	16.01	10.49	0.00	103.40
RESISTENCIA 1	71.98	16.01	10.49	0.00	103.40

FUENTE: Elaboración propia

3.2.2.4.2 UBICACIÓN DEL M/2 PARA EL CORTE DE ACERO

TABLA 78: Momento M/2

$$y = 6.110 \text{ m}$$

$$t_y = 0.801 \text{ m}$$

$$M_u = 135.93 \text{ Ton-m}$$

$$M_u/2 = 66.97 \text{ Ton-m}$$

COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)				
	EH	LSH	BR	EQ	nS(M/2)

RESISTENCIA 1	34.70	7.72	7.82	0.00	52.76
RESISTENCIA 1	34.70	7.72	7.82	0.00	52.76
RESISTENCIA 1	34.70	7.72	7.82	0.00	52.76
RESISTENCIA 1	34.70	7.72	7.82	0.00	52.76

FUENTE: Elaboración propia

CALCULO DE CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

TABLA 79: Cortante en la base del parapeto

COMBINACIÓN	CORTANTE V_{dparap} (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	EH	LSH	BR	EQ	nSVd
RESISTENCIA 1	1.75	0.97	0.99	0.00	3.90
RESISTENCIA 1	1.75	0.97	0.99	0.00	3.90
RESISTENCIA 1	1.75	0.97	0.99	0.00	3.90
RESISTENCIA 1	1.75	0.97	0.99	0.00	3.90

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 80: Momento en la base del parapeto

COMBINACIÓN	MOMENTO M_{parap} (Ton-m) - MÁXIMO				
	EH	LSH	BR	EQ	nSM
RESISTENCIA 1	5.35	1.19	4.15	0.00	11.23
RESISTENCIA 1	5.35	1.19	4.15	0.00	11.23
RESISTENCIA 1	5.35	1.19	4.15	0.00	11.23
RESISTENCIA 1	5.35	1.19	4.15	0.00	11.23

FUENTE: Elaboración propia

3.2.2.4.3 CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA

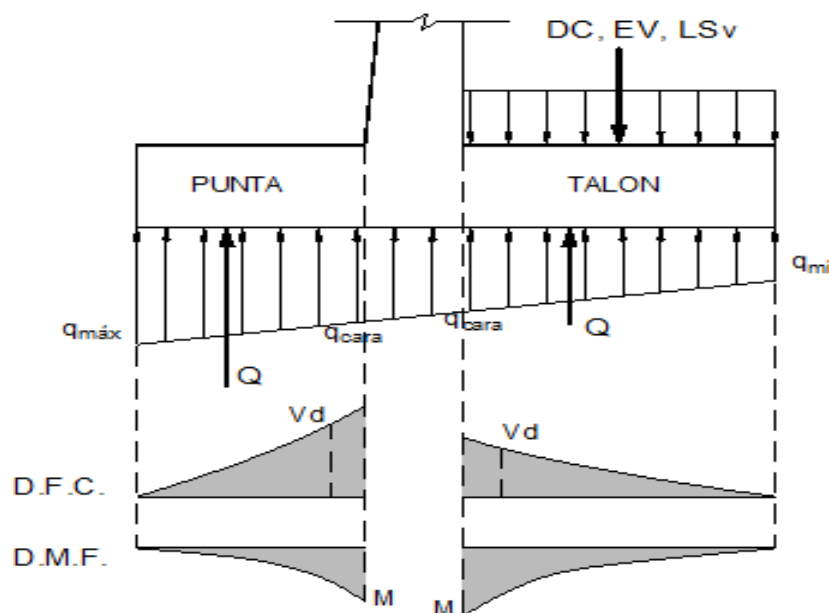


FIGURA 47: Cortante y momento en el talon y punta de la zapata.

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 81: Cortante en el talón de la zapata

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LSv	EV	Q	nSVd
RESISTENCIA 1	21.722	-9.20	-6.05	-72.03	80.77	-6.83
RESISTENCIA 1	21.926	-9.20	-6.05	-72.03	81.36	-6.21
RESISTENCIA 1	24.154	-12.78	-6.05	-72.03	88.68	-2.28
RESISTENCIA 1	24.358	-12.78	-6.05	-72.03	89.28	-1.65

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 82: Momento en el talón de la zapata

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	nSM
RESISTENCIA 1	21.722	-16.80	-10.89	-129.65	149.66	-8.06
RESISTENCIA 1	21.926	-16.80	-10.89	-129.65	150.66	-7.00
RESISTENCIA 1	24.154	-23.33	-10.89	-129.65	163.67	-0.20
RESISTENCIA 1	24.358	-23.33	-10.89	-129.65	164.67	0.86

FUENTE: Elaboración propia

3.2.2.4.4 CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

TABLA 83: Cortante en la punta de la zapata

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nSV
RESISTENCIA 1	22.310	-6.35	56.46	52.62
RESISTENCIA 1	22.494	-6.35	56.85	53.02
RESISTENCIA 1	24.627	-8.82	61.78	55.61
RESISTENCIA 1	24.810	-8.82	62.17	56.02

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 84: Momento en la punta de la zapata

COMBINACIÓN	q _{cara} (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nSM
RESISTENCIA 1	22.310	-8.10	75.85	71.14
RESISTENCIA 1	22.494	-8.10	76.21	71.51
RESISTENCIA 1	24.627	-11.25	81.88	74.17
RESISTENCIA 1	24.810	-11.25	82.24	74.54

FUENTE: Elaboración propia

3.2.2.5 DISEÑO ESTRUCTURAL

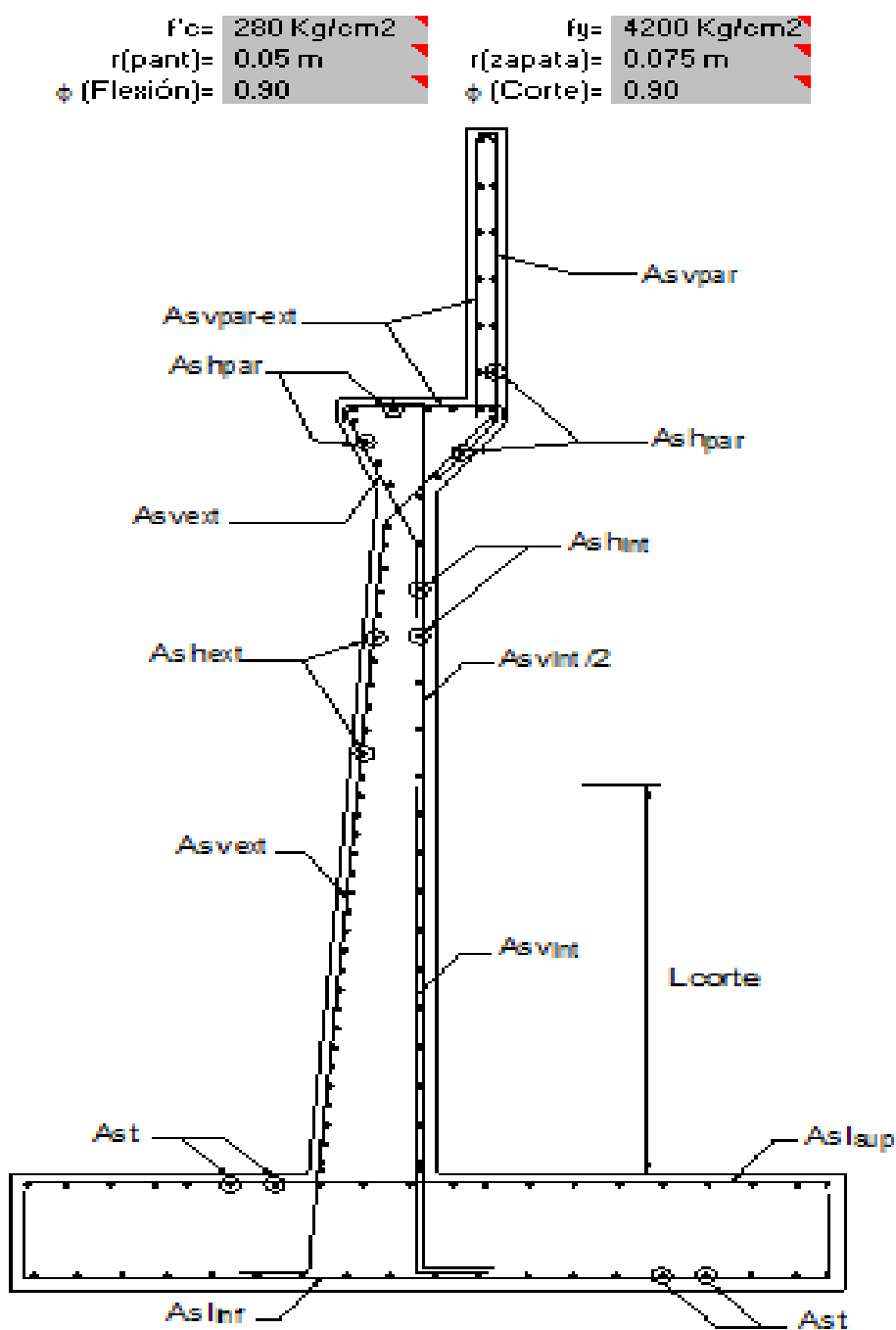


FIGURA 48: Distribución de aceros

FUENTE: Elaboración propia

3.2.2.5.1 DISEÑO DE LA PANTALLA

TABLA 85: Acero vertical en cara interior y cara exterior

$$\phi V_c = 75.83 \text{ Ton}$$

$$V_u = 35.93 \text{ Ton}$$

ACERO VERTICAL			
CARA INTERIOR		CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR	DESC.	VALOR
Mu	135.93 Ton-m	#5	1.98 cm ²
d	0.95 m	Asmin	19.00 cm ²
a	6.93 cm	Nº Aceros	9.60
As	39.29 cm ²	s (Calculado)	10.42 cm
ρ	0.0041	s (Redond.)	17.5 cm
ρmin	0.0020	Asvext	#5@10
#8	5.07 cm ²		
Nº Aceros	7.75		
s (Calculado)	12.91 cm		
s (Redond.)	13 cm		
Asvint	#8@13		
Ld	0.63 m		
Lcorte (calc)	3.32 m		
Lcorte (redond)	3.30 m		
Asvint/2	#8@30		

FUENTE: *Elaboración propia*

TABLA 86: Acero Horizontal parte inferior y parte superior

PARTE INFERIOR		PARTE SUPERIOR	
DESC.	VALOR	DESC.	VALOR
#5	1.98 cm ²	#5	1.98 cm ²
ρ	0.0020	ρ	0.0020
Ash	19.00 cm ²	Ash	15.01 cm ²
Ash/3	6.33 cm ²	Ash/3	5.00 cm ²
Nº Aceros	3.20	Nº Aceros	2.53
s (Calculado)	31.26 cm	s (Calculado)	39.56 cm
s (Redond.)	30 cm	s (Redond.)	40 cm
Ashint	#5@30	Ashint	#5@40
#5	1.98 cm ²	#5	1.98
2*Ash/3	12.67 cm ²	2*Ash/3	10.01 cm ²
Nº Aceros	6.40	Nº Aceros	5.06
s (Calculado)	15.63 cm	s (Calculado)	19.78 cm
s (Redond.)	15 cm	s (Redond.)	20 cm
Ashext	#5@15	Ashext	#5@20

FUENTE: Elaboración propia

RESUMEN: Ashint #5, 1@5, 11@30, r@40
Ashext#5, 1@5, 22@15, r@20

3.2.2.5.2 DISEÑO DEL PARAPETO

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 23.95 \text{ Ton}$$

$$V_u = 4.02 \text{ Ton}$$

TABLA 87: Acero vertical interior, acero vertical exterior, acero horizontal

DESC.	VALOR
M_u	11.83 Ton-m
d	0.30 m
a	0.00 cm
A_s	10.43 cm ²
ρ	0.0035
r _{min}	0.0020
#5	1.98 cm ²
Nº Aceros	5.27
s (Calculado)	18.98 cm
s (Redond.)	20 cm
A_{svpar}	#5@20
ACERO VERTICAL EXTERIOR	
$A_{svpar-ext}$	#5@40
ACERO HORIZONTAL	
A_{shpar}	#5@40

FUENTE: *Elaboración propia*

3.2.2.5.3 DISEÑO DEL TALON DE LA ZAPATA

$\phi V_c = 91.79 \text{ Ton}$

$V_u = -1.65 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$

TABLA 88: Acero longitudinal, acero transversal

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR		CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR	DESC.	VALOR
Mu	0.86 Ton-m	#5	1.98 cm ²
d	1.13 m	Asmin	22.50 cm ²
a	0.04 cm	Nº Aceros	11.36
As	0.20 cm ²	s (Calculado)	8.80 cm
r	0.0000	s (Redond.)	17.5 cm
rmin	0.0020	Aslsup	#5@17.5
#8	5.07 cm ²	Usar Asmin!	
Nº Aceros	4.44		
s (Calculado)	22.53 cm		
s (Redond.)	10 cm		
Aslinf	#8@10		

ACERO TRANSVERSAL

Ast	#5@17.5
-----	---------

FUENTE: *Elaboración propia*

3.2.2.5.4 DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA

TABLA 89: Acero longitudinal, acero transversal

ACERO LONGITUDINAL		ACERO LONGITUDINAL	
CARA INFERIOR		CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR	DESC.	VALOR
Mu	74.54 Ton-m	#8	5.07 cm ²
d	1.13 m	Asmin	22.50 cm ²
a	3.14 cm	Nº Aceros	4.44
As	17.78 cm ²	s (Calculado)	22.53 cm
r	0.0016	s (Redond.)	25 cm
rmin	0.0020	Aslsup	#8@25
#8	5.07 cm ²	Usar Asmin!	
Nº Aceros	4.44		
s (Calculado)	22.53 cm		
s (Redond.)	25 cm		
Aslinf	#8@25		

ACERO TRANSVERSAL	
Ast	#8@25

FUENTE: Elaboración propia

3.2.3 DISEÑO ESTRIBO CON CONTRAFUERTE

DISEÑO DE LA PANTALLA:

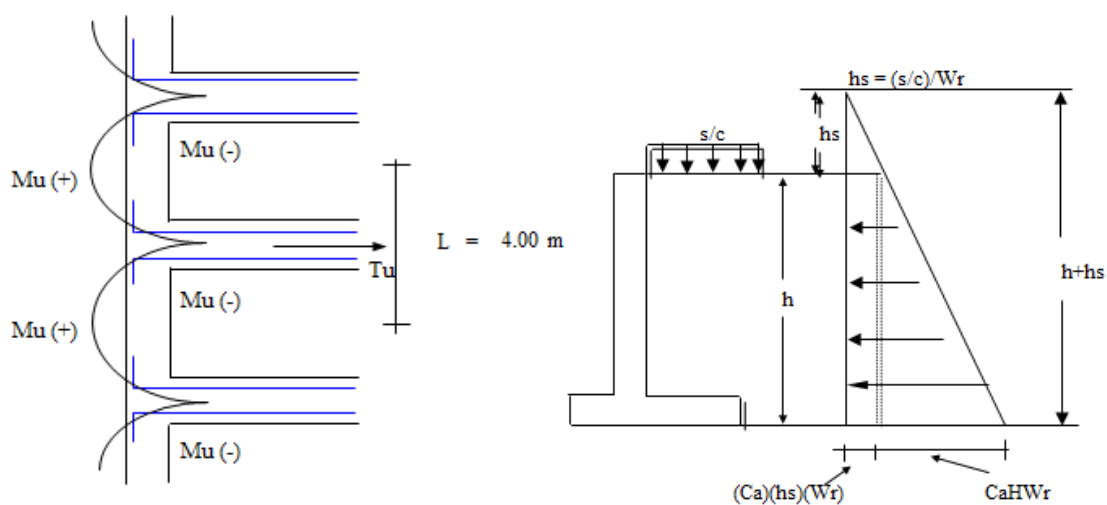


FIGURA 49: diseño de estribos con contrafuertes

FUENTE: Elaboración propia

s/c : Sobrecarga Uniforme

W_r : Peso específico del suelo

s/c 0.97 Tn/m²

W_r 1.80 Tn/m³

h 10.00 m

Ca 0.2710

hs 0.54 m

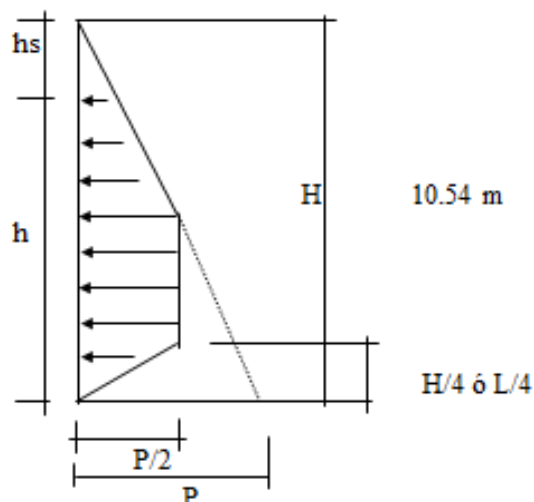


FIGURA 50: Cargas estribo con contrafuertes

FUENTE: Elaboración propia

$$H/4 = 2.63$$

$$L/4 = 4.00$$

$$P = 5.14$$

$$P/2 = 2.57$$

$$Mu (+) = wuLxL/24$$

$$Mu (-) = wuLxL/12$$

1er Tramo:

Desde el borde hasta los 1/3 de h

$$1/3 h = 3.33$$

Espesor de contrafuerte = 0.50

Momento positivo $Mu (+) = 1.57$ Tn-m

Ancho unitario 100.00 cm

Peralte efec. $d = t - 6 = 44.00$ cm

Acero positivo $As = 0.95$ cm²

$As_{min} = 0.002xbxt = 10.00$ cm²

Si: $As (5/8")$ Separación 19.80 cm entonces $5/8" @ 0.20m$

Momento Negativo

Mu (-) =	3.15	Tn-m
Ancho unitario	100.00	cm
Peralte efec. $d = t - 6 =$	4.00	cm
As =	1.90	cm ²
As min = $0.002 \times b \times t =$	10.00	cm ²
Si: As (5/8") Separación	19.80	cm entonces 5/8" @ 0.20m .

2do Tramo:

El resto de la altura

w = P/2 =	2.57	Tn/m
wu = 1.7w	wu = 4.37	Tn/m

Momento positivo Mu (+) = 2.91 Tn-m

Ancho unitario	100.00	cm
Peralte efec. $d = b - 6 =$	54.00	cm
Acero Negativo As =	1.43	cm ²
As min = $0.002 \times b \times d =$	12.00	cm ²
Si: As (5/8") separación	16.50cm	entonces 5/8" @ 0.20m

Momento Negativo Mu (-) = 5.83 Tn-m

Ancho unitario	100.00	cm
Peralte efec. $d = b - 6 =$	54.00	cm
As =	2.87	cm ²
As min = $0.002 \times b \times d =$	12.00	cm ²
Si: As (5/8") separación	16.50	cm entonces 5/8" @ 0.20m

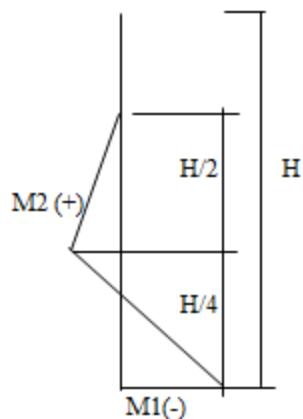


FIGURA 51: Momentos positivo y negativo

FUENTE: Elaboración propia

$$M1 = 0.03PH^2(L/H)$$

$$M2 = M1/4$$

$$M1 = 6.50 \quad \text{Tn -m}$$

$$M2 = 1.63 \quad \text{Tn -m}$$

$$H/2 = 5.27 \quad \text{m}$$

$$H/4 = 2.63 \quad \text{m}$$

Con M1

$$As = 3.20 \quad \text{cm}^2$$

$$As \text{ min} = 0.0015xbxd = 9.00 \quad \text{cm}^2$$

Si: As (5/8") Separación 22.00 cm entonces 5/8" @ 0.22m

Con M2

$$As = 0.80 \quad \text{cm}^2$$

$$As \text{ min} = 0.0015xbxd = 9.00 \quad \text{cm}^2$$

Si: As (5/8") Separación 22.00 cm entonces 5/8" @ 0.22m

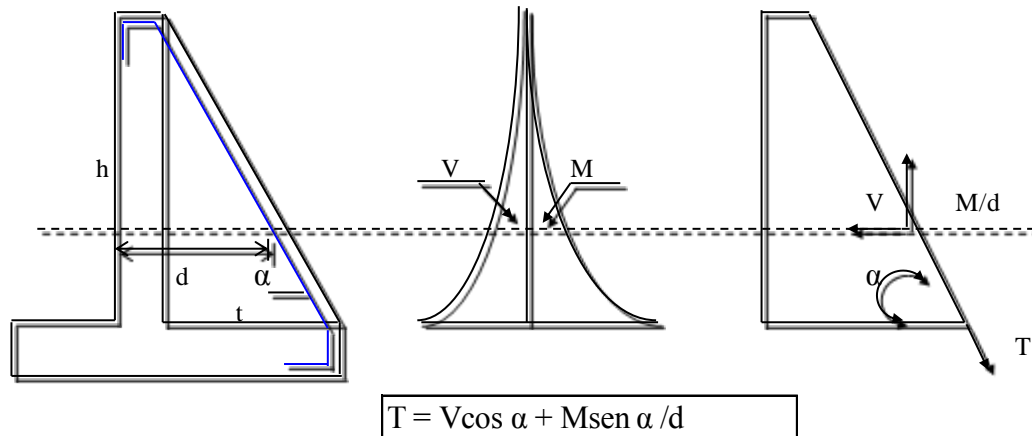


FIGURA 52: Fuerzas internas en el contrafuerte

FUENTE: *Elaboración propia*

α : Ángulo que forma el refuerzo del contrafuerte y la horizontal.

d: Peralte efectivo en el nivel considerado.

V: Fuerza cortante en el nivel considerado.

M: Momento flector en el nivel considerado.

Se analizará en tres secciones:

Altura total considerando la sobrecarga =		10.54 m
Altura de la pantalla sin parapeto	h =	7.60 m
Longitud de la base	t =	4.00 m
En la base	y =	0.00 m
A un tercio de la altura	y =	2.53 m
Al centro del elemento	y =	3.80 m

$$\alpha = \text{arc tag} (t/h) = 27.758541^\circ$$

Determinación de la carga distribuida (w) Tn/m

En la base	w =	18.22
A un tercio de la altura	w =	13.28
Al centro del elemento	w =	10.81

$$M_y = wy^3/6h - wy^2/2 + why/2 - wh^2/6$$

$$V_x = wy^2/2h - wy + wh/2$$

Tabla 90: Resultados de cálculo

	En la base		A un tercio de la altura		Al centro del elemento	
M (Tn - m)	175.41		37.87		13.00	
Mu	245.58		53.02		18.21	
V (Tn)	69.24		22.43		10.27	
Vu	96.94		31.40		14.37	
d (m)	4.54		3.01		2.24	
Tu (Tn)	110.97		36.00		16.50	
As=Tu/0.9fy	29.36	cm2	9.52	cm2	4.37	cm2
	6	varillas 1"	2	varillas 1"	2	varillas 1"

FUENTE: Elaboración propia

Refuerzo horizontal: Se calcula de acuerdo a las reacciones que éste ejerce sobre la pantalla vertical

Tu (Tn) = 33.64 Si: As (5/8")

As (cm2)= 8.90 Separación 22.25 cm En ambas caras
5/8" @ 0.2m

Refuerzo vertical: Se calcula de acuerdo a las reacciones que éste ejerce sobre el talón posterior

Tu (Tn) = 17.64 Si: As (5/8")

As (cm2)= 4.67 Separación 42.44 cm
5/8" @ 0.20m En ambas caras

Verificación por corte

$$\begin{aligned}
 \text{Sección crítica } y = 0.15 h &= 1.14 & w(y) &= 16.00 \\
 V_y &= 43920.00 \text{ kg} & d(m) &= 3.91 \\
 V_u &= 52703.99583 \text{ kg} \\
 \Phi V_c &= 147373.8987 \text{ kg} & V_u &< \Phi V_c \text{ CONFORME!}
 \end{aligned}$$

3.2.4 DISEÑO DE PILOTES

CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE PARA UNA COLUMNA QUE RECIBE
UNA CARGA P(Tn)

DATOS

Carga sobre zapata	$W_u \text{ (Tn)} = 1754.4$
Cap. Resist. De suelo	$\delta_s \text{ (Tn/m}^2\text{)} = 1.3\text{kg/cm}^2$
Concreto	$F'_c \text{ (Tn/m}^2\text{)} = 2800$
Acero	$F_y \text{ (Tn/m}^2\text{)} = 42000$
Esfuerzo perm. Por corte	$v_p \text{ (Tn/m}^2\text{)} = 88.69$
Diametro permisible del pilote	$D(m) = 0.3$
Area de fricion del fuste del pilote	$A_g(m^2) = 0.09$

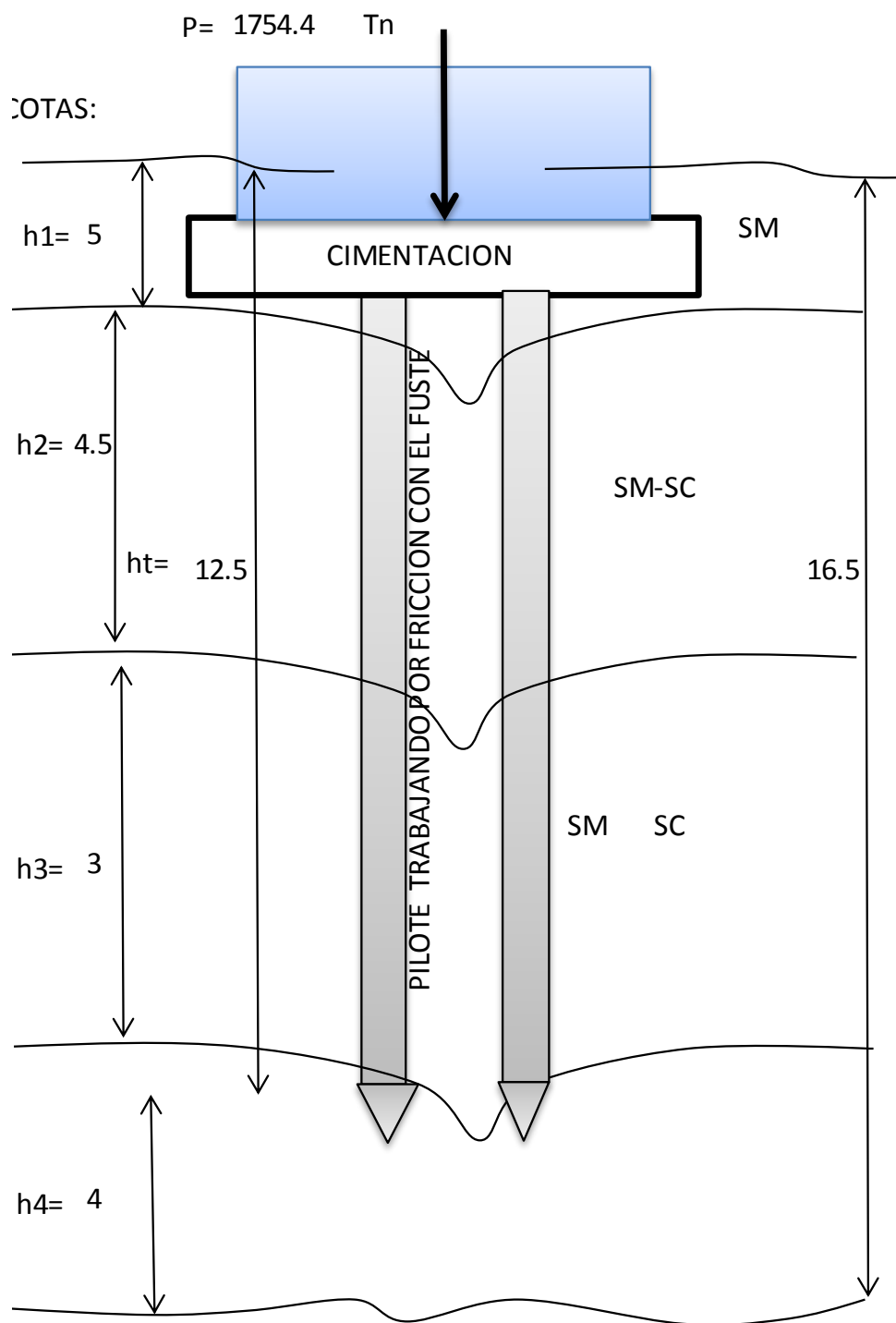


FIGURA 53: Datos de diseño pilote.

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 91: Factores de capacidad resistente usados

$\phi =$	N_c	N_q	N_y
0	5.70	1	0

5	7.50	1.6	0.5
10	9.6	3.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
18	15.78	6.2	4
20	17.7	7.4	5
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
32	44.9	29.5	27.35
34	52.5	36.5	35
35	57.8	41.4	43.4
40	93.7	81.13	100.4
45	172.3	173.3	297.5
48	258.3	287.9	730.1
50	347.5	415.1	1153.2

FUENTE: *Elaboración propia*

CALCULO DE LA CARGA PERMISIBLE (Qp):

$$Q_p = A_g (1.3 \cdot C_{Nc} + Y_{Df} N_g + 0.4 Y_{BNy})$$

TABLA 92: Capacidad portante para el primer y segundo estrato

Enterramiento	Df	5
Densidad del suelo turba organico	Y _{pt} (Tn/m ³)	0
Angulo de friccion de suelo	φ=	0
friccion	f	0
Diametro permisible del pilote	B	0.3
Cohesion del suelo	C	0
Factor de capacidad resistente-C	N _c	5.70
Factor de capacidad resistente- S.Carga	N _g	1
Factor de capacidad resistente- P.suelo	N _y	0
	Q _{p1} =	0
Qp para el Segundo estrato:		
Enterramiento	Df	4.5

Densidad del suelo arena limosa	Y _{pt}	1.73
Angulo de friccion de suelo	φ=	35
friccion	f	0.5
Diametro permisible del pilote	B	0.3
Cohesion del suelo	C	0
Factor de capacidad resistente-C	N _c	57.8
Factor de capacidad resistente-S.Carga	N _g	41.4
Factor de capacidad resistente-P.suelo	N _y	43.4
	Q _{p1} =	29.82

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 93: Capacidad portante para el tercer estrato

Q _p para el Tercer estrato:		
Enterramiento	D _f	3
Densidad del suelo turba organico	Y _{pt}	2.14
Angulo de friccion de suelo	φ=	35
friccion	f	0.5
Diametro permisible del pilote	B	0.3
Cohesion del suelo	C	4
Factor de capacidad resistente-C	N _c	57.8
Factor de capacidad resistente-S.Carga	N _g	41.4
Factor de capacidad resistente-P.suelo	N _y	43.4
Q _p = Ag(1.3cN _c +γD _f N _q + 0.4γBNγ)	Q _{p1} =	51.97

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 94: Resultados de la capacidad de carga a total

En la punta: Capacidad de carga total: Q _{pt} =		80.98
Calculo de capacidad por friccion: Q _f = A ₁ F ₁ + A ₂ F ₂ + A ₃ F ₃A _n F _n		
si Q _f = A ₁ *F ₁ +A ₂ *F ₂ +A ₃ *F ₃ =		4.500
Q _u = Q _p + Q _f	Q _u =	85.48

Capacidad portante del suelo : $q_u =$		28.49
$Q_u/3$		
Calculo del numero de pilotes:	$n = W/Q_u$	21

FUENTE: Elaboración propia

De los cálculos realizados se puede concluir la Utilización de 21 Pilotes en cada zapata o cimentación de estribos

3.2.5 COMPARACION Y ELECCION DE ESTRIBO

3.2.5.1 ESTRIBO EN VOLADIZO

GEOMETRIA

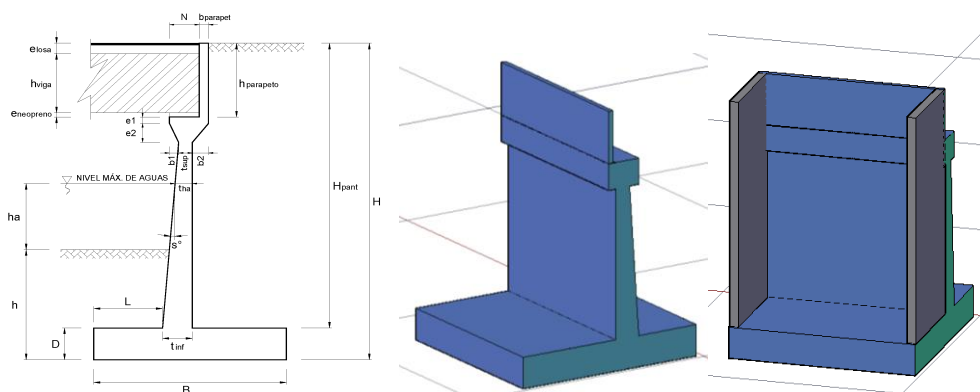


FIGURA 54: Estribo en voladizo seccion e isométrico 3d y inclusion de alas

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 95: Metrado y costos estribo en voladizo

PARTIDA	UND	PRECIO UNITARIO	METRADO	COSTO DIRECTO
ZAPATA				
CONCRETO 280 kg	M3	500	165.6	82800
ACERO 4200 kg/cm2	Kg	6.6	1895	12507
PANTALLA+ ALAS				
CONCRETO 280 kg	M3	500	157.44	78720
ACERO 4200 kg/cm2	Kg	6.6	1992.3	13149.18
ENCOFRADO	M2	103.5	619.2	64087.2
PARAPETO y CAJUELA				
CONCRETO 280 kg	M3	500	5.328	2664
ACERO 4200 kg/cm2	Kg	6.6	380	2508
ENCOFRADO	M2	103.5	24.048	2488.968
TOTAL				258924.348

FUENTE: Elaboración propia

3.2.5.2 ESTRIBO CON PANTALLA CONTRAFUERTE

GEOMETRIA

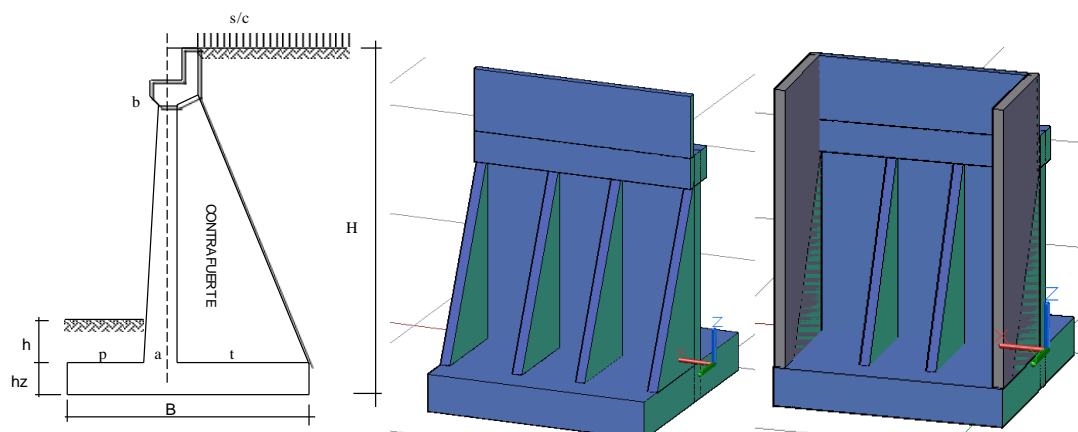


FIGURA 55: Estribo con contrafuertes Seccion e isométrico 3d y inclusión de alas

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 96: Metrado y costos estribo con pantalla contrafuertes

PARTIDA	UND	PRECIO UNITARIO	METRADO	COSTO DIRECTO
ZAPATA				
CONCRETO 280 kg	M3	500	129.6	64800
ACERO 4200 kg/cm2	Kg	6.6	1895	12507
PANTALLA+ ALAS				
CONCRETO 280 kg	M3	500	140.64	70320
ACERO 4200 kg/cm2	Kg	6.6	1350	8910
ENCOFRADO	M2	103.5	619.2	64087.2
PARAPETO y CAJUELA				
CONCRETO 280 kg	M3	500	5.328	2664
ACERO 4200 kg/cm2	Kg	6.6	380	2508
ENCOFRADO	M2	103.5	24.048	2488.968
CONTRAFUERTE+2 ALAS				
CONCRETO 280 kg	M3	500	21.6	10800
ACERO 4200 kg/cm2	Kg	6.6	503	3319.8
ENCOFRADO	M2	103.5	187.2	19375.2
TOTAL				261780.168

FUENTE: Elaboración propia

3.3 SUPERESTRUCTURA DE PUENTE DE SECCION COMPUESTA O MIXTO

3.3.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Se plantea como primera alternativa para nuestra superestructura de 42 m de luz, una sección compuesta de vigas de acero y losa de concreto

3.3.2 NORMAS DE DISEÑO

AASHTO LFRD2002,

Manual de Diseño de puentes MTC 2003

3.3.3 DATOS GENERALES:

3.3.3.1 GEOMETRÍA GENERAL:

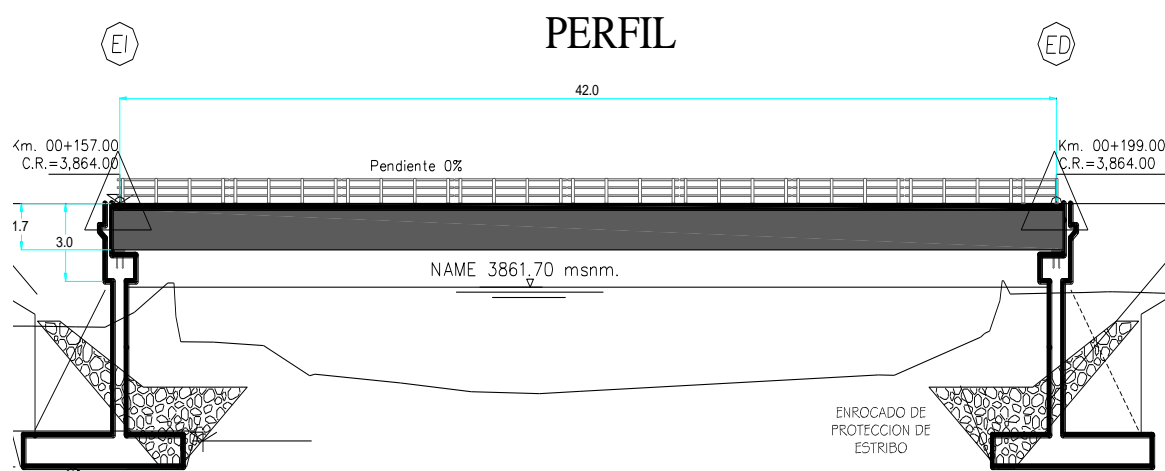


FIGURA 56: Perfil de Puente de sección compuesta o mixta.

FUENTE: Elaboración propia

Longitud 42.00 m (longitud entre ejes)

Ancho Calzada 7.20 m

Ancho peatonal 1.50 m (ambos lados, incluye barrera de protección y baranda)

Ancho Total 10.20 m

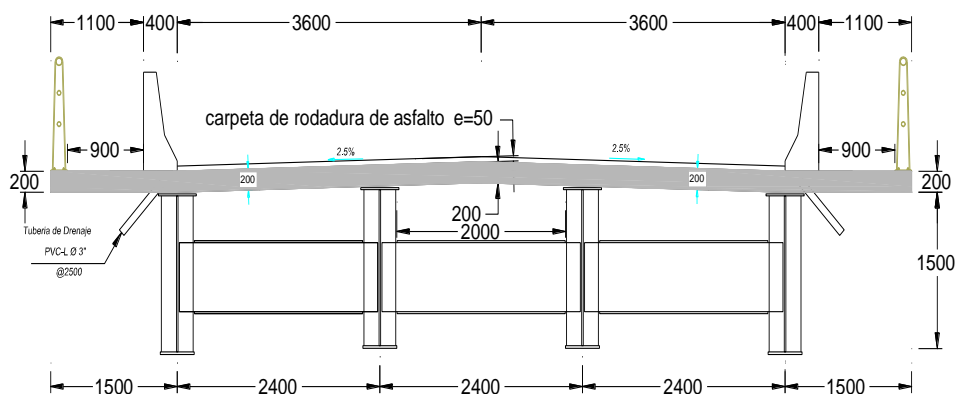


FIGURA 57: Sección transversal de puente de sección compuesta o mixta

FUENTE: Elaboración propia

3.3.3.2 MATERIALES A USARSE:

Acero Estructural protecciones	ASTM-A-36
Concreto Armado del Tablero	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Acero de Refuerzo	$F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
Acero Estructural	ASTM A572 $F_y = 3.515 \text{ kg/cm}^2$

3.3.4 DATOS PARTICULARES:

3.3.4.1 GEOMETRÍA:

Luz de cálculo: La luz de cálculo se toma como la distancia de centro a centro entre apoyos.

Número de vigas: Se adoptara el número de vigas, en función del ancho del puente y la separación entre estas.

$$N_v = 4$$

Separación de vigas: La separación de vigas será tal que se tenga la menor diferencia de carga muerta y viva entre vigas exterior e interior.

Una separación recomendable está entre 2,00 m y 3,00 m.

$$S_v = 2.40 \text{ m.}$$

Acera: Es importante adoptar una vereda continua con el tablero que sea fundida al mismo tiempo. Esta disposición de vereda, permite, disminuir pesos y se ganará en inercia de la estructura total.

Capa de Rodadura: En puentes metálicos deberá tomarse en cuenta el criterio de cuándo debe colocarse la capa de rodadura. Este criterio estará acorde con el diseño del puente.

Si la capa de rodadura es considerada como una carga de acabados o lo que denominamos cargas posteriores, en el diseño, tendrá entonces que ser colocada una vez que el tablero haya alcanzado la resistencia especificada, por lo tanto la sección resistente es ya compuesta. De acuerdo a normas se nos da un recubrimiento de 5 cm. y no indica que no deba colocarse una capa de rodadura adicional.

Por razones, de que después de construir un puente con o sin capa de rodadura se coloca pavimento sobre el puente por mantenimiento, nosotros asumiremos la capa de rodadura como carga posterior.

3.3.4.2 SOBRECARGA:

HL-93:Carga Equivalente, debemos tener presente que de acuerdo a la luz y el punto investigado, se puede obtener una mayor sollicitación, sea con el camión o con la carga equivalente.

3.3.5 DATOS Y ESPECIFICACIONES

a) LOSA:

- Longitud entre ejes de Apoyo $L = 42,00$ mts.
- Número de Vías del puente $N^{\circ} V = 2$ Vías;

– Ancho vial	$B = 7.20\text{mts}$
– Espesor de la losa	$t = 0,20\text{ mts.}$
– Ancho de Losa	$t = 10.20\text{ mts}$
– Resistencia del concreto a emplear en losa	$f'c = 280\text{ kg/cm}^2$
– Fluencia del acero de refuerzo en losa	$f'y = 4,200\text{ kg/cm}^2$
– Peso específico del concreto	$g = 2,500\text{ Kg/m}^3$
– Módulo de Elasticidad	$E = 28,440\text{ Mpa}$
– Sobrecarga móvil	$s/c = \text{HL} - 93$
– Sobrecarga peatonal en vereda	$S/Cv = 0,400\text{ ton/m}^2$
– Peso de la baranda metálica	$Wb = 0.200\text{ tn/m}^3$
– Peso específico del Concreto Armado	$Wc = 2,400\text{ tn/m}^3$

b) VIGA DE ACERO:

- Espaciamiento transversal de las vigas entre ejes $S = 3,00\text{ mts.}$
- Espaciamiento de vigas entre ejes de las Alas $S'' = 2,80\text{ mts}$
- Fluencia de Acero tipo A572 Gr 50 SIDER PERU $f'y = 3,515\text{ kg/cm}$

c) ASFALTO

- - Peso Específico $g = 2250\text{ Kg/m}^3$

DETALLE DE LA SECCION TRANSVERSAL

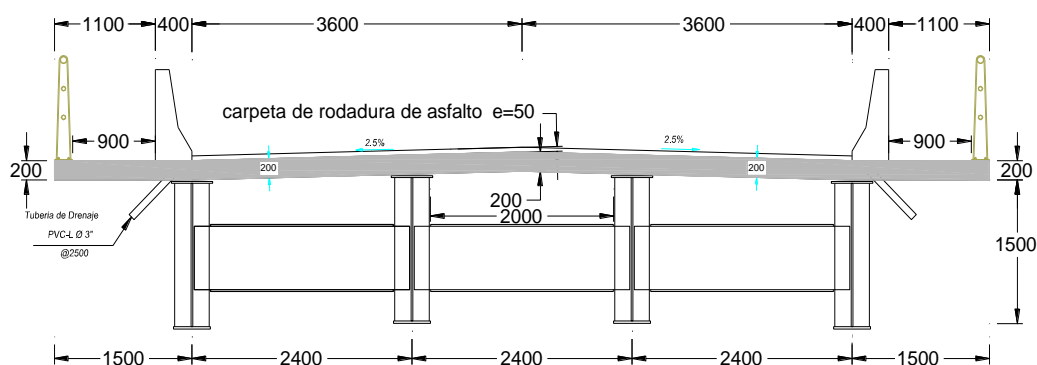


FIGURA 58: Detalle de la sección transversal para el puente de sección compuesta.

FUENTE: Elaboración propia

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA:

* Peralte mínimo de la viga

$$h = L / 30 = 1,40 \text{ m.}$$

Asumir $h = 1,50 \text{ m.} \langle \rangle 150,00 \text{ cm.}$

* Peralte mínimo de la viga compuesta (viga+ losa)

$$h_c = L / 25 = 1,68 \text{ m} = 170,00 \text{ cm.}$$

* Espesor de la losa

$$t = h_c - h = 0,20 \text{ m.} = 20,00 \text{ cm.}$$

$$t = 0,10 + S/30 = 0,18 \text{ m;}$$

Asumir $t = 20,00 \text{ cm.}$

* Esfuerzos típicos de diseño

Resistencia mín. a la fluencia del acero: $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

Acero tipo A572-Gr 50 SIDER

* Espesor del Ala ó Patín

$$t_f = h * \sqrt{0,0076 f_y} / 727 = 1,06 \text{ cm} \langle \rangle 1,27 \text{ cm. (1/2 PULG)}$$

* Ancho del patín

$$b_f = (t_f * 103) / \sqrt{0,0078 f_y} = 21.25 \text{ cm.}$$

$$\text{Se asumirá } b_f = 50,00 \text{ cm} = 0,50 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow S' = S - b_f = 2,40 - 0,50 = 1.90 \text{ m.}$$

$$S'' = S - b_f/2 = 2,40 - 0,50/2 = 2,15 \text{ m.}$$

S'' = Distancia entre ejes de ala de la viga principal.

Limites Aplicables a las dimensiones de la sección transversal

Proporciones del Alma

En el caso de Almas sin rigidizadores longitudinales, las almas se deberán dimensionar de manera que

$$\frac{D}{t_w} \leq 150$$

$$\frac{1800\text{mm}}{25\text{mm}} = 72 \leq 150 \text{cumple}$$

Proporciones de las alas

Las alas de compresión y tracción se deberán diseñar de manera que

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{500\text{mm}}{2*50\text{mm}} = 5 \leq 12.0 \text{cumple}$$

3.3.6 MODELADO EN SOFTWARE

El modelado se realizó en el software de diseño estructural CSI Bridge V 15.2

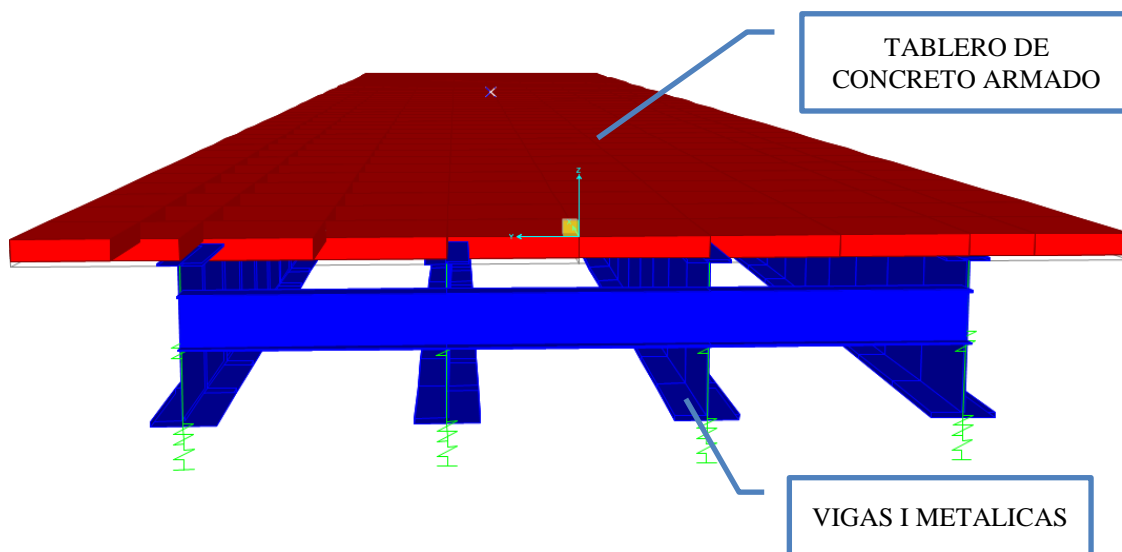


FIGURA 59: Modelado en software CSI Bridge.

FUENTE: Elaboración propia

3.3.6.1 MATERIALES

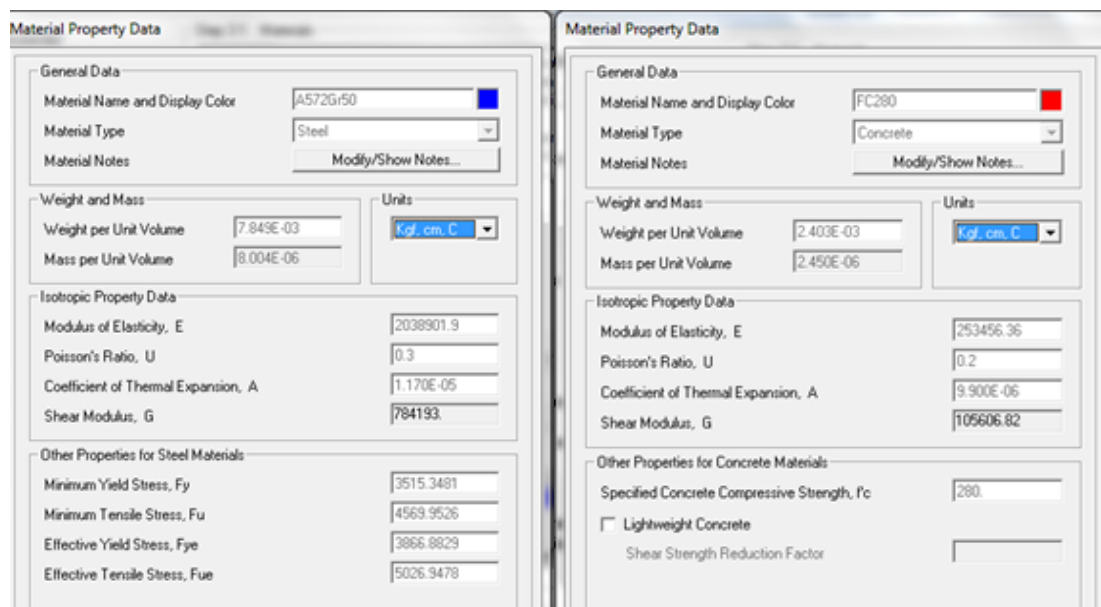


FIGURA 60: Propiedades de materiales usados en el modelado en Software, Acero A572 gr 50, Concreto $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

FUENTE: Elaboración propia.

3.3.6.2 ELEMENTOS DE PUENTE DE SECCION COMPUESTA

Viga Longitudinal (dim. en mm)

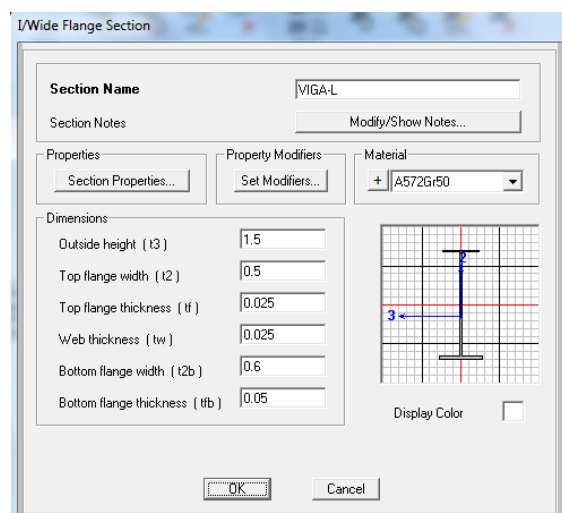


FIGURA 61: alma de $h=1500\text{mm}$, espesor 25mm , alas de ancho 500mm y 600mm espesores de 25mm y 50mm .

FUENTE: *Elaboración propia*

Viga Transversal (dim en mm)

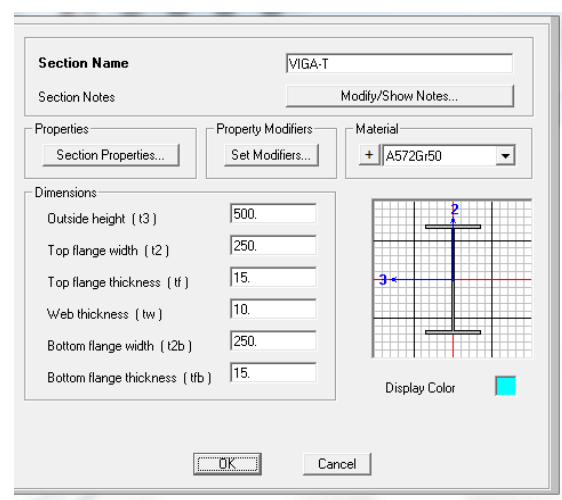


FIGURA 62: alma de $h=500\text{mm}$, espesor 15mm , alas de ancho 250mm espesor de 10mm .

FUENTE: *Elaboración propia*

3.3.6.3 SECCIÓN DE TABLERO

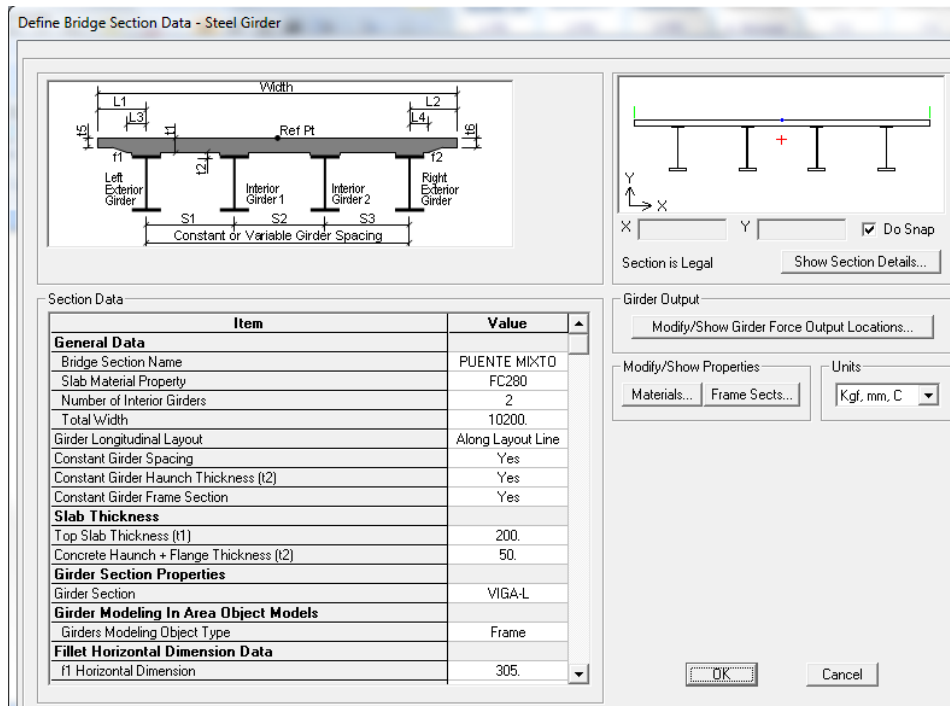


FIGURA 63: Sección de tablero sección compuesta.

FUENTE: Elaboración propia

3.3.6.4 Definición de Cargas

Cargas Lineales -Cargas Permanentes

Carga en Barandas -DC- 0.10 Tn/m

Carga en Barrera de Concreto -DC- 0.90 Tn/m

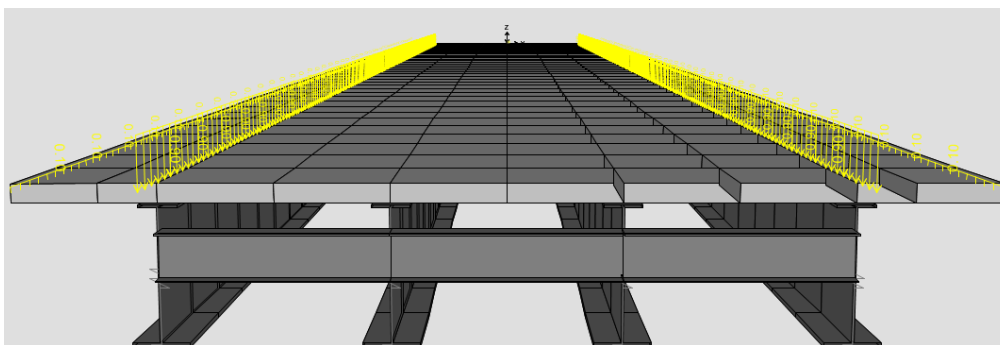


FIGURA 64: Cargas lineales.

FUENTE: Elaboración propia

Cargas superficiales

Carga de Asfalto (5cm) -DW- 0.11 Tn/m²

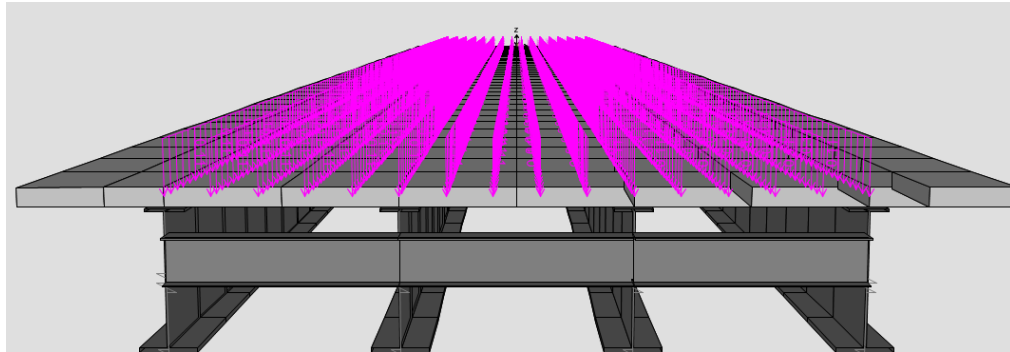


FIGURA 65: Carga superficial (asfalto).

FUENTE: Elaboración propia

Carga Peatonal (5cm) -PL- 0.36 Tn/m²

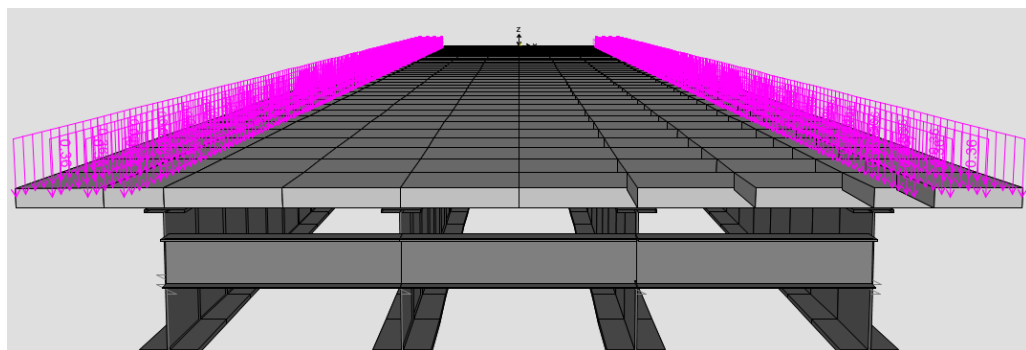


FIGURA 66: Carga superficial (peatonal).

FUENTE: Elaboración propia

Carga Viva

Sobrecarga HL-93 (camión de Diseño) + carga distribuida 0.95 Tn/m

General Vehicle Data

Vehicle name: HL-93K-1 | Units: Tonf. m. C.

Floating Axle Loads:
 For Lane Moments: Value: 0.0, Width Type: One Point, Axle Width: []
 For Other Responses: Value: 0.0, Width Type: One Point, Axle Width: []
 Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:
 Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:
 Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects:
 Axle: None | Modify/Show...
 Uniform: None | Modify/Show...

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	4.8262	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	4.8262	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	19.3049	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	19.3049	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	4.8262	Two Points	1.8288

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only | Straddle Reduction Factor: []
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK | Cancel

FIGURA 67: sobrecarga HL-93 (camion de Diseño) + carga distribuida 0.95 Tn/m.

FUENTE: Elaboración propia

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): RESISTENCIA1
 Notes: [] Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options:

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.25
DEAD	Linear Static	1.25
VEREDAS-BARANDAS	Linear Static	1.25
ASFALTO	Linear Static	1.5
MOVE1	Moving Load	1.75
PEATONAL	Linear Static	1.75

Buttons: Add, Modify, Delete

OK | Cancel

FIGURA 68: Combinación de Cargas ASSTHO LRDF.

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 97: Combinación de cargas

Combinación de Cargas	D	LL	W	W	W	FR	TU	T	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación
Estado Límite	C	IM	s	a	L		CR	G		
	D	CE					SH			
	D	BR								EQ IC CT CV
	D	PL								
	W	LS								
	E									
	H									
	E									
	V									
	ES									
RESISTENCIA I	γ_p	1.7	1.0			1.0	0.50/1.2	γ_{tg}	γ_{se}	
		5	0			0	0			
RESISTENCIA II	γ_p	1.3	1.0			1	0.50/1.2	γ_{tg}	γ_{se}	
		5	0			00	0			
RESISTENCIA III	γ_p		1.0	1.4		1.0	0.50/1.2	γ_{tg}	γ_{se}	
			0	0		0	0			
RESISTENCIA IV	γ_p		1.0			1.0	0.50/1.2			
Solamente EH, EV, ES, DW, DC	1.5		0			0	0			
RESISTENCIA V	γ_p	1.3	1.0	0.4	0.4	1.0	0.50/1.2	γ_{tg}	γ_{se}	
		5	0	0	0	0	0			
EVENTO EXTREMO I	γ_p		1.0			1.0				1.
			0			0				
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.5	1.0			1.0				1. 1. 1.
		0	0			0				
SERVICIO I	1.0	1.0	1.0	0.3	0.3	1.0	1.00/1.2	γ_{tg}	γ_{se}	
	0	0	0	0	0	0	0			
SERVICIO II	1.0	1.3	1.0			1.0	1.00/1.2			
	0	0	0			0	0			
SERVICIO III	1.0	0.8	1.0			1.0	1.00/1.2	γ_{tg}	γ_{se}	
	0	0	0			0	0			
FATIGA - Solamente LL.IMyCE		0.7								
		5								

FUENTE: Manual de diseño de Puentes MTC.

3.3.7 ANALISIS ESTRUCTURAL

3.3.7.1 LINEA DE INFLUENCIA

Líneas De Influencia para la carga viva HL-93

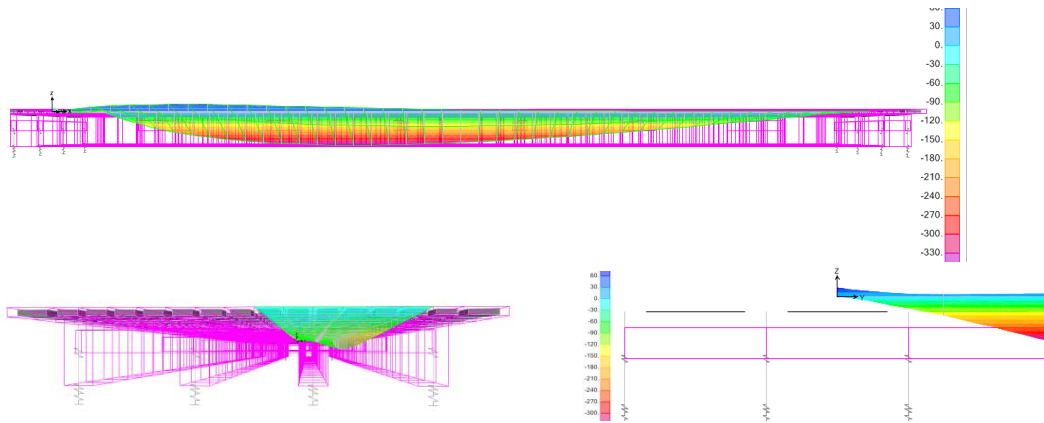


FIGURA 69: líneas de influencia de Momentos 3-3 graficados en longitudinal y transversal por el software CSI bridge- para el carril LANE1 con carga HL-93.

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 98: Datos de línea de Influencia del camión HL-93 en carril LANE1 en la zona crítica a - 1.8m del eje de carril

Lane	Station	Sta. Dist	Ordinate	Ord. Dist	Global X	Global Y	Global Z	Influence
	m		m		m	m	m	Tonf-m
LANE1	1	0	1	-1.8	1.102E-16	3.6	0	0.00005597
LANE1	2	1	1	-1.8	1	3.6	0	2.4773
LANE1	3	2	1	-1.8	2	3.6	0	-5.1348
LANE1	4	3	1	-1.8	3	3.6	0	-10.4846
LANE1	5	4	1	-1.8	4	3.6	0	-14.7673
LANE1	6	5	1	-1.8	5	3.6	0	-18.2153
LANE1	7	6	1	-1.8	6	3.6	0	-21.041
LANE1	8	7	1	-1.8	7	3.6	0	-23.4634
LANE1	9	8	1	-1.8	8	3.6	0	-25.4374
LANE1	10	9	1	-1.8	9	3.6	0	-27.0112
LANE1	11	10	1	-1.8	10	3.6	0	-28.233
LANE1	12	11	1	-1.8	11	3.6	0	-29.1465
LANE1	13	12	1	-1.8	12	3.6	0	-29.795
LANE1	14	13	1	-1.8	13	3.6	0	-30.2873
LANE1	15	14	1	-1.8	14	3.6	0	-30.5736
LANE1	16	15	1	-1.8	15	3.6	0	-30.6705
LANE1	17	16	1	-1.8	16	3.6	0	-30.5951
LANE1	18	17	1	-1.8	17	3.6	0	-30.3643
LANE1	19	18	1	-1.8	18	3.6	0	-29.9953
LANE1	20	19	1	-1.8	19	3.6	0	-29.5324
LANE1	21	20	1	-1.8	20	3.6	0	-28.9557
LANE1	22	21	1	-1.8	21	3.6	0	-28.2721
LANE1	23	22	1	-1.8	22	3.6	0	-27.4892
LANE1	24	23	1	-1.8	23	3.6	0	-26.6143
LANE1	25	24	1	-1.8	24	3.6	0	-25.6554
LANE1	26	25	1	-1.8	25	3.6	0	-24.6281
LANE1	27	26	1	-1.8	26	3.6	0	-23.5292
LANE1	28	27	1	-1.8	27	3.6	0	-22.3635
LANE1	29	28	1	-1.8	28	3.6	0	-21.1358
LANE1	30	29	1	-1.8	29	3.6	0	-19.851
LANE1	31	30	1	-1.8	30	3.6	0	-18.5139
LANE1	32	31	1	-1.8	31	3.6	0	-17.1308
LANE1	33	32	1	-1.8	32	3.6	0	-15.7045
LANE1	34	33	1	-1.8	33	3.6	0	-14.2393
LANE1	35	34	1	-1.8	34	3.6	0	-12.7397
LANE1	36	35	1	-1.8	35	3.6	0	-11.2099
LANE1	37	36	1	-1.8	36	3.6	0	-9.6541
LANE1	38	37	1	-1.8	37	3.6	0	-8.0765
LANE1	39	38	1	-1.8	38	3.6	0	-6.4814
LANE1	40	39	1	-1.8	39	3.6	0	-4.8727
LANE1	41	40	1	-1.8	40	3.6	0	-3.2544
LANE1	42	41	1	-1.8	41	3.6	0	-1.6297
LANE1	43	42	1	-1.8	42	3.6	0	-3.752E-06

FUENTE: Elaboración propia

3.3.7.2 RESPUESTAS ESTRUCTURALES

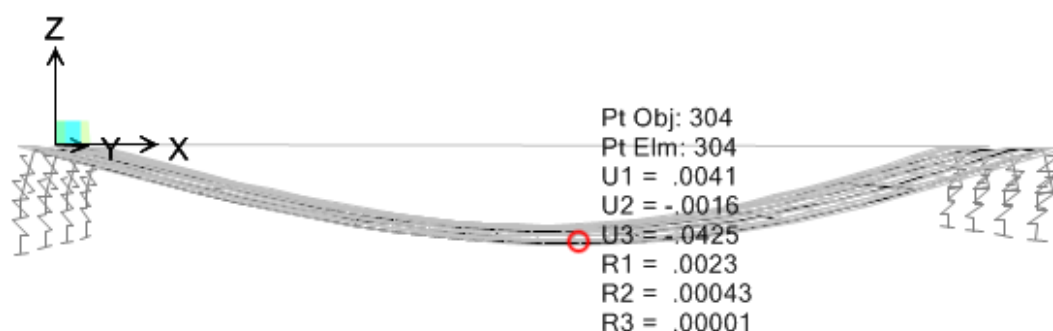


FIGURA 70: Deflexion Maxima en el Centro de Luz de Vigas para la carga HL-93

FUENTE: *Elaboración propia*

Deflexion en el centro de Luz $U_3 = 0.043$. = 4.3 cm para carga móvil del camión de diseño HL-93 que concuerda con el limite según norma $L/800 = 5.25$ cm

Respuestas para carga viva HL-93

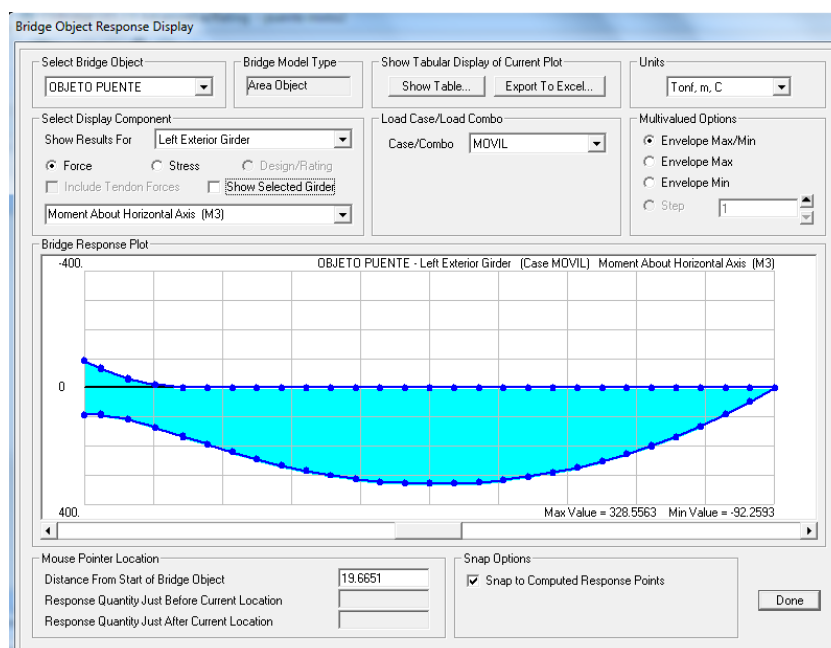


FIGURA 71: Momento máximo para carga HL-93, viga exterior izquierda, $M_{max} = 328$ Tn-m.

FUENTE: *Elaboración propia*

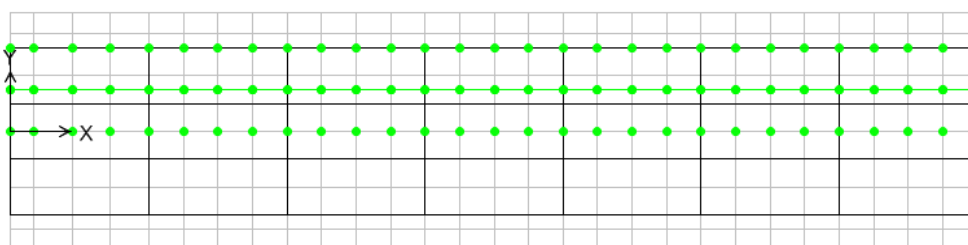
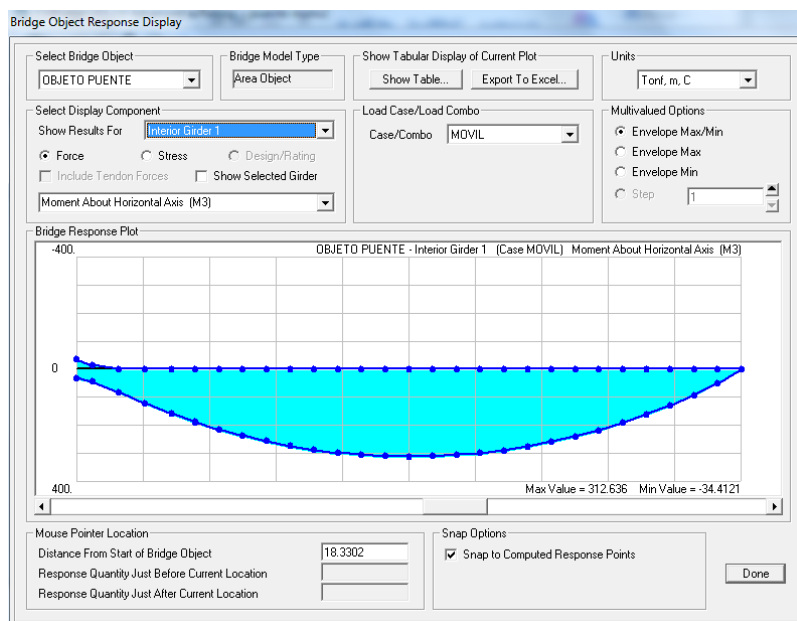


FIGURA 72: Momento máximo para carga HL-93, viga interior - $M_{max}=312$ Tn-m , Lane1 (carril de diseño 1).

FUENTE: Elaboración propia

3.3.7.3 VERIFICACION DE RESULTADOS MEDIANTE EL CALCULO DE LINEAS DE INFLUENCIA

i) Momento por sobrecarga que ocurre en el centro de luz

Camion de Diseño

Utilizando la línea de influencia de momento flector para la sección central del puente, posicionamos el camión HL-93 de manera que se generen los máximos valores como se muestra:

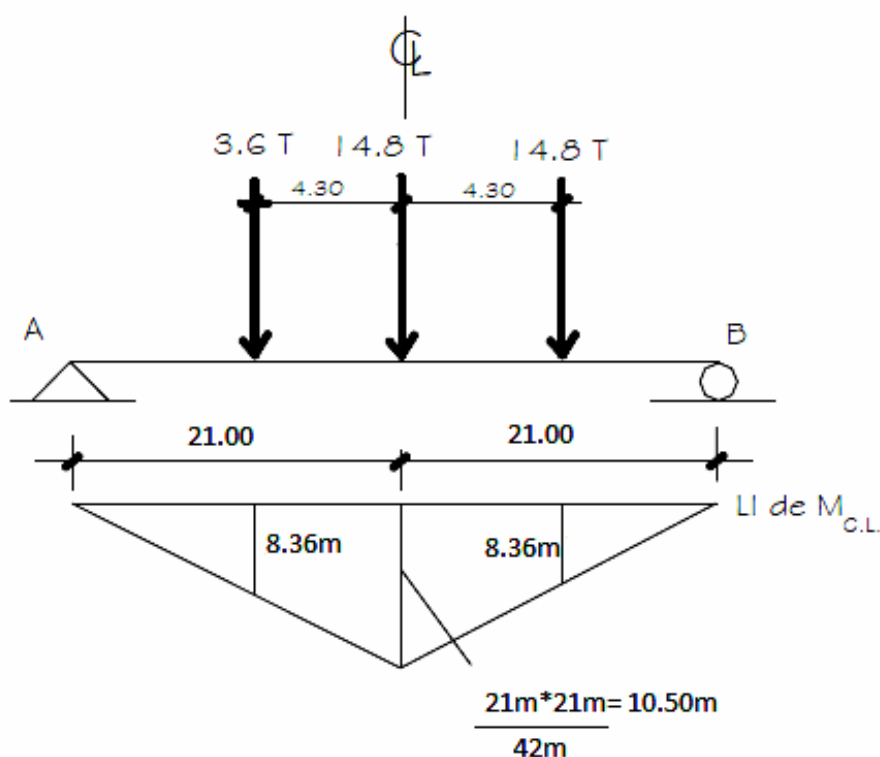


FIGURA 73: Momento por sobrecarga en el centro de luz

FUENTE: Elaboración propia

$$M_{c.L.} = 3.6 \text{ Tn} (8.36\text{m}) + 14.8 \text{ Tn} (10.50\text{m}) + 14.8 \text{ Tn} (8.36\text{m}) = 309.224 \text{ Tn-m}$$

Carga de carril

En este caso hallamos el momento en el centro de luz multiplicando el valor de la carga distribuida por el área respectiva en la línea de influencia:

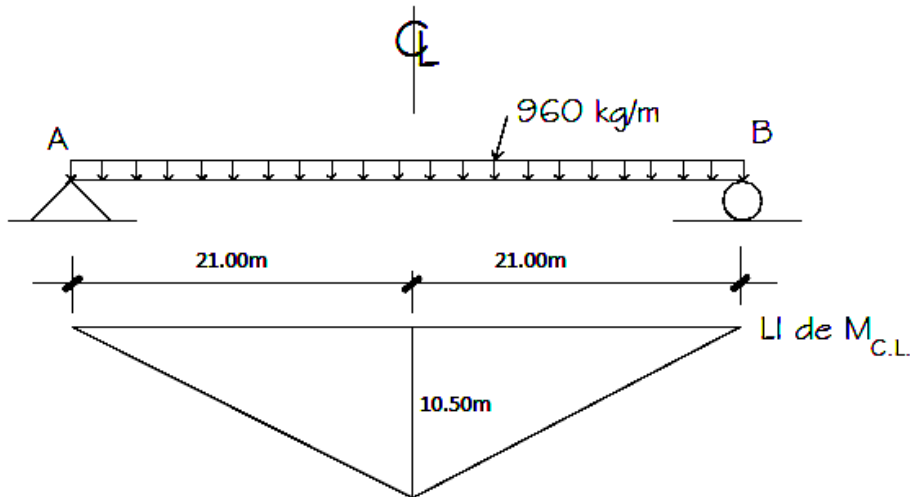


FIGURA 74: Momento por sobrecarga distribuida en el centro de luz

FUENTE: *Elaboración propia*

$$M_{CL} = 0.96 \text{ Tn/m} (0.5 \cdot 42.00\text{m} \cdot 10.50\text{m}) = 14.8 \text{ Tn} (10.50\text{m}) = 211.68 \text{ Tn-m}$$

Calculamos el Momento maximo en el centro de Luz

$$\text{Max (LL+IM)} = 309.22 (1.33) + 211.68 \text{ Tn-m} = 622.94 \text{ Tn-m}$$

ii) Momento máximo por sobrecarga

Camión de Diseño

Ubicamos en el camión HL-93 la posición de la resultante tomando momentos

en el tercer eje:

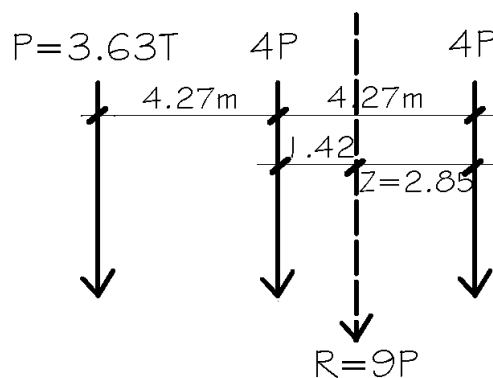


FIGURA 75: Cargas momento máximo por sobrecarga camión de diseño

FUENTE: *Elaboración propia*

$$\text{Si } Z(9P) = 4.27\text{m}(4P) + 8.54\text{m}(P), \text{ entonces } Z = 2.85\text{m}$$

Luego, la distancia de 1.42m se dispone en partes iguales con respecto al centro de luz.

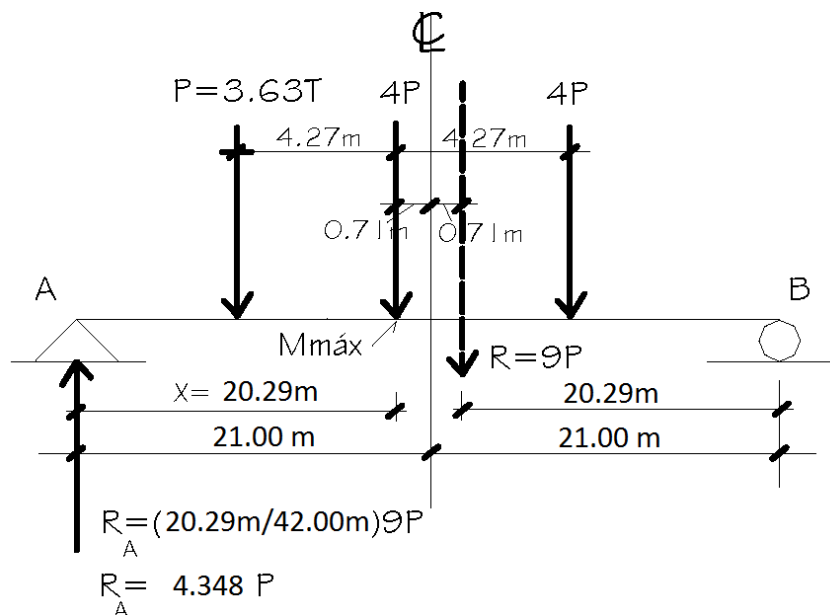


FIGURA 76: momento máximo por sobrecarga camión de diseño.

FUENTE: Elaboración propia

El momento máximo ocurre bajo la carga más cercana a la resultante, a $X=20.29m$ del apoyo izquierdo:

$$M_{m\acute{a}x} = 4.348P \cdot (20.29m) - P \cdot (4.27m) = 83.951P = 304.742 T - m$$

Tandem de Diseño

Se muestra la posición de momento máximo:

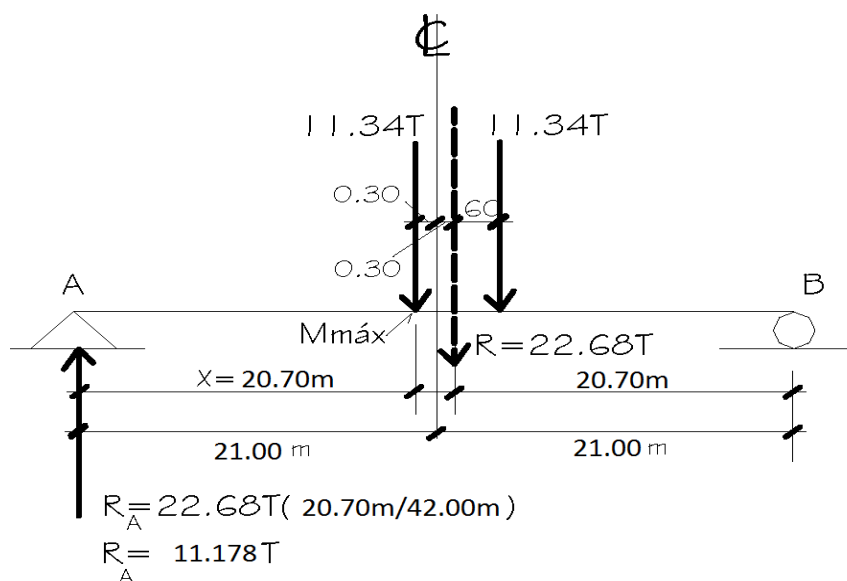


FIGURA 77: Posicion momento máximo tándem

FUENTE: Elaboración propia

$$M_{máx} = 11.178T (20.70m) = 231.385T - m$$

Carga de carril

Debemos combinar ahora el camión o tándem de diseño con la carga de carril.

En este caso escogemos, por ser crítica, la combinación: camión de diseño con carga de carril, en la posición X= 20.29m del apoyo izquierdo:

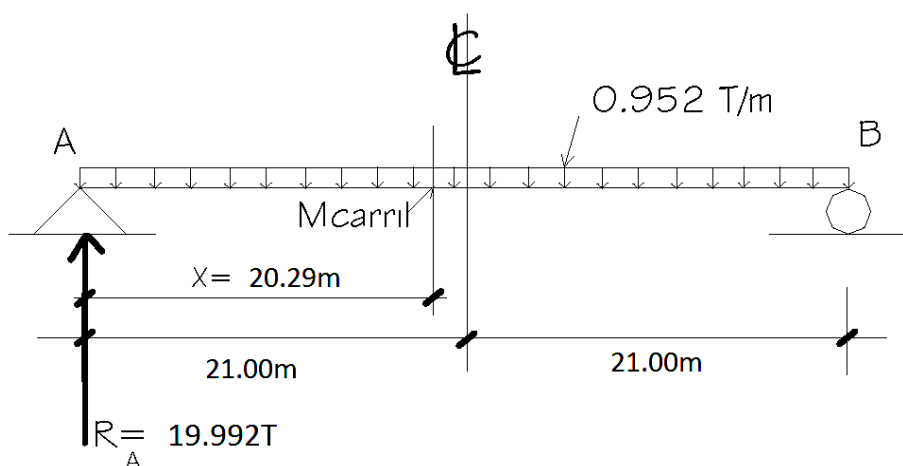


FIGURA 78: Momento de carril de diseño

FUENTE: Elaboración propia

$$M_{carril} = 19.992T(20.29m) - 0.952T/m \cdot 20.29m \cdot 20.29m/2$$

$M_{\text{carril}} = 209.68 \text{ T-m}$

Considerando el incremento por carga dinámica para la carga de camión
tenemos:

$M_{\text{máx}}(LL+IM) = 304.742 (1.33) + 209.68 = 614.99 \text{ T-m}$

Estas operaciones se desarrollaron según (Rodríguez Serquen, 2010)

3.3.7.4 VERIFICACION DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA

Para el cálculo de los factores de distribución, se utilizó la metodología AASHTO LRFD aplicable sólo si:

Ancho Constante

Mínimo 3 Vigas

Vigas paralelas y con rigidez similar

Volado de las pistas de no más de 91 [cm]

Condiciones que se cumplen para el puente en análisis.

- **Número de vías**

Para determinar los factores, debemos conocer primero el número de vías, con la siguiente expresión:

$$n = \frac{\text{Ancho Calzada}}{360[\text{cm}]} = \frac{800[\text{cm}]}{360[\text{cm}]} = 2.222$$

Por lo tanto, en número de vías es 2.

- **Factores de presencia múltiple**

Los factores de presencia múltiple se utilizan para considerar la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente, y se presentan en la siguiente tabla.

Tabla: factores de presencia múltiple

Número de Carriles Cargados	Factores de presencia múltiple
1	1.2
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

- **Propiedades del diseño**

Se define:

$S = \text{Separación entre vigas [mm]}$

$L = \text{Longitud de las vigas [mm]}$

$t_s = \text{Espesor de la losa [mm]}$

$Kg = \text{Coeficiente de rigidez de la viga}$

$$Kg = n(I + Ae^2_g)$$

$n = \text{Relación módulo de elasticidad Viga/Columna}$

$$n = E_{\text{viga}}/E_{\text{losa}} = 2038700 / 275438$$

$$n = 7.4$$

$I = \text{Inercia viga [mm]} = 5039129 \text{ cm}^4$

$A = \text{Sección de la viga [mm]} = 950 \text{ cm}^2$

$e_g = \text{Distancia entre los centros de gravedad de la viga y de la losa [mm]}$

$$102.3 \text{ cm}$$

$$Kg = 110860543.3$$

Para las condiciones de nuestro diseño

$$S = 3800 \text{ [mm]}$$

$$L = 22000 \text{ [mm]}$$

CÁLCULO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCIÓN

Para determinar los factores de distribución, se utilizó las tablas de especificaciones AASHTO, con tipo de viga de acero.

MOMENTO EN VIGAS INTERIORES

En el caso en que el número de vigas es igual a 3, se debe considerar el menor factor usando la ley de momentos y los indicados:

TABLA 99: Factor de distribución vigas interiores

Tablero de hormigón emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre sobre vigas de acero u hormigón;	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado	$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{Kg}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq Kg$ $Kg \leq 3 \times 10^{12}$
Vigas T de hormigón, sección de Te y doble Te de hormigón	unidad	Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con Nb =3 o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor		Nb =3

Fuente: (MTC & DGCF, Manual de Puentes, 2016)

carril de diseño cargado

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{Kg}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$$

carriles de diseño cargado

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{Kg}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$$

Notar que para un prediseño se puede aproximar $\frac{Kg}{L \cdot t_s^3} = 1$.

$$\frac{Kg}{L \cdot t_s^3} = 1.12679$$

$$\frac{Kg}{L \cdot t_s^3} = 1.02 \text{ según (MTC \& DGCF, Manual de Puentes, 2016)}$$

Estas expresiones son aplicables sólo si:

Condiciones	Diseño
$1100 \leq S \leq 4900$	$S = 2800 [mm]$
$110 \leq t_s \leq 300$	$t_s = 200 [mm]$
$6000 \leq L \leq 73000$	$L = 42000 [mm]$
$N_b = 4$	4 Vigas

Por lo tanto podemos utilizar las expresiones anteriores

1 carril de diseño cargado

$$g = 0.06 + \left(\frac{2800}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2800}{42000}\right)^{0.3} (1.02)^{0.1}$$

$$g = 0.43$$

2 carriles de diseño cargado

$$g = 0.075 + \left(\frac{2800}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2800}{42000}\right)^{0.2} (1.02)^{0.1}$$

$$g = 0.63$$

MOMENTO EN VIGAS EXTERIORES

Las condiciones de rango de aplicabilidad para este caso son iguales a las anteriores, por

lo que se puede utilizar las expresiones

Tabla 100: factor de distribución vigas exteriores

<p>Tablero de hormigón emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre sobre vigas de acero u hormigón; Vigas T de hormigón, sección de Te y doble Te de hormigón</p>	<p>a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad</p>	<p>$g = e \cdot g_{interior}$</p> <p>$e = 0.77 + \frac{de}{2800}$</p> <hr/> <p>Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con Nb =3 o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor</p>	<p>$-300 \leq de \leq 1700$</p> <p>Nb =3</p>
--	---	---	---

Fuente: (MTC & DGCF, Manual de Puentes, 2016)

1 carril de diseño cargado

Ley de momentos

$$g = 0.125$$

2 carriles de diseño cargado

$$g = e \cdot g_{interior}$$

$$e = 0.77 + \frac{de}{2800} = 0.88$$

$$g = 0.88 * 0.63 = 0.55$$

Resultados: Finalmente Momento Max sera:

- Mmax Viga Interior= 0.63*614.99 Tn-m = 387.44 Tn-m
- Mmax Viga Exterior=0.55*614.99 Tn-m = 338.24 Tn-m

3.3.8 DISEÑO ESTRUCTURAL

3.3.8.1 DISEÑO DE VIGAS DE ACERO

VERIFICACION Y CHEQUEO DE SUPERESTRUCTURA DE SECCION COMPUESTA VIGA ACERO A572-G50

Verificación de Superestructura (viga de sección compuesta). Con ayuda del software CSI Bridge

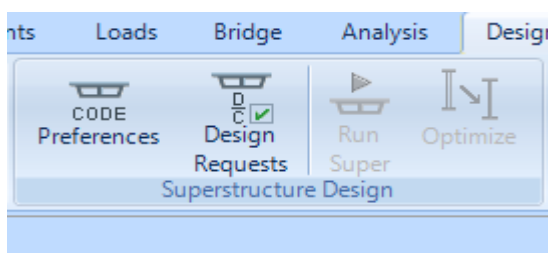


FIGURA 79: Herramienta de diseño software CSI Bridge

FUENTE: Elaboración propia

Se sometió los elementos estructurales del Puente a un sistema de combinación de cargas de acuerdo a la norma LRDF AISC para la verificación de las vigas principales I de acero predimensionadas.

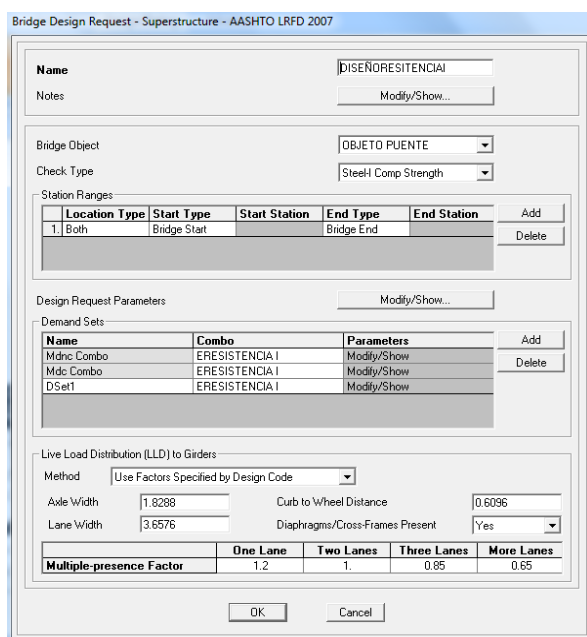


FIGURA 80: Entorno de diseño software CSI bridge

FUENTE: Elaboración propia

No se cumple con la verificación y se vuelve intentar varias veces hasta lograr a verificación del software CSI BRIDGE.

3.3.8.2 OPTIMIZACION DE SECCION TRANSVERSAL Y REDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

SECCION TRANSVERSAL

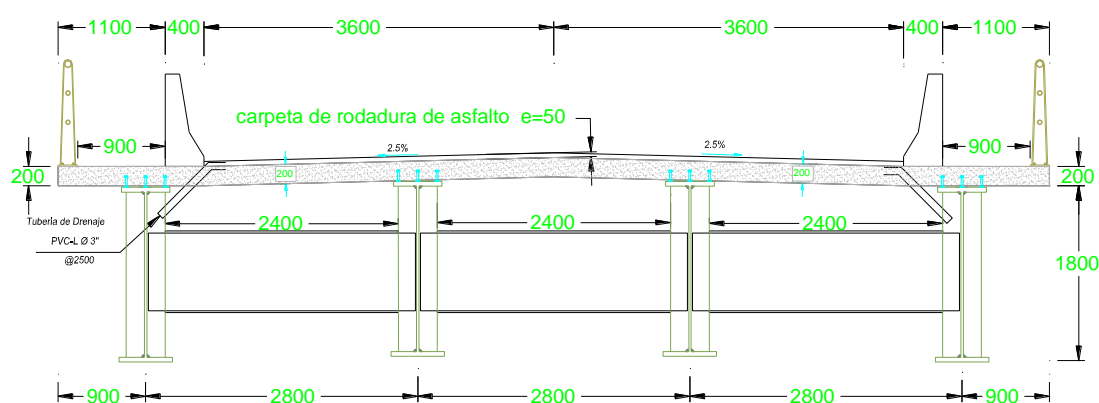


FIGURA 81: Se ha variado la luz S de 2400 a 2800mm y se ha cambiado la sección de la Viga Principal.

FUENTE: Elaboración propia

VIGA PRINCIPAL I

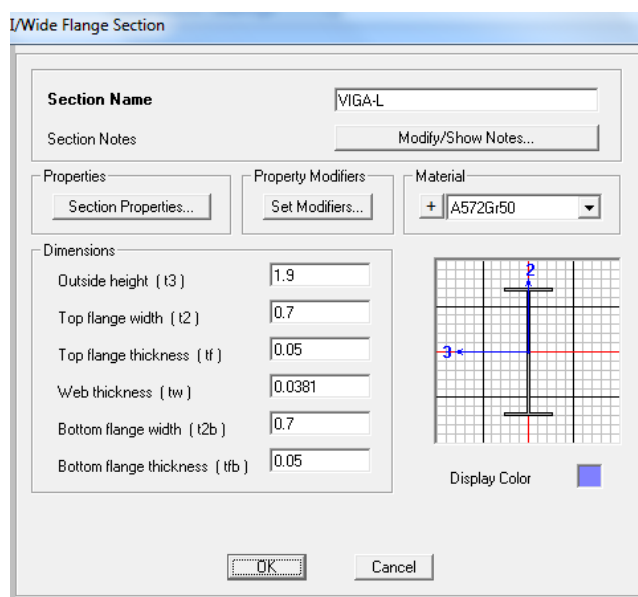


FIGURA 82: Seccion de Viga Principal:de 180cm de peralte, alma de $h=170\text{cm}$, espesor 2.50 (1 pulg.), ala superior de ancho 50cm y espesor de 5cm (2 pulg), ala inferior de ancho 55cm y espesor 5cm .

FUENTE: Elaboración propia

VIGA TRANSVERSAL (DIAFRAGMA) -CM

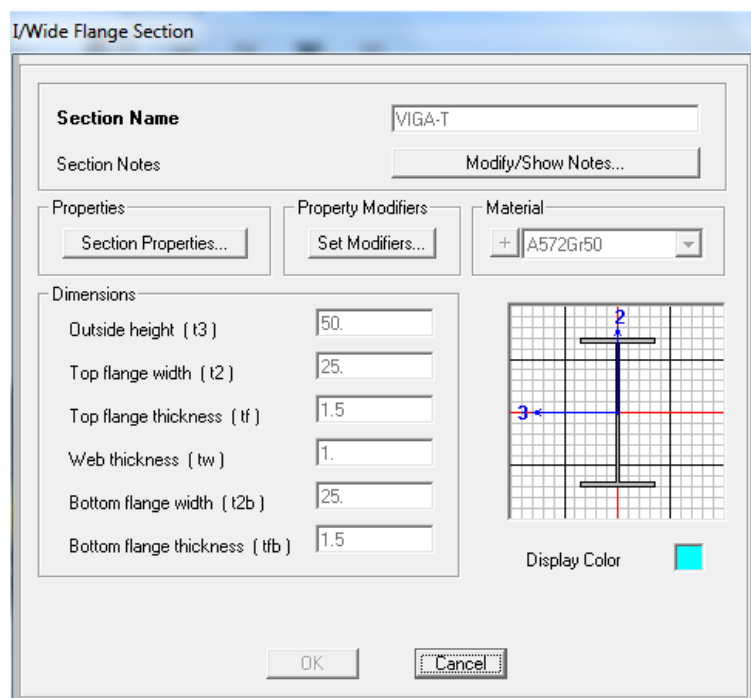


FIGURA 83: Seccion de Viga transversal: de 80cm de peralte, alma de altura 78cm , espesor 1cm, ala superior de ancho 22cm y espesor de 1cm , ala inferior de ancho 22cm y espesor de 1cm.

FUENTE: Elaboración propia

DEFLEXION EN CENTRO DE LUZ

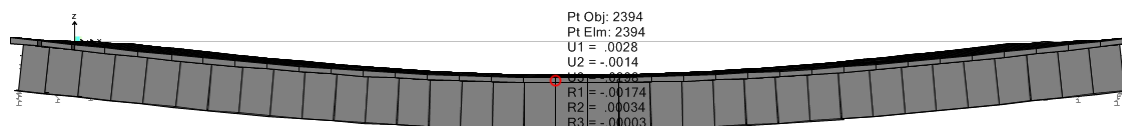


FIGURA 84: Deflexion en el centro de luz

FUENTE: Elaboración propia

Deflexion en el centro de Luz $U_3 = 2.36\text{ cm}$ para carga móvil del camión de diseño HL-93 que concuerda con el limite según norma $L/800 = 5.25\text{ cm}$.

1. NUEVA VERIFICACION Y CHEQUEO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO A572-G50

VIGA EXTERIOR I de 1.90m

Verificacion de demanda/capacidad para envoltorio de combinaciones de cargas

Viga Exterior Izquierda

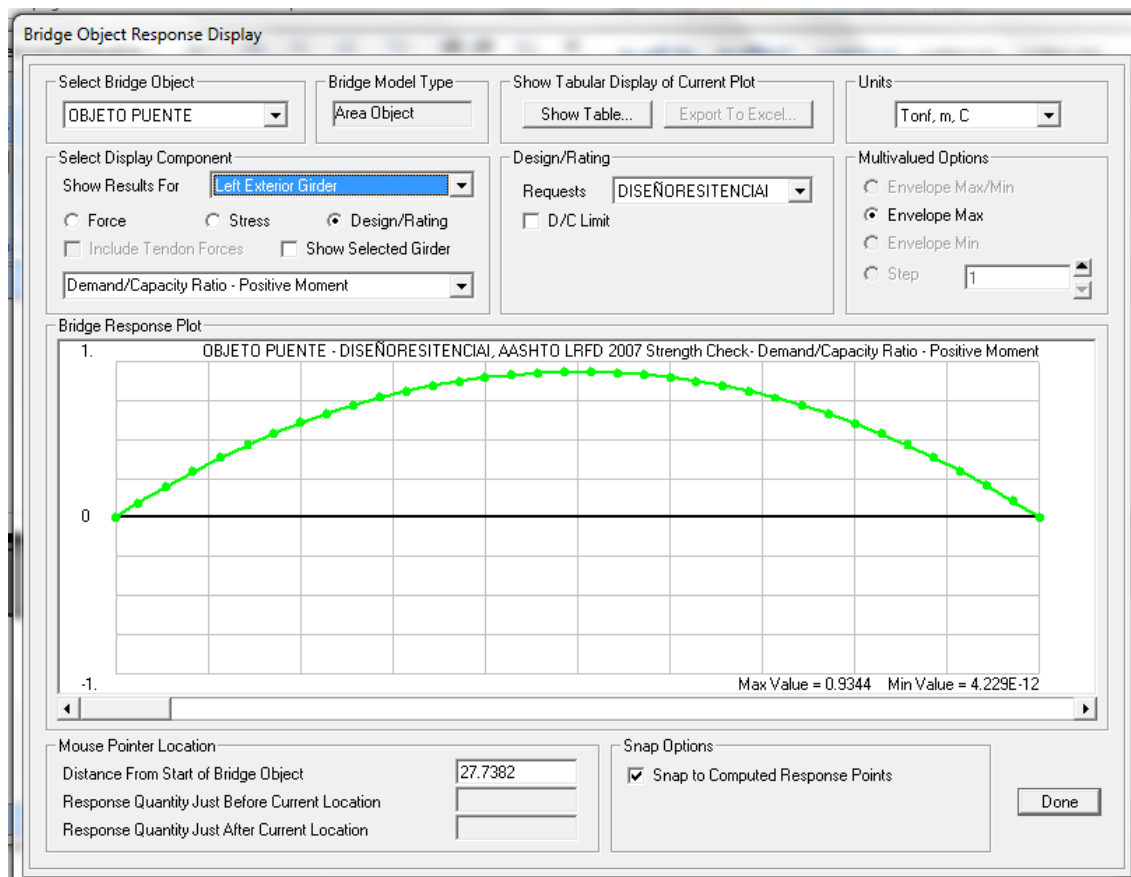


FIGURA 85: El valor del nuevo diseño es 93% de demanda de esfuerzos con respecto a la capacidad del elemento, FUENTE: Elaboración propia.

FUENTE: Elaboración propia

VIGA INTERIOR I de 1.90m

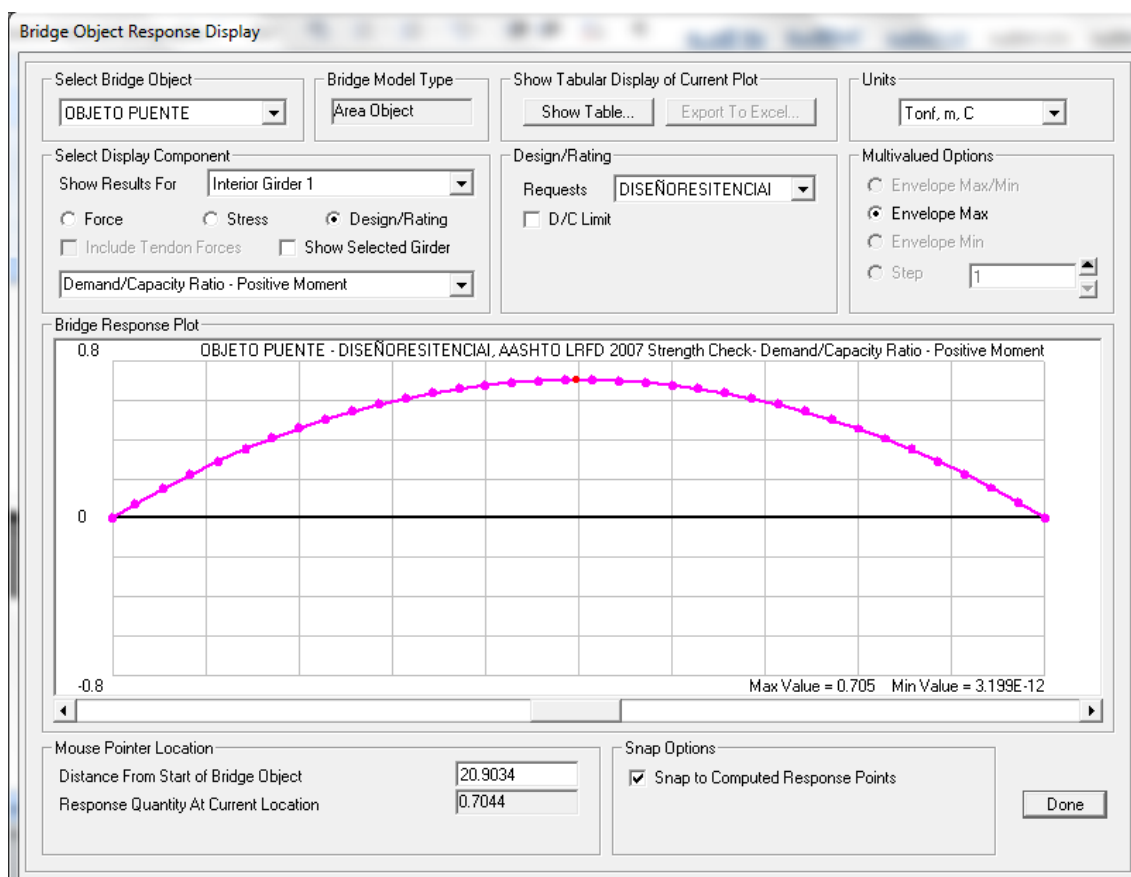


FIGURA 86: El valor del nuevo diseño es 70.5% de demanda de esfuerzos con respecto a la capacidad del elemento, FUENTE: Elaboración propia.

FUENTE: Elaboración propia

RESPUESTAS ESTRUCTURALES

VIGA INTERIOR 1

TABLA 101: Momento último y momento resistente viga interior 1

Station	Girder	Combo	StepType	Momento último (+)	Momento resistente (+)	D/C Ratio
1	Interior Girder 1	Str-II	Max	205.42926	2932.55376	0.070051
2.25	Interior Girder 1	Str-II	Max	436.22176	2932.55376	0.148751
3.5	Interior Girder 1	Str-II	Max	651.56236	2932.55376	0.222183
4.75	Interior Girder 1	Str-II	Max	851.45105	2932.55376	0.290345
6	Interior Girder 1	Str-II	Max	1035.88783	2932.55376	0.353237
7.2	Interior Girder 1	Str-II	Max	1198.10836	2932.55376	0.408555
8.4	Interior Girder 1	Str-II	Max	1346.08841	2932.55376	0.459016
9.6	Interior Girder 1	Str-II	Max	1479.82798	2932.55376	0.504621
10.8	Interior Girder 1	Str-II	Max	1599.32708	2932.55376	0.54537
12	Interior Girder 1	Str-II	Max	1704.58571	2932.55376	0.581263
13.2	Interior Girder 1	Str-II	Max	1795.30222	2932.55376	0.612198
14.4	Interior Girder 1	Str-II	Max	1873.25681	2932.55376	0.63878
15.6	Interior Girder 1	Str-II	Max	1939.92804	2932.55376	0.661515
16.8	Interior Girder 1	Str-II	Max	1992.3588	2932.55376	0.679394
18	Interior Girder 1	Str-II	Max	2030.54908	2932.55376	0.692417
19.2	Interior Girder 1	Str-II	Max	2054.19725	2932.55376	0.700481
20.4	Interior Girder 1	Str-II	Max	2063.60495	2932.55376	0.703689
21.6	Interior Girder 1	Str-II	Max	2065.32231	2932.55376	0.704274

22.8	Interior Girder 1	Str-II	Max	2057.23486	2932.55376	0.701517
24	Interior Girder 1	Str-II	Max	2032.79247	2932.55376	0.693182
25.2	Interior Girder 1	Str-II	Max	1993.80797	2932.55376	0.679888
26.4	Interior Girder 1	Str-II	Max	1940.583	2932.55376	0.661738
27.6	Interior Girder 1	Str-II	Max	1873.11754	2932.55376	0.638733
28.8	Interior Girder 1	Str-II	Max	1794.36873	2932.55376	0.611879
30	Interior Girder 1	Str-II	Max	1702.858	2932.55376	0.580674
31.2	Interior Girder 1	Str-II	Max	1596.80516	2932.55376	0.54451
32.4	Interior Girder 1	Str-II	Max	1476.51184	2932.55376	0.50349
33.6	Interior Girder 1	Str-II	Max	1341.97805	2932.55376	0.457614
34.8	Interior Girder 1	Str-II	Max	1193.20378	2932.55376	0.406882
36	Interior Girder 1	Str-II	Max	1030.18903	2932.55376	0.351294
37.2	Interior Girder 1	Str-II	Max	852.63218	2932.55376	0.290747
38.4	Interior Girder 1	Str-II	Max	660.83485	2932.55376	0.225344
39.6	Interior Girder 1	Str-II	Max	454.79704	2932.55376	0.155086
40.8	Interior Girder 1	Str-II	Max	234.51876	2932.55376	0.079971
42	Interior Girder 1	Str-II	Max	9.382E-09	2932.55376	3.199E-12

Fuente: Elaboracion propia

D/C= Demanda / Capacidad (%)

VIGA EXTERIOR IZQUIERDA

TABLA 102: Momento último y momento resistente viga exterior izquierda

Station	Girder	Comb	StepT	Momento	Momento	D/C
		o	ype	ultimo (+)	resistente (+)	Ratio
1	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	249.73913	2707.03453	0.092256
2.25	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	532.72781	2707.03453	0.196794
3.5	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	796.71885	2707.03453	0.294314
4.75	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	1041.71226	2707.03453	0.384817
6	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	1267.70803	2707.03453	0.468301
7.2	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	1466.48936	2707.03453	0.541733
8.4	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	1647.76247	2707.03453	0.608697
9.6	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	1811.52736	2707.03453	0.669193
10.8	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	1957.78402	2707.03453	0.723221
12	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	2086.53247	2707.03453	0.770782
13.2	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	2197.47106	2707.03453	0.811763
14.4	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	2292.82201	2707.03453	0.846987
15.6	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	2374.5059	2707.03453	0.877161
16.8	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	2438.68157	2707.03453	0.900868
18	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	2485.34902	2707.03453	0.918108
19.2	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	2514.20661	2707.03453	0.928768
20.4	Left Exterior Girder	Str-I1	Max	2525.55598	2707.03453	0.93296

21.6	Left Exterior Girder	Str-II	Max	2527.27333	2707.03453	0.933595
22.8	Left Exterior Girder	Str-II	Max	2517.24421	2707.03453	0.92989
24	Left Exterior Girder	Str-II	Max	2487.59241	2707.03453	0.918936
25.2	Left Exterior Girder	Str-II	Max	2440.13074	2707.03453	0.901404
26.4	Left Exterior Girder	Str-II	Max	2375.16085	2707.03453	0.877403
27.6	Left Exterior Girder	Str-II	Max	2292.68274	2707.03453	0.846935
28.8	Left Exterior Girder	Str-II	Max	2196.53757	2707.03453	0.811418
30	Left Exterior Girder	Str-II	Max	2084.80477	2707.03453	0.770143
31.2	Left Exterior Girder	Str-II	Max	1955.2621	2707.03453	0.722289
32.4	Left Exterior Girder	Str-II	Max	1808.21121	2707.03453	0.667968
33.6	Left Exterior Girder	Str-II	Max	1643.65211	2707.03453	0.607178
34.8	Left Exterior Girder	Str-II	Max	1461.58478	2707.03453	0.539921
36	Left Exterior Girder	Str-II	Max	1262.00923	2707.03453	0.466196
37.2	Left Exterior Girder	Str-II	Max	1044.62383	2707.03453	0.385892
38.4	Left Exterior Girder	Str-II	Max	809.7302	2707.03453	0.299121
39.6	Left Exterior Girder	Str-II	Max	557.32835	2707.03453	0.205882
40.8	Left Exterior Girder	Str-II	Max	287.41829	2707.03453	0.106175
42	Left Exterior Girder	Str-II	Max	1.145E-08	2707.03453	4.229E-12

Fuente: Elaboracion propia

3.3.8.3 DISEÑO DE LOSA (As Principal perpendicular al tráfico)

A) PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA.

Ancho de la viga

Siendo: Del perfil elegido para la viga de la sección compuesta tenemos:

$S' =$ espaciamiento entre ejes de vigas = 2.8m

$L =$ luz del puente = 42m

$b = 0.5$ m (Ancho del ala superior en compresión)

Espesor de la losa

En tableros de concreto apoyamos en elementos longitudinales:

$$t_{min} = 0.175m$$

Aunque el acero principal es perpendicular al tráfico es posible tomar como en versiones anteriores del AASHTO, la expresión:

$$t_{min} = \frac{s + 3000}{30} \geq 165mm$$

$$t_{min} = 176.667mm \geq 165mm$$

$$t_{min} = 0.17667m$$

Siendo:

$$S = \text{Luz libre de losa} = 2300mm$$

En voladizos de concreto que soportan barreras de concreto, el espesor mínimo de losa es:

$$t_{min} = 0.20m$$

Teniendo en cuenta las disposiciones sobre el espesor de la losa uniformizamos con:

$$t = 0.20m$$

B) CRITERIOS LRFD APLICABLES

$$\text{Resistencia I: } U = (1.25 \text{ o } 0.9).DC + (1.50 \text{ o } 0.65).DW + 1.75 (LL+IM)$$

Servicio: $U=1.10DC + 1.0DW + 1.0 (LL+IM)$

C) MOMENTOS DE FLEXION POR CARGA

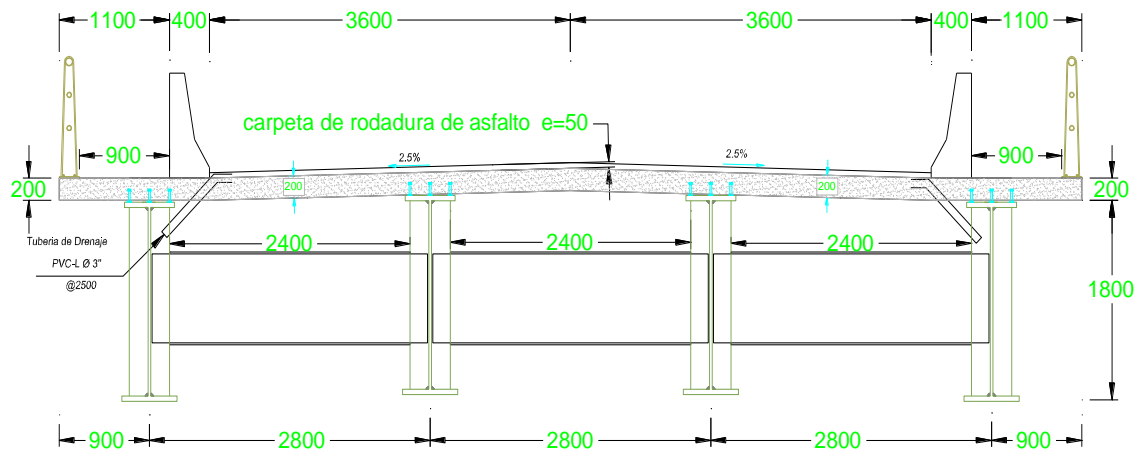


FIGURA 87: Sección transversal de puente de sección compuesta o mixta

FUENTE: Elaboración propia

Losa:



Momento Negativo y Positivo de diseño

Carga Muerta (DC)

Peso propio de la losa:

$$w_{losa} = 0.20m \times 1.00m \times 2500kg/m^3 = 500kg/m$$

$$losa = 500kg/m = 0.5T/m$$

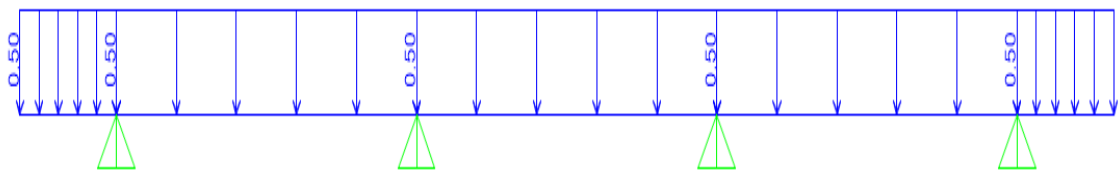


FIGURA 88: Distribucion de carga peso propio de losa

FUENTE: Elaboración propia

Calculo de momento máximo en el software sap2000.

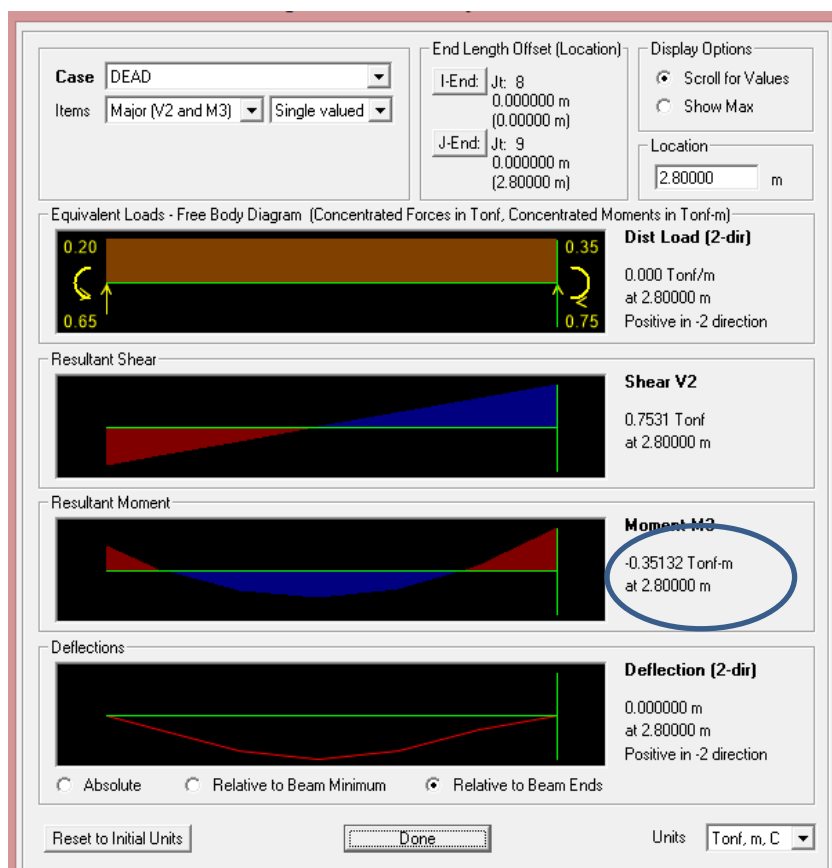
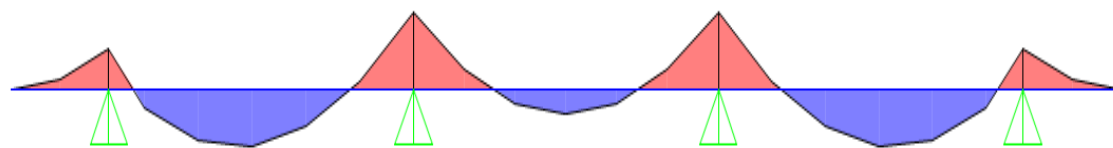


FIGURA 89: Momentos negativos calculados en el software SAP 2000

FUENTE: Elaboración propia

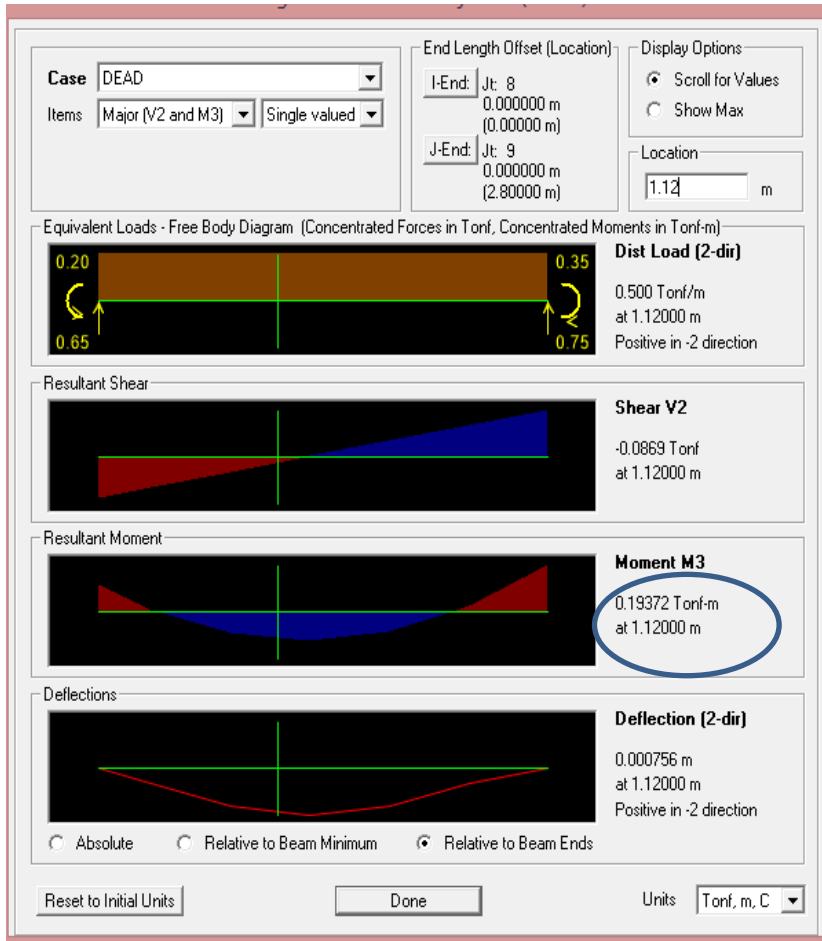


FIGURA 90: Momentos positivos calculados en el software SAP 2000

FUENTE: Elaboración propia

Momento negativo de diseño: -0.35T-m (Ubicado en el apoyo b)

Momento positivo de diseño: +0.19T-m (A 0.4L por tener en este punto el máximo momento positivo por sobrecarga vehicular el cual es determinante en el diseño por ser significativamente mucho mayores que el resto de cargas)

$$P_{barrera} = 0.14m \times 2 \times 1.00m \times 2400kg/m^3 = 336kg$$

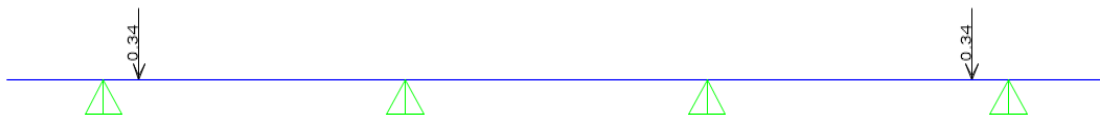


FIGURA 91: Distribucion de carga peso de barrera

FUENTE: Elaboración propia

Calculo de momento máximo en el software sap2000.

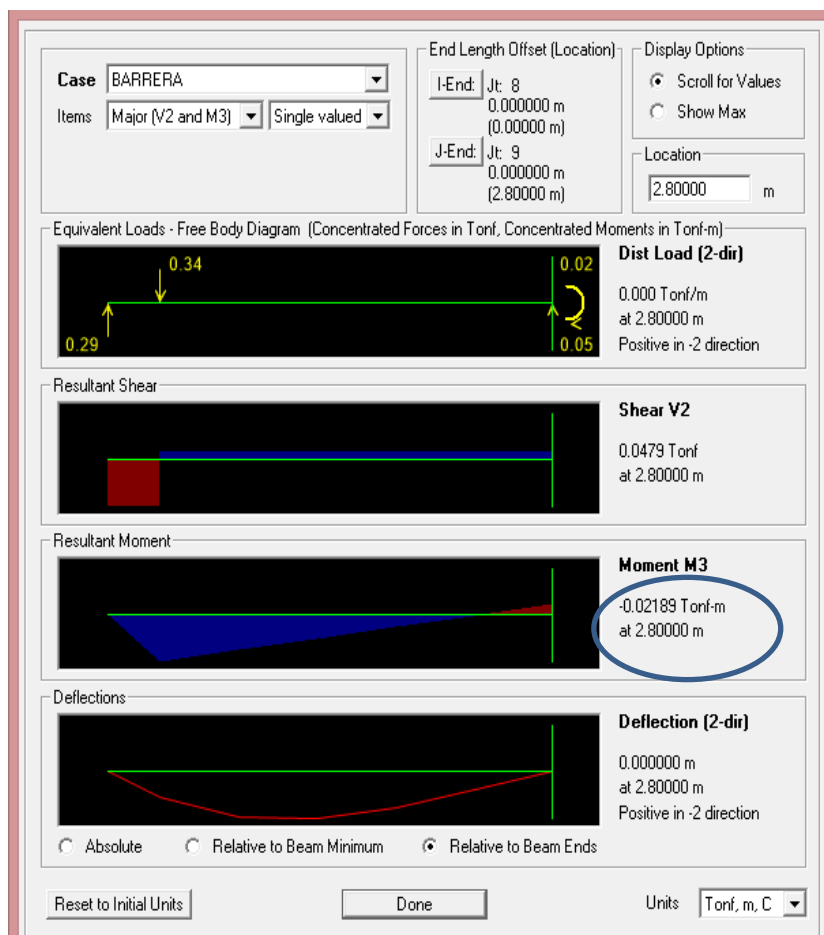
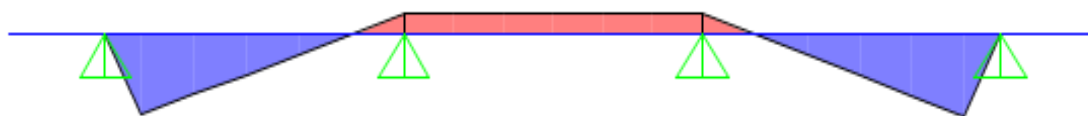


FIGURA 92: Momentos negativos calculados en el software SAP 2000

FUENTE: Elaboración propia

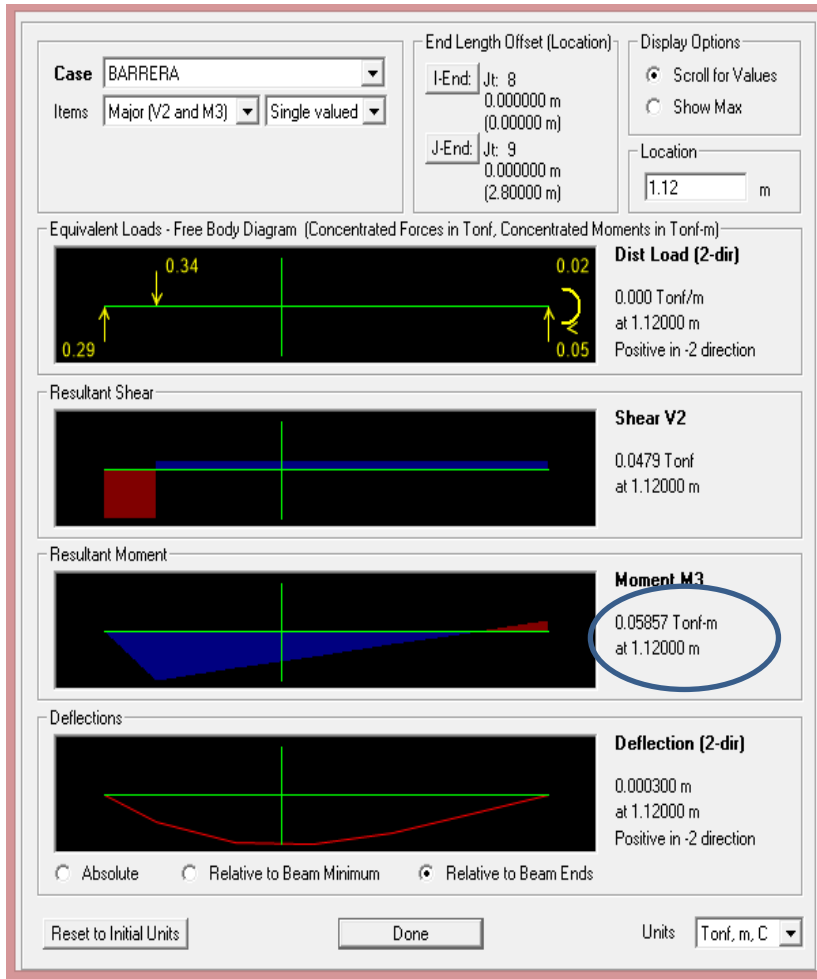


FIGURA 93: Momentos positivos calculados en el software SAP 2000

FUENTE: Elaboración propia

Momento negativo de diseño: -0.02T-m (Ubicado en el apoyo b)

Momento positivo de diseño: 0.05T-m (A 0.4L por tener en este punto el máximo momento positivo por sobrecarga vehicular el cual es determinante en el diseño por ser significativamente mucho mayores que el resto de cargas)

Carga por superficie de rodadura (DW)

$$W_{asf\ 2"} = 0.05m \times 1.00m \times 2200kg/m^3 = 110kg/m$$

$$Asfalto = 110kg/m = 0.110Tn/m$$

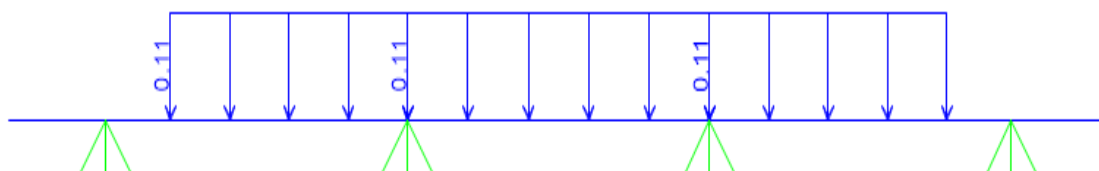
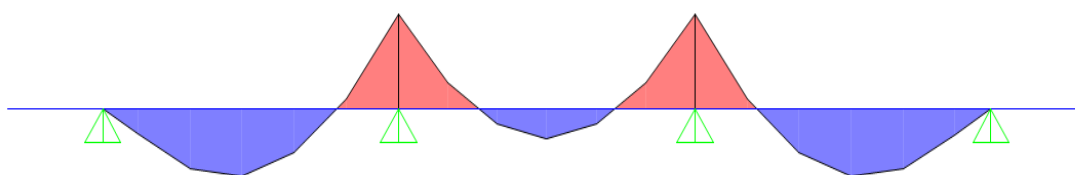


FIGURA 94: Distribución de carga peso superficie de rodadura

FUENTE: Elaboración propia

Calculo de momento máximo en el software sap2000.



The screenshot shows the SAP 2000 interface for a specific location. The 'Case' is 'SUPERFICIE D RODADURA'. The 'Items' are 'Major (V2 and M3)'. The 'End Length Offset (Location)' is set to 'Jt: 8' at '0.000000 m' and 'Jt: 9' at '2.80000 m'. The 'Location' is '2.80000 m'. The 'Display Options' are 'Scroll for Values' and 'Show Max'. The 'Equivalent Loads - Free Body Diagram' shows a 'Dist Load (2-dir)' of '0.000 Tonf/m at 2.80000 m'. The 'Resultant Shear' is '0.1763 Tonf at 2.80000 m'. The 'Resultant Moment' is '-0.08227 Tonf-m at 2.80000 m', which is circled in blue. The 'Deflections' are '0.000000 m at 2.80000 m'. The units are 'Tonf, m, C'.

FIGURA 95: Momentos negativos calculados en el software SAP 2000

FUENTE: Elaboración propia

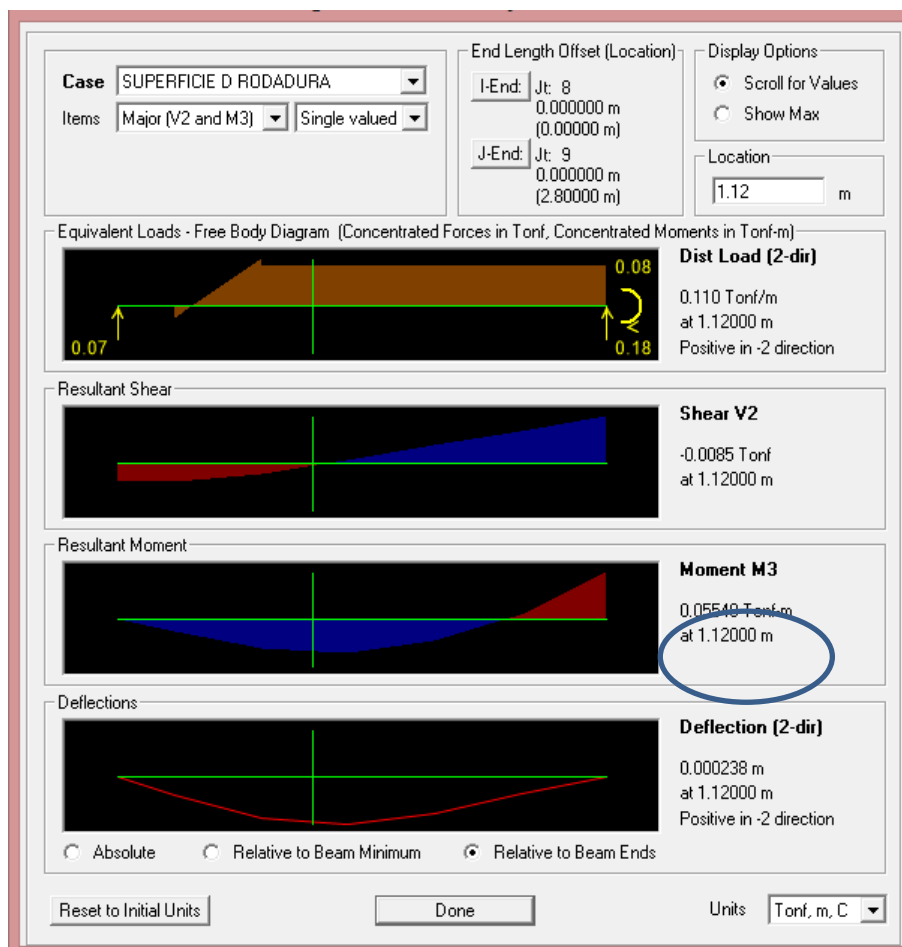


FIGURA 96: Momentos positivos calculados en el software SAP 2000

FUENTE: Elaboración propia

Momento negativo de diseño: -0.08227 T-m (Ubicado en el apoyo b)

Momento positivo de diseño: 0.05548 T-m (A $0.4L$ por tener en este punto el máximo momento positivo por sobrecarga vehicular el cual es determinante en el diseño por ser significativamente mucho mayores que el resto de cargas)

Carga viva y efecto de Carga Dinámica (IM)

MOMENTO NEGATIVO DE DISEÑO

Calculo de línea de influencia software sap2000.

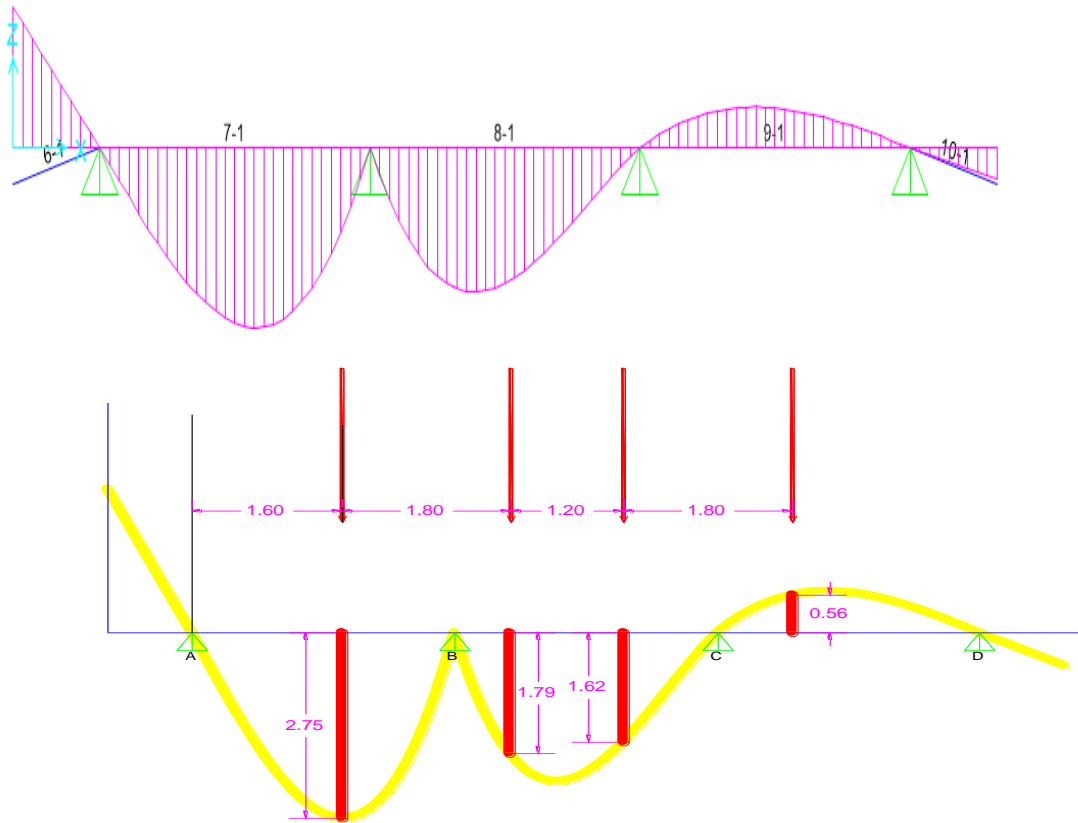


FIGURA 97: Línea de influencia de momento flector en apoyo B

FUENTE: Elaboración propia

Para un carril cargado:

$$M (-) = (7.4T (-0.275m) + 7.4 (-0.179)) 1.2 = -4.032 \text{ T-m}$$

Para dos carriles cargados

$$M (-) = (7.4T (-0.275m) + 7.4 (-0.179m) + 7.4 (-0.162m) + 7.4 (+0.056)) 1 = -4.1 \text{ T-m}$$

El ancho de franja en que se distribuye es:

$$E (-) = 1220 + 0.25 * S'$$

$$E (-) = 1920 \text{ mm}$$

Entonces el momento negativo crítico en B, incluido el efecto por carga

dinámica y el ancho de franja es:

$$M_B (-) \text{ LL+IM} = -2.79 \text{ T-m}$$

MOMENTO POSITIVO DE DISEÑO

Calculo de línea de influencia software sap2000.

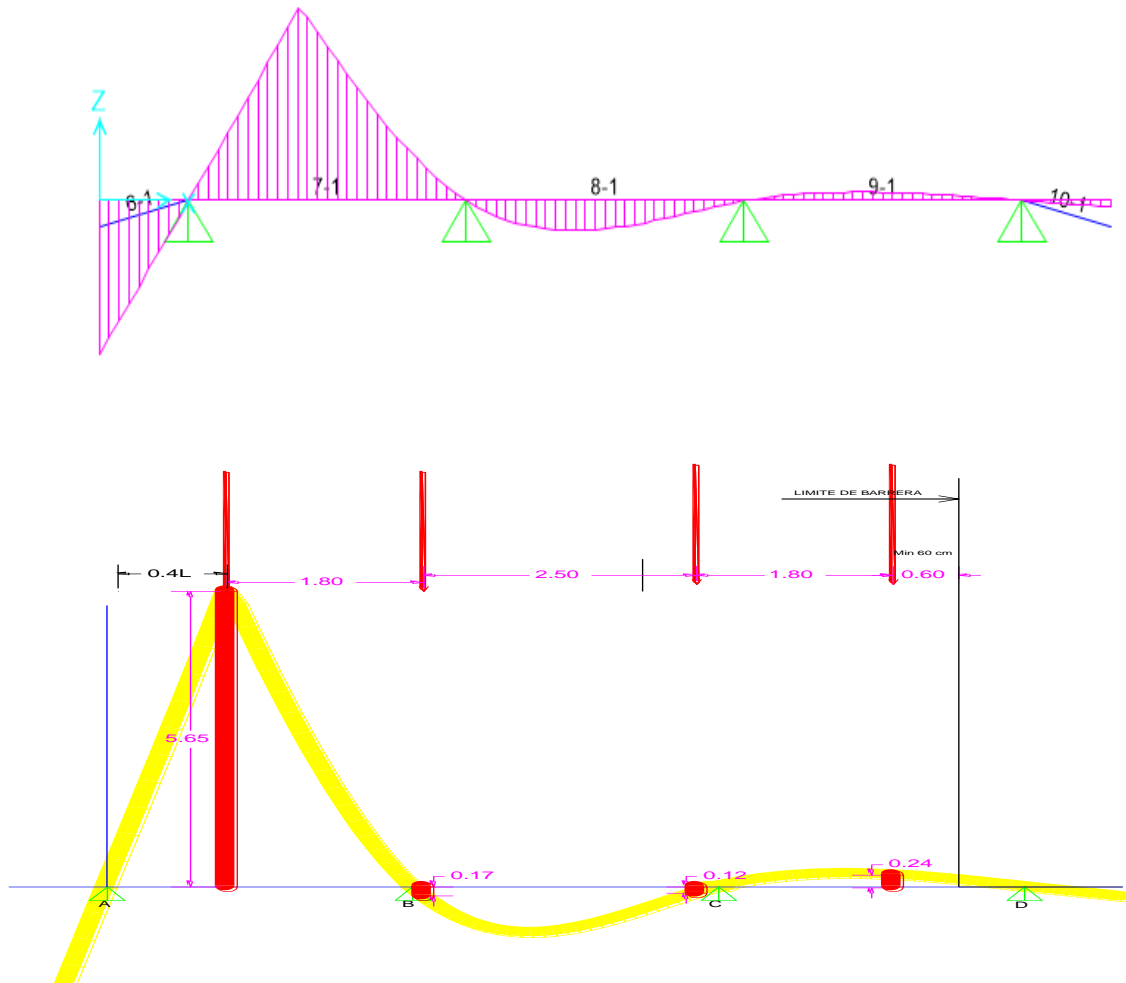


FIGURA 98: Línea de influencia de momento flector en X=0.4L

FUENTE: Elaboración propia

Para un carril cargado:

$$M (+) = (7.4T (0.565m) + 7.4T (-0.017m)) 1.2 = 4.8662T \cdot m$$

Para dos carriles cargados:

$$M (+) = (7.4T (0.565m) + 7.4T (-0.017m) + 7.4T (-0.012m) + 7.4 (0.024m)) 1 =$$

$$4.14T \cdot m$$

El ancho de franja en que se distribuye es:

$$E (+) = 660 + 0.55S'$$

$$E (+) = 2200mm$$

Entonces, el momento positivo crítico considerando el efecto de carga dinámica

(33% para el Estado Límite de resistencia) y el ancho de franja es:

$$M (+) LL+IM= 2.9417T-m$$

RESUMEN DE MOMENTOS NEGATIVOS Y POSITIVOS

Tabla 103: Resumen de momentos negativos y positivos

Carga	Tipo	M(-)	M(+)	(Resistencia)
Losa	DC	-0.35	-0.19	1.25
Barrera	DC	-0.02	0.06	0.90
Asfalto	DW	-0.08	0.055	1.50
Carga viva	LL+IM	-2.79	2.94	1.75

FUENTE: Elaboración propia

C.1) Momento negativo de Diseño

$$M_U = n((1.25 \text{ o } 0.9)M_{DC} + (1.50 \text{ o } 0.65).M_{DW} + 1.75 (M_{LL+IM}))$$

$$M_U = -5.4675 \text{ T-m}$$

C.2) Momento positivo de Diseño

$$M_U = n((1.25 \text{ o } 0.9)M_{DC} + (1.50 \text{ o } 0.65).M_{DW} + 1.75 (M_{LL+IM}))$$

$$M_U = 5.5 \text{ T-m}$$

D) CALCULO DEL ACERO

Acero Negativo (perpendicular al trafico)

$$M_u = -5.4675 \quad \text{T-m}$$

Utilizando As $\phi 1/2"$ y recubrimiento $r=5.0$ cm

$$A_s \phi 1/2" = 1.29 \quad \text{cm}^2$$

$$\phi 1/2" = 1.27 \quad \text{cm}$$

$$r = 5 \quad \text{cm}$$

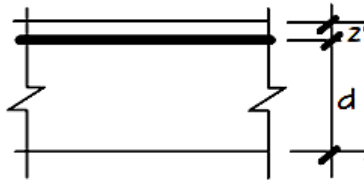
$$z = 5.64 \quad \text{cm}$$

$$d = 14.37 \quad \text{cm}$$

$$\phi = 0.9$$

$$F'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $d = 14.37 \text{ cm}$
 $M_u = 546747 \text{ Kg-cm}$



$\frac{\phi F_y^2}{1.7 F'_c b}$	As^2	-	$\phi F_y d$	As	+	M_u	=	0
---------------------------------	--------	---	--------------	------	---	-------	---	---

$$A_{s_{min}} = 0.03 \frac{F'_c}{F_y} b d$$

$A_s = 10.78 \text{ cm}^2$
 $a = 1.90 \text{ cm}$
 $A_{s_{min}} = 2.87 \text{ cm}^2$
 $A_{s(-)} = 10.78 \text{ cm}^2$

Utilizando varillas $\phi 1/2"$, la separacion sera:

$s = 0.12 \text{ m}$
 Usar $1\phi 1/2" @ 0.12 \text{ m}$

As maximo

Como:

$c = a/\beta = 2.24 \text{ cm}$
 $d_c = 14.37 \text{ cm}$
 $c/d_c = 0.16 \leq 0.42 \text{ Ok.....}$

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menos valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$

a) $1.2M_{cr} = 1.2(f_r S) = 2.69 \text{ T-m}$

Siendo:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 6667 \text{ cm}^3$$

b) $1.33M_u = 7.27 \text{ T-m}$

El menor valor es 2.69 T-m y la cantidad de acero calculada 10.78 cm² resiste:

$$M_u = 5.46747 \text{ T-m} > 2.69 \text{ T-m} \quad \text{Ok.....}$$

Acero Positivo (perpendicular al trafico)

$$M_u = 5.5 \text{ T-m}$$

Utilizando As $\emptyset 1/2"$ y recubrimiento r=5.0 cm

$$As \emptyset 5/8" = 2 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 1/2" = 1.27 \text{ cm}$$

$$r = 2.5 \text{ cm}$$

$$z = 3.14 \text{ cm}$$

$$d = 16.87 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 0.9$$

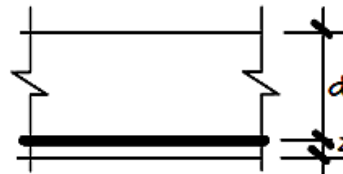
$$F'_c = 280$$

$$F_y = 4200$$

$$b = 100$$

$$d = 16.87$$

$$M_u = 552136$$



$\frac{\emptyset F_y^2}{1.7 F'_c b}$	As^2	-	$\emptyset F_y d$	As	+	M_u	=	0
--------------------------------------	--------------------------	---	-------------------	------------------------	---	-------------------------	---	---

$$333.53 \quad As^2 \quad -63749.7 \quad As \quad 552136$$

$$As = 182.04 \quad As_{min} = 0.03 \frac{F'_c}{F_y} bd$$

$$As = 9.09$$

$$\begin{aligned} A_s &= 9.09 \text{ cm}^2 \\ a &= 1.60 \text{ cm} \\ A_{S \text{ min}} &= 3.37 \text{ cm}^2 \\ A_{s(+)} &= 9.09 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Utilizando varillas $\phi 1/2"$, la separación será:

$$s = 0.22 \text{ m}$$

USAR $1\phi 1/2" @ 0.22 \text{ m}$

As maximo

Una sección no sobre reforzada cumple $c/d_c \leq 0.42$

Como:

$$\begin{aligned} c &= a/\beta = 1.89 \text{ cm} \\ d_c &= 16.87 \text{ cm} \\ c/d_c &= 0.11 \leq 0.42 \text{ Ok.....} \end{aligned}$$

As minimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menos valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$

$$a) \quad 1.2M_{cr} = 1.2(f_r S) = 2.69 \text{ T-m}$$

Siendo:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 6667 \text{ cm}^3$$

$$b) \quad 1.33M_u = 7.34 \text{ T-m}$$

El menor valor es 2.69 T-m y la cantidad de acero calculada 9.09 cm^2

$$5.52136 \text{ T-m} > 2.69 \text{ T-m} \text{ Ok.....}$$

As de temperatura

$$A_{s \phi 3/8"} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ temp} = 0.0018 A_g$$

$$A_s \text{ temp} = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{En dos capas se colocara: } 1.80 \text{ cm}^2/\text{capa}$$

$$\text{Utilizando varillas } \phi 3/8", \text{ la separacion sera: } s = 0.39 \text{ m}$$

$$S_{\text{max}} = 3t = 0.6 \text{ m}$$

$$S_{\text{max}} = 0.45 \text{ m}$$

$$\text{USAR } 1\phi 3/8" @ 0.39 \text{ m}$$

As maximo

Una sección no sobre reforzada cumple con: $c/d_e \leq 0.42$

Como:

$$\begin{aligned} c &= a/\beta = 1.89 \text{ cm} \\ d_e &= 16.87 \text{ cm} \\ c/d_e &= 0.11 \leq 0.42 \text{ Ok.....} \end{aligned}$$

Nota: El acero de temperatura se colocara, por no contar con ningun tipo de acero, en la parte superior de la losa, en el sentido del tráfico.

$$A_s \phi 1/2" = 1.29 \text{ cm}^2$$

En la parte inferior de las losas se coloca armadura en la direccion secundaria en un porcentaje de acero positivo igual a:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$S = \text{distancia entre cara de vigas} = 2300 \text{ mm}$$

$$\% = 80.07 \quad \% \leq 67 \%$$

$$\text{Por lo tanto: } \% = 0.67$$

$$A_s \text{ repart} = 6.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Utilizando varillas } \phi 1/2", \text{ la separacion sera: } s = 0.21 \text{ m}$$

$$\text{USAR } 1\phi 3/8" @ 0.21 \text{ m}$$

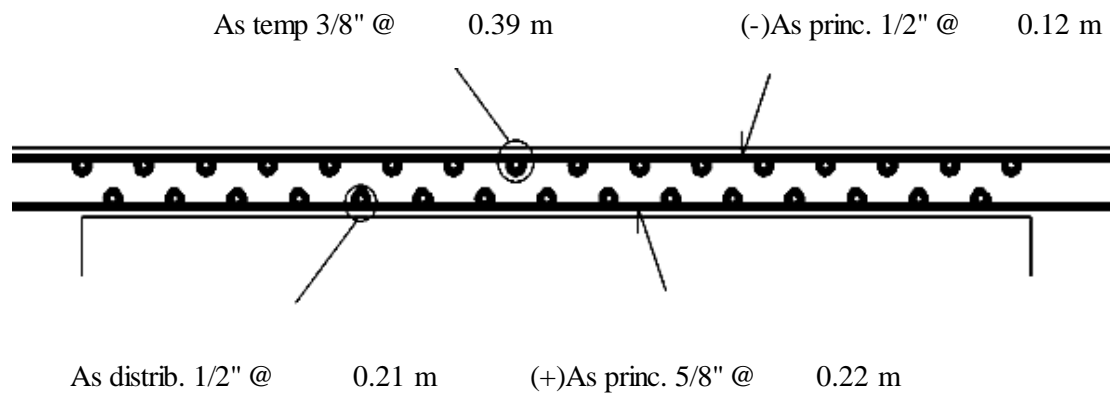


FIGURA 99: Distribucion de aceros

FUENTE: Elaboración propia

3.3.8.4 DISEÑO DE CONECTORES

El reglamento AASTHO establece que los conectores debe diseñarse por fatiga y chequearse por resistencia última.

3.3.8.4.1 DISEÑO POR FATIGA

A.- LA FUERZA RAZANTE "f" entre viga y losa se calcula mediante la fórmula:

$$f = \frac{VQ}{I}$$

V: Cortante por carga viva más impacto

Q: Momento Estática de losa de Concreto

I: Momento de inercia Total

B.- Determinación de propiedades de la sección compuesta

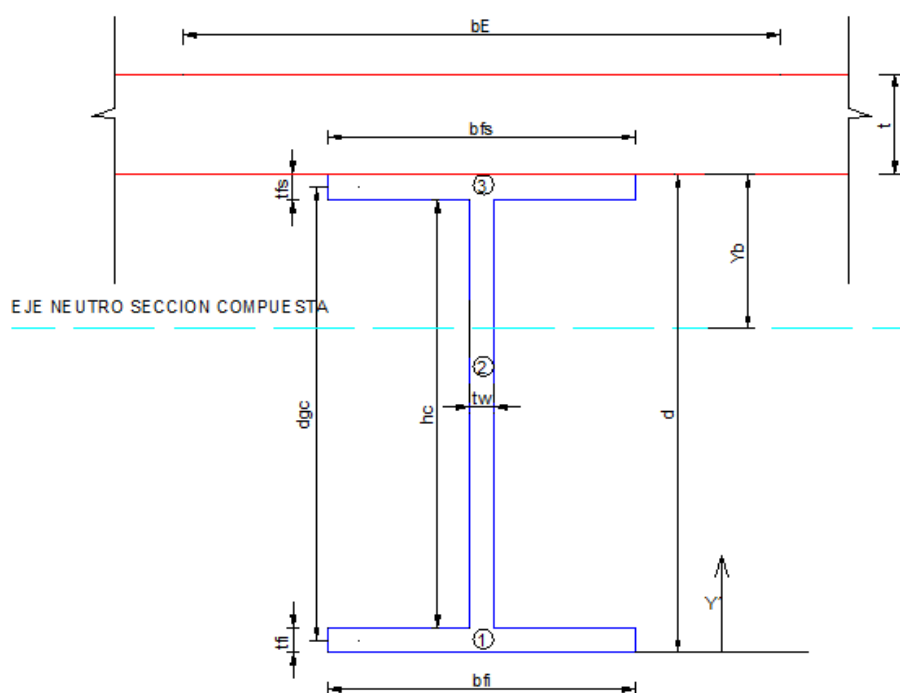


FIGURA 100: Propiedades de la seccion compuesta

FUENTE: Elaboración propia

bfs = Ancho del ala superior en compresión	=	50cm
bfi = Ancho del ala inferior en tracción	=	55cm
tfs = Espesor del ala superior en compresión	=	5cm
Tfi = Espesor del ala inferior en tracción	=	5 cm
tw = Espesor del alma	=	2.5 cm
hc = Altura del alma	=	170.0 cm
dgc = Altura del alma entre centros de ala	=	175.00 cm
d = Altura de la viga metálica	=	180 cm
bE = Ancho colaborante del concreto	=	280 cm
t = Espesor de losa de concreto	=	20 cm
Yb = Ordenada desde el eje neutro sección compuesta	=	68.90 cm
Es = Modulo de elasticidad del acero de refuerzo	=	2100000kg/cm ²
F'c = Resistencia ala compresión del concreto	=	280 kg/cm ²
Ec = Modulo de elasticidad del concreto	=	250998.01 kg/cm ²
n = Relacion de módulo de elasticidad Es/Ec	=	8
s = separación entre eje de vigas	=	280cm
L = longitud del puente entre centros de apoyos	=	4200cm

B.- MOMENTO DE INERCIA VIGA

TABLA 104: Momento de inercia viga

SECCION	A'	Y'	A'Y'	A'Y' ²	I
	cm ²	cm	cm ³	cm ⁴	cm ⁴
Patín sup. 01	250	178	44,375	7,876,563	521
alma 02	425	90	38,250	3,442,500	1,023,542

Patín inf. 03	275	3	688	1,719	573
TOTAL	950	270	83,313	11,320,781	1,024,635

FUENTE: Elaboración propia

$$Yb' = (\Sigma A'Y')/(\Sigma A')$$

$$Yb' = 87.69736842$$

$$\text{MOMENTO DE INERCIA VIGA} = (\Sigma A'(Y')^2 + \Sigma I) - (\Sigma A' * Y(b')^2)$$

$$\text{MOMENTO DE INERCIA VIGA} = 5,039,130$$

C.- MOMENTO DE INERCIA SECCION COMPUESTA

Ancho colaborante del concreto (bE)

$$bE \leq L/4 = 1050\text{cm}$$

$$bE \leq 16 * t + bf = 370\text{cm}$$

$$bE \leq S = 280\text{cm}$$

Según los valores obtenidos se escogerá el menor valor para el análisis.

$$\rightarrow bE = 280\text{cm}$$

Área de losa o de concreto

$$Ae = (bE * t)/n$$

n: corto plazo

$$Ae = 700$$

Inercia de la losa o de concreto

$$I_c = (bE * t^3)/(12 * n)$$

$$I_c = 23333.33 \text{ cm}^4$$

TABLA 105: Inercia de losa

CLAVE	A'	Y'	A'Y'	A'Y'^2	I
	cm ²	cm	cm ³	cm ⁴	cm ⁴
VIGA	950	88	83,313	7,306,287	5,039,130
LOSA	700	190	133,000	25,270,000	23,333
TOTAL	1,650	278	216,313	32,576,287	5,062,463

FUENTE: Elaboración propia

$$Y_{b'} = (\Sigma A'Y')/(\Sigma A')$$

$$Y_{b'} = 131.0984848$$

$$Y_b = 68.90$$

$$\text{MOMENTO DE INERCIA} = (\Sigma A'(Y')^2 + \Sigma I) - (\Sigma A' * Y(b')^2)$$

$$\text{MOMENTO DE INERCIA} = 9280508.996$$

C.- CÁLCULO DE VS/c

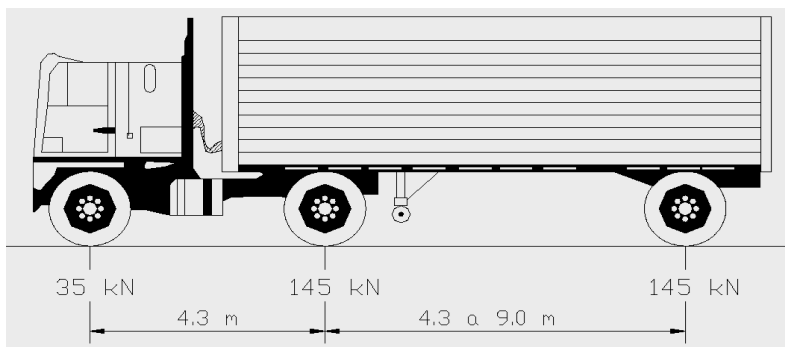
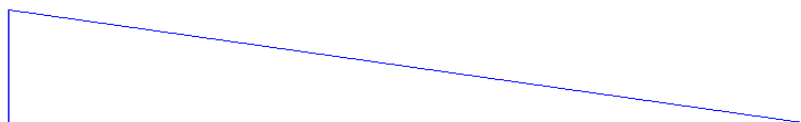


FIGURA 101: Camión de diseño

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Manual de Diseño De Puentes. 2003

$$L= 4200\text{cm}$$

CORTANTE EN LA SECCION 0.0L



(L)

FIGURA 102: L.I. cortante para sobre carga vehicular sección 0.0L

FUENTE: Elaboración propia

$$0.0L= 0$$

$$n/L= 1$$

$$m/L= 0$$

$$a= 0.898$$

$$b= 0.795$$

$$P= 3567.79$$

$$K= 9.7$$

$$\text{CARGA DE CAMION}= 28591.7451478083$$

$$\text{IM}= 9435.27589877675$$

$$\text{TOTAL CAMION}= 38027.0210465851$$

$$\text{CARGA DE CARRIL}= 40740$$

$$V_s/c= 78767.0210465851$$

CORTANTE EN LA SECCION 0.1L

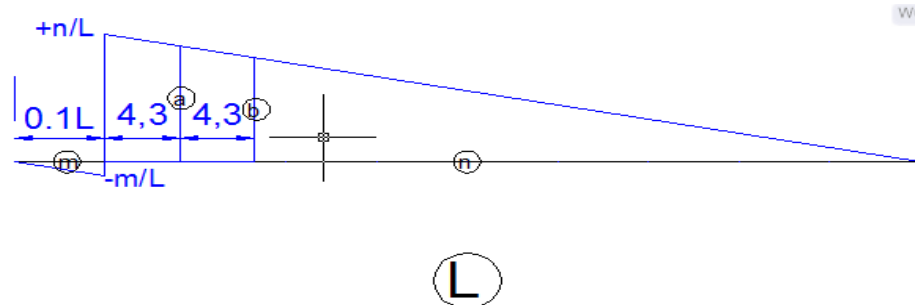


FIGURA 103: L.I. cortante para sobre carga vehicular sección 0.1L

FUENTE: Elaboración propia

$0.1L = 420$

$n/L = 0.9$

$m/L = 0.1$

$a = 0.798$

$b = 0.695$

$P = 3567.79$

$K = 9.7$

$CARGA\ DE\ CAMION = 25278.7989714577$

$IM = 8342.00366058103$

$TOTAL\ CAMION = 33620.8026320387$

$CARGA\ DE\ CARRIL = 32999.4$

$Vs/c = 66620.2026320387$

CORTANTE EN LA SECCION 0.2L

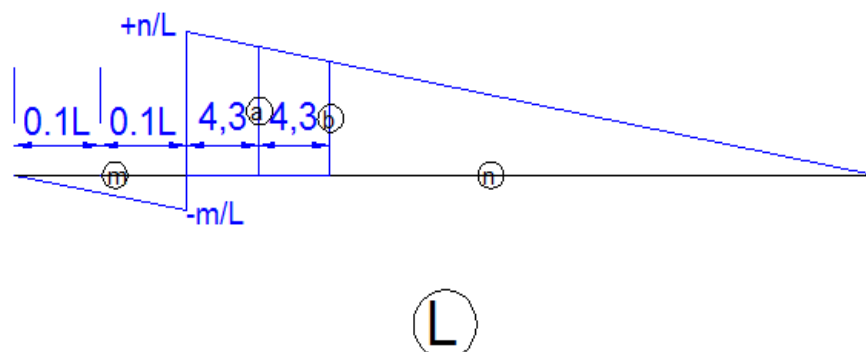


FIGURA 104: L.I. cortante para sobre carga vehicular sección 0.2L.

FUENTE: Elaboración propia

$0.2L = 840$

$n/L = 0.8$

$m/L = 0.2$

$a = 0.698$

$b = 0.595$

$P = 3567.79$

$K = 9.7$

$CARGA\ DE\ CAMION = 21965.852795107$

$IM = 7248.73142238532$

$TOTAL\ CAMION = 29214.5842174923$

$CARGA\ DE\ CARRIL = 26073.6$

$Vs/c = 55288.1842174923$

CORTANTE EN LA SECCION 0.3L

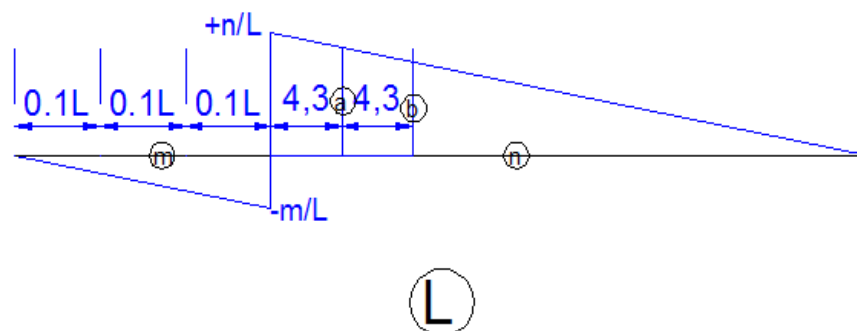


FIGURA 105: L.I. cortante para sobre carga vehicular sección 0.3L

FUENTE: Elaboración propia

$0.3L=1260$

$n/L= 0.7$

$m/L= 0.3$

$a= 0.598$

$b= 0.495$

$P= 3567.79$

$K= 9.7$

$CARGA DE CAMION=18652.9066187564$

$IM=6155.4591841896$

$TOTAL CAMION=24808.365802946$

$CARGA DE CARRIL= 19962.6$

$Vs/c=44770.965802946$

CORTANTE EN LA SECCION 0.4L

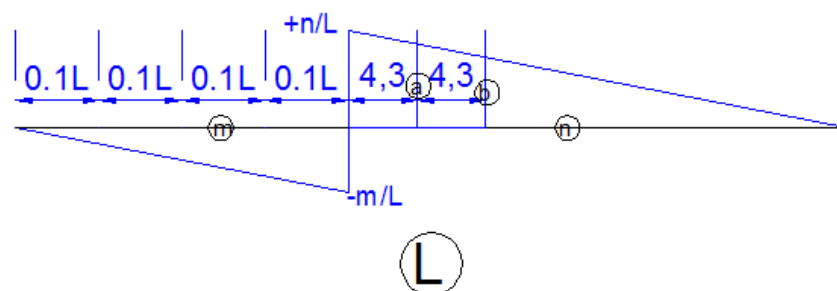


FIGURA 106: L.I. cortante para sobre carga vehicular sección 0.4L

FUENTE: Elaboración propia

$$0.4L = 1680$$

$$n/L = 0.6$$

$$m/L = 0.4$$

$$a = 0.498$$

$$b = 0.395$$

$$P = 3567.79$$

$$K = 9.7$$

$$\text{CARGA DE CAMION} = 15339.9604424057$$

$$IM = 5062.18694599388$$

$$\text{TOTAL CAMION} = 20402.1473883995$$

$$\text{CARGA DE CARRIL} = 14666.4$$

$$Vs/c = 35068.5473883996$$

CORTANTE EN LA SECCION 0.5L

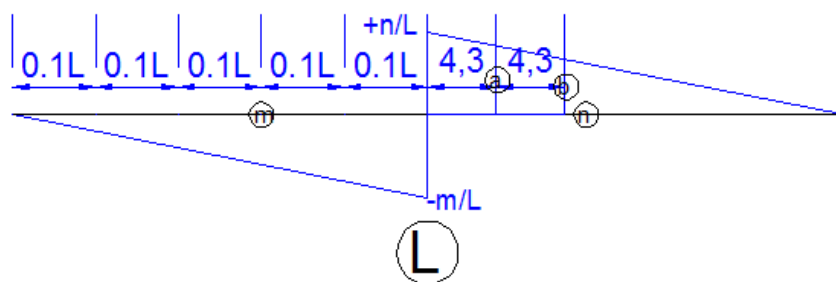


FIGURA 107: L.I. cortante para sobre carga vehicular sección 0.5L

FUENTE: Elaboración propia

$$0.5L = 2100$$

$$n/L = 0.5$$

$$m/L = 0.5$$

$$a = 0.398$$

$$b = 0.295$$

$$P = 3567.79$$

$$K = 9.7$$

$$\text{CARGA DE CAMION} = 12027.014266055$$

$$IM = 3968.91470779816$$

$$\text{TOTAL CAMION} = 15995.9289738532$$

$$\text{CARGA DE CARRIL} = 10185$$

$$Vs/c = 26180.9289738532$$

TABLA 106: Resumen cortante de s/c

SEC	Ae	Y	Q	Vs/c	I	f
0.0L	700	78.90151515	55231.06061	78767.02105	9280508.996	468.7658958
0.1L	700	78.90151515	55231.06061	66620.20263	9280508.996	396.476578
0.2L	700	78.90151515	55231.06061	55288.184	9280508.996	329.0363766
0.3L	700	78.90151515	55231.06061	44770.966	9280508.996	266.4452916
0.4L	700	78.90151515	55231.06061	35068.547	9280508.996	208.7033229
0.5L	700	78.90151515	55231.06061	26180.929	9280508.996	155.8104707

FUENTE: Elaboración propia

D.- RESISTENCIA DE LOS ESPARRAGOS

$$Zr = K * (d)^2$$

Dónde:

Zr: Esfuerzo de trabajo en los conectores (kg)

d: Diámetro del esparrago (pulg)

K: Coeficiente que depende del número de ciclos de esfuerzo.

En la sección 1.73 de las normas AASTHO, especifica que para partes cortos el número de ciclos de variación de carga es de 500,000.

Para 500,00 ciclos, K= 4812; por lo tanto:

$$Zr = 4812 * (d)^2$$

TABLA 107: Resistencia de espárragos

RESISTENCIA	ESPESOR DEL ESPARRAGO				
	1/2	5/8	3/4	7/8	1
(kg)					
Zr	1203	1879.7	2706.8	3684.2	4812
Su	6675.7	10430.8	15020.3	20444.4	26702.8

FUENTE: Elaboración propia

E.- ESPACIAMIENTO DE CONECTORES

Elección del diámetro del conector.

La fuerza rasante es:

$$f = Zr/e$$

Espesor del esparrago $\frac{3}{4}$

Numero de conectores a utilizar= 3

Zr= 2706.8

Su= 15020.3

TABLA 108: Fuerza rasante para diferente espaciamientos

e (cm)	15	20	25	30	40
f (kg/cm)	541.36	406.02	324.816	270.68	203.01

FUENTE: Elaboración propia

CONECTORES A USAR: 3/4"*4"

TABLA 109: Separacion y numero de conectores a usar

			N conectores	
0.0L-0.1L	15.00 cm	420.00 cm	29	87
0.1L-0.2L	20.00 cm	420.00 cm	21	63
0.2L-0.3L	25.00 cm	420.00 cm	17	51
0.3L-0.4L	30.00 cm	420.00 cm	14	42
0.4L-0.5L	40.00 cm	420.00 cm	12	36
Conectores a cada lado de centro de luz				279

FUENTE: Elaboración propia

3.3.8.4.2 VERIFICACION POR RESISTENCIA ÚLTIMA

$$A_s = \text{AREA DEL PERFIL} = 918$$

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_L = \text{Espesor de losa} = 20$$

$$a_c = \text{Ancho Colaborante} = 280$$

$$F_1 = A_s * f_y$$

$$F_1 = 3339250$$

$$F_2 = 0.85 * f'_c * A_c$$

$$F_2 = 1332800$$

$$P = 1332800$$

$$N = P / (0.85 * S_U)$$

$$N = 105$$

$$279 > 105$$

Ok!

3.3.8.5 CALCULO DE ATIEZADORES

A.- ATIEZADORES INTERMEDIOS

DIMENSIONAMIENTO

$$t \geq 3/8$$

$$t = 0.95$$

$$t \geq \frac{b}{4}/16$$

$$b = 50$$

$$t = 0.78125$$

ASUMIMOS

$$t = 3/4$$

$$a \geq \frac{h}{30} + 5.08$$

$$a = 10.78666666666667$$

$$a \geq b/4$$

$$a = 12.5$$

$$\text{Entonces } a = 15$$

DONDE:

a = Lado proyectante del atiezador

h = Altura del atiezador

b = Ancho del patín de la viga

t = Espesor del atiezador

ESPACIAMIENTO "p"

El espaciamiento "p" debe ser menor de las siguientes dimensiones:

A) El peralte del alma $h = 170.00$ cm

B) $p = (2860 * tw) / \sqrt{fv}$; Donde: $fV = V / (h * w)$

P= Espacimientto en cm

V= Fuerza cortante en Kg

fv = Esfuerzo cortante unitario promedio en la sección total del alma(kg/cm²)

Con los valores de cortantes para cada decimo de luz, obtenemos los espaciamientos; las dos primeras atiezadores de los extremos simplemente apoyadas tendrán 0.5 veces el espaciamiento determinado.

TABLA 110: Separación de atiezadores

SECCION	VIGA		
	V	fv	P
0.0L	115739.6	272.3284706	433.270897
0.1L	95738.4	225.2668235	476.3842825
0.2L	75233.6	177.0202353	537.3961923
0.3L	61615.6	144.9778824	593.820472
0.4L	45812.2	107.7934118	688.6680468
0.5L	29294.26	68.76282353	862.2420348

FUENTE: Elaboración propia

MOMENTO DE INERCIA MINIMO

El momento de inercia de un atiezador transversal respecto al borde del atiezador en contacto con el alma no será menor que:

$$I_{min} = ((2.4 * h/p)^2 - 1.83) * p * w^3 ; \text{ ni menor que } 19.15 \text{ cm}^4$$

El reglamento especifica que para traveses remachados los atezadores serán placas soldadas al alma.

Según las condiciones de dimensionamiento se probará una placa de:

$$15\text{cm} \times 170.00\text{cm} \times 1.91\text{cm}$$

$$p_{min} = 170.00\text{cm}$$

Por razones de comodidad usaremos un espaciamiento uniforme de:

$$p = 170.00\text{cm}; \text{ y en los extremos dos espacios de } 85 \text{ cm}$$

CHEQUEO DEL MOMENTO DE INERCIA

$$I_{mín} = 669.8980554$$

Momento de inercia del atezador es:

$$I = 2143.125$$

Por lo tanto se usarán placas de:

$$15\text{cm} \times 170.00\text{cm} \times 1.91\text{cm}$$

B.- ATIEZADORES LONGITUDINALES

Es necesario el uso de atezadores longitudinales cuando el espesor del alma W es menor que $h/170$.

$$t_w = 2.5\text{cm}$$

$$h/170 = 1.0\text{cm}$$

$$t_w > h/170 \text{ ok!}$$

Por lo tanto su uso no es necesario

C.- ATIEZADORES DE APOYO

Son un tipo especial, que soporta a la carga conjuntamente con el alma y se utiliza donde existen cargas concentradas grandes o en los apoyos como su nombre lo indica.

SELECCIÓN DEL ATIEZADOR

$$a = (b - w)/2$$

$$a = 23.75\text{cm}$$

$$t = a/16$$

$$t = 1.48\text{cm}$$

Asumimos un $t = 2.54\text{cm}$

Escogemos:

$$23.75\text{cm} \times 170.00\text{cm} \times 2.54\text{cm}$$

CHEQUEO DE ATIEZADORES

$$Aw = 12 * tw$$

$$Aw = 30.00\text{cm}^2$$

$$Ao = a * t$$

$$Ao = 60.33\text{cm}^2$$

$$A = Aw + 2 * Ao$$

$$A = 150.65\text{cm}^2$$

$$Io = (t * a^3)/12$$

$$Io = 2835.59$$

$$I = 2(Io + Ao * (a/2 + w/2)^2)$$

$$I=26455.02604$$

$$r^2 = I/A$$

$$r= 13.25$$

$$L = (3 * h)/4$$

$$L=127.5$$

Aplicando la fórmula de esfuerzo máximo:

$$F_{max} = 1088 - 0.0258(L/r)^2$$

$$F_{max}= 1085.61$$

$$F = v_{total}/A$$

$$F= 794.54\text{kg/cm}^2$$

$$F_{max}>f \text{ ok}$$

Como el esfuerzo actuante 794.54 kg/cm² es menor que el máximo esfuerzo permisible 1085.61 kg/cm² usamos 2PL de 23.75 x 170.20 x 2.54 para atezadores de apoyo.

3.4 SUPERESTRUCTURA DE PUENTE RETICULAR O TIPO ARMADURA

3.4.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION

3.4.1.1 RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

Las estructura reticular deberá tener resistencia adecuada, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada una de sus elementos, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño.

Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia.

El sistema estructural de un puente reticular se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles para las sollicitaciones de carga impuestas antes de la falla.

El comportamiento dúctil es caracterizado por la presencia de significativas deformaciones inelásticas antes de que ocurra cualquier pérdida significativa de capacidad de carga.

El comportamiento dúctil advierte la ocurrencia de la falla estructural debido a que se producen deformaciones inelásticas. Bajo la acción de cargas sísmica que se repite, grandes ciclos invertidos de deformación inelástica disipan energía teniendo un efecto beneficioso en la supervivencia estructural.

Para alcanzar adecuado comportamiento inelástico el sistema debería tener un número suficiente de miembros dúctiles y también:

- Conexiones y uniones dúctiles que puedan proveer disipación de energía sin pérdida de capacidad, o
- Uniones y conexiones que tengan suficiente resistencia como para asegurar que ocurra respuesta inelástica en los lugares designados para proveer ductilidad.

3.4.1.2 ESTABILIDAD Y SIMETRÍA.-

Para impedir su colapso, la estructuración de una armadura debe ser rígida. La estructuración más simple rígida o estable es un triángulo. En consecuencia, la armadura deberá estar constituida a partir de elementos básicos triangulares

La simetría de la estructura en dos direcciones es deseable por las mismas razones; la falta de simetría produce efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos.

3.4.1.3 UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien bruscamente su rigidez, para evitar la concentración de esfuerzos.

3.4.1.4 RIGIDEZ LATERAL

Para que la estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario proveerla de elementos de arriostramiento lateral superior e inferior que servirán para resistir fuerzas laterales causadas por el viento y el movimiento lateral causado por los vehículos que transitan sobre el puente.

3.4.1.5 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Otro aspecto que debe ser tomado en cuenta en una estructuración es la influencia de los elementos secundarios.

3.4.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Se plantea como segunda alternativa para nuestra superestructura de 42m de luz, una armadura de acero tipo reticular o Warren.

3.4.3 NORMAS DE DISEÑO

AASHTO LFRD 2007,

Manual de Diseño de puentes MTC 2003

3.4.4 DATOS GENERALES:

3.4.4.1 GEOMETRÍA GENERAL:

De acuerdo a la morfología del río, caudal, y topografía de la zona del río se escogió un claro de 42 m.

Según al manual de diseño puentes el galibo superior mínimo que se debe salvar es de 5.50 m. que sirvió de referencia para la altura desde el nivel superior de la losa de concreto armado.

Se eligió una sección tipo Warren con diagonales y montantes sometidas tanto a compresión como a tensión como se muestra en la figura 67 donde se puede apreciar que el puente tiene Bridas Superiores e Inferiores, con Diagonales que van a trabajar tanto tensión como a compresión y montantes cuya función principal va a ser darle más estabilidad entre brida superior e inferior.

También se considera un arriostramiento superior donde se puede apreciar montantes superiores que van a ser conectadas en la línea de la montante laterales del puente, también presenta arriostramiento entre la brida superior y las montantes superiores.

Con respecto a sistema de piso adoptado va a estar conformado de vigas transversales apoyadas o unidas a las a las Bridas inferiores que estas últimas estarán apoyadas en los apoyos extremos.

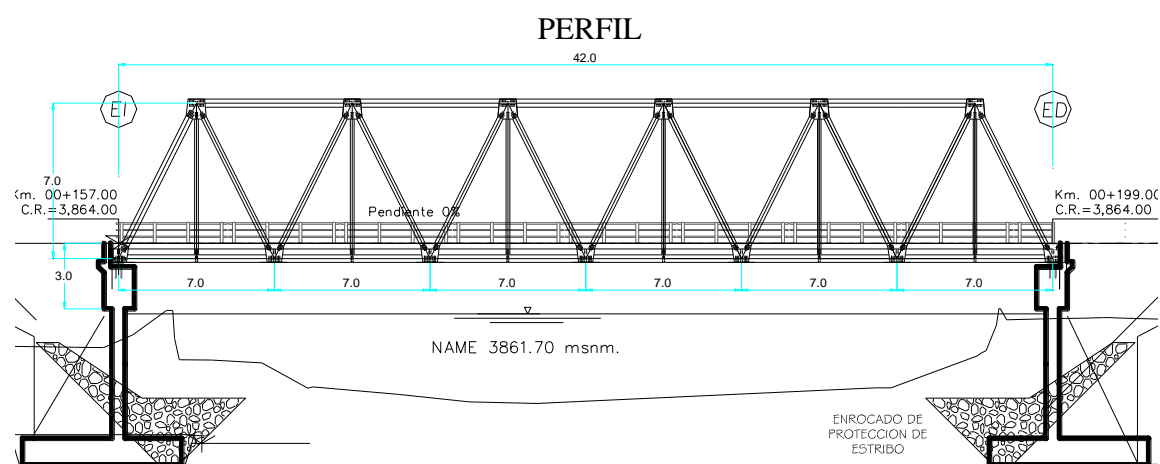


FIGURA 108: Vista frontal de la geometría puente reticulado

FUENTE: Elaboración propia

- Longitud 42.00 m (longitud entre ejes)
- Ancho Calzada 7.20 m
- Ancho peatonal 1.50 m (ambos lados, incluye barrera de protección y baranda)
- Ancho Total 10.20 m

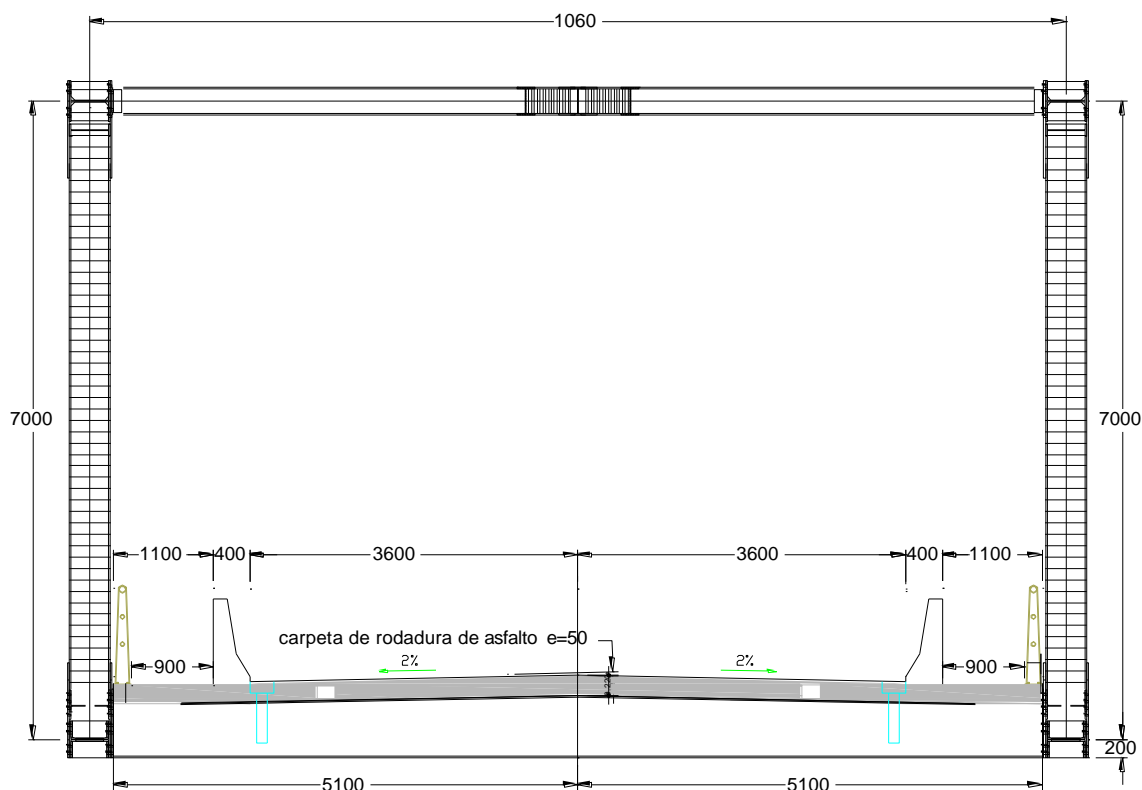


FIGURA 109: Sección Transversal de Puente Reticulado

FUENTE: Elaboración propia

3.4.4.2 MATERIALES A USARSE:

- Acero Estructural protecciones ASTM-A-572 Gr 50
- Concreto Armado del Tablero $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de Refuerzo $F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- Acero Estructural $ASTM A-572 F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$
 $ASTM A-572 F_u = 4570 \text{ Kg/cm}^2$

3.4.5 DATOS PARTICULARES:

3.4.5.1 GEOMETRÍA:

Luz de cálculo: La luz de cálculo se toma como la distancia de centro a centro entre apoyos.

Número de span: Se adoptara el número de paños, en función del ancho del puente y la separación entre estas.

$$N_s = 13$$

Numero de vigas Principales

$$N_v = 12 \text{ (entre las armaduras)}$$

Longitud de Viga: La separación de armaduras será tal que el tablero de concreto pueda apoyarse en las vigas principales

$$\text{Longitud} = 10.20\text{-}10.30 \text{ m.}$$

Capa de Rodadura: En puentes metálicos deberá tomarse en cuenta el criterio de cuándo debe colocarse la capa de rodadura. Este criterio estará acorde con el diseño del puente.

Si la capa de rodadura es considerada como una carga de acabados o lo que denominamos cargas posteriores, en el diseño, tendrá entonces que ser colocada una vez que el tablero haya alcanzado la resistencia especificada, por lo tanto la sección resistente es ya compuesta. De acuerdo a normas se nos da un recubrimiento de 5 cm. y no indica que no deba colocarse una capa de rodadura adicional.

Por razones, de que después de construir un puente con o sin capa de rodadura, se coloca pavimento sobre el puente por mantenimiento, nosotros asumiremos la capa de rodadura como carga posterior.

3.4.5.2 SOBRECARGA:

HL-93: Carga Equivalente, debemos tener presente que de acuerdo a la luz y el punto investigado, se puede obtener una mayor solicitación, sea con el camión o con la carga equivalente.

3.4.6 DATOS Y ESPECIFICACIONES

• Longitud entre ejes de Apoyo	$L = 42,00$ mts.
• Número de Vías del puente	$N^{\circ} V = 2$ Vías;
• Ancho vial	$= 7.20$ mts
• Espesor de la losa	$t = 0,20$ mts.
• Ancho de Losa	$t = 10.20$ mts
• Resistencia del concreto a emplear en losa	$f'c = 280$ kg/cm ²
• Fluencia del acero de refuerzo en losa	$f'y = 4,200$ kg/cm ²
• Módulo de Elasticidad	$E = 28,440$ Mpa
• Sobrecarga móvil	$s/c = HL - 93$
• Sobrecarga peatonal en vereda	$S/Cv = 0,036$ ton/m ²
• Peso de la baranda metálica /m ²	$Wb/m^2 = 0.0100$ tn/m ²
• Peso específico del Concreto Armado	$Wc = 2,400$ tn/m ³
• Asfalto Peso Específico	$g = 2200$ Kg/m ³

3.4.7 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA:

- Peralte mínimo de la armadura

Según el AASHTO LFRD 2004 se pueden considerar los límites considerados en la tabla.

TABLA 111: Profundidad mínima utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante

		Profundidad mínima (incluyendo el tablero)	
Superestructura		Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165mm$
Hormigón	Vigas T	0.070 L	0.065 L
Armado	Vigas cajón	0.060 L	0.055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0.035 L	0.033 L
	Losas	$0.030 L \geq 165 mm$	$0.027 L \geq 165 mm$
	Vigas cajón coladas in situ	0.045 L	0.040 L
Hormigón	Vigas doble T prefabricadas	0.045 L	0.040 L
Pretensado	Vigas de estructuras peatonales	0.033 L	0.030 L
	Vigas cajón adyacentes	0.030 L	0.025 L
	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0.040 L	0,032 L
Acero	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0.033 L	0.027 L
	Cerchas	0.100 L	0.100 L

FUENTE: AASHTO LFRD 2004

$$h = L / 10 = 4.20 \text{ m.}$$

Consideramos el galibo mínimo 5.50 m

Asumir altura total $h = 7,00 \text{ m. } \langle \rangle 700,00 \text{ cm.}$

- Espesor de la losa (para mayor detalle en diseño de losa)

$t = 20,00 \text{ cm.}$

- Esfuerzos típicos de diseño
 - Resistencia mín. a la fluencia del acero: $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ Acero tipo A572 Gr 50 SIDER
 - Esfuerzo mínimo admisible en flexión del acero según reglamento AASTHO es: $f_b = 18,00 \text{ KSI} = 1\ 260,00 \text{ kg/cm}^2.$
- Predimensionamiento brida inferior y superior

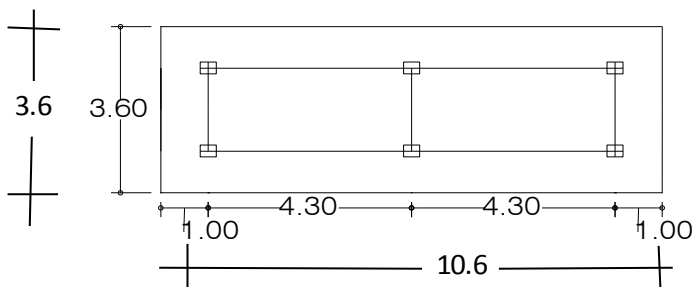
Análisis de cargas de servicio

TABLA 112: Analisis de cargas de servicio

DESCRIPCION	ESPESOR	P.E.	ANCHO	CARGA	UND
LOSA	0.2	2400	5.1	2448	kg/m
ASFALTO	0.05	2200	3.6	396	kg/m
BARANDA				100	kg/m
PARAPETO				900	kg/m
PEATONAL				540	kg/m
SOBRECARGA DE USO		970	3.6	3492	kg/m

FUENTE: Elaboracion propia

Analizando la sobrecarga vehicular



AREA DE INFLUENCIA	38.16 m ²
--------------------	----------------------

PESO DE VEHICULO	32.6586	tn
PESO DE VEH. X m2	0.855833333	tn/m2

De donde:

Carga muerta: LOSA+ASFALTO+BARANDA+PARAPETO

Carga viva: SOBRECARGA VEHICULAR + PEATONAL

$$qu = 1.4CM + 1.7CV$$

Cargas factorizadas

$$qu=12236\text{kg/m}$$

$$qu = CM + CV$$

Cargas no factorizadas

$$qu=7876\text{kg/m}$$

$$Mu = \frac{qu * L^2}{8} \quad Nu = \frac{Mu}{H(\text{altura})}$$

L=	42	m
H=	7	m
Mu=	2698.038	tn-m
Nu=	385.434	tn-m

Momentos maximos en cada tramo

$$Mu = \frac{qu * s^2}{12}$$

s=	3.5	m
----	-----	---

Mu=	12.490917	tn-m
Nu=	385.434	tn-m

Predimensionamiento de la brida inferior

Ya que se encuentra a tracción por lo tanto se debe cumplir que:

$$A = \frac{Pn}{\phi Fy}$$

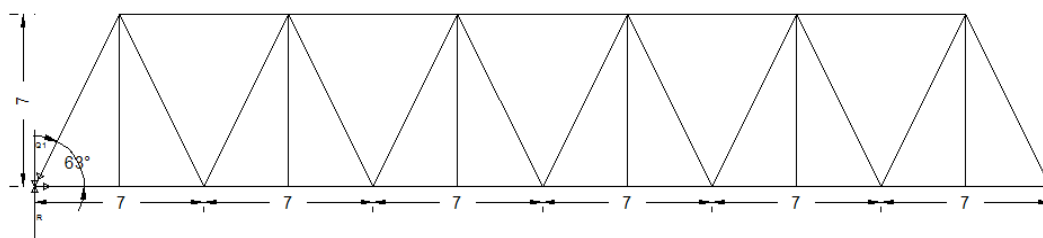
TABLA 113: Predimensionamiento de la brida inferior

Carga axial factorizada	Pn=	385.434	ton
Factor de reducción	Ø=	0.9	
Esfuerzo de fluencia	fy=	3515	kg/cm2
Área de acero requerido	A=	121.83784	cm2

FUENTE: *Elaboracion propia*

Eligiendo perfiles tipo W tanto para brida inferior y superior elegimos un perfil cuya área sea mayor a 121.83784 cm2 que sería un perfil W 14X74 con un área de 140.6449 cm2.

- Predimensionamiento de la diagonal externa



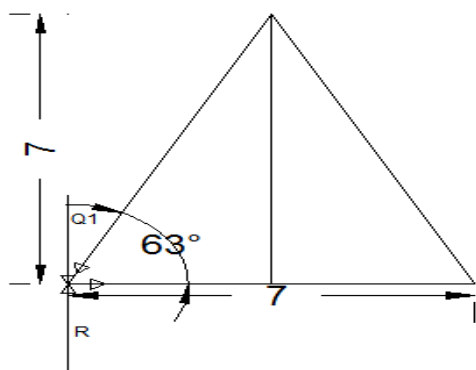


FIGURA 110: Configuración diagonal externa

FUENTE: *Elaboración propia*

Dónde:

$q_u =$	12236 kg/m
$L =$	42 m

Carga puntual equivalente en 42m.

$$Q = 513.912 \text{ tn}$$

Carga repartida en 12 nudos

$$Q = 2Q_1 + 11Q_2$$

$Q_1 =$	21.413
$Q_2 =$	42.826
$R =$	256.956

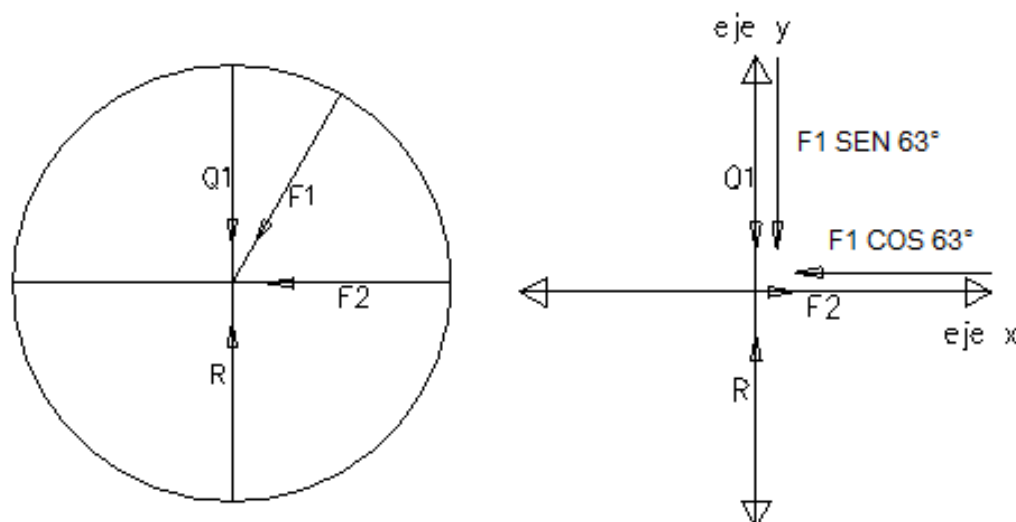


FIGURA 111: Diagrama de equilibrio en diagonal externa

FUENTE: *Elaboración propia*

Con las ecuaciones de equilibrio

En el eje x

$$F2 - F1 \cos 63^\circ = 0$$

En el eje Y

$$R - Q1 - F1 \sin 63^\circ = 0$$

Resolviendo

F1=	264.3557427
F2=	120.0143901

Por lo tanto para un F1 de 264.3557427 Ton de fuerza axial en compresión de las tablas entrando con 264.3557427 ton elegimos un perfil W14x74

- Pre dimensionamiento de las diagonales

$$A = \frac{Pn}{\phi Fy}$$

TABLA 114: Predimensionamiento diagonal externa

Carga axial factorizada	Pn=	42.826 ton
Factor de reducción	Ø=	0.9

Esfuerzo de fluencia	$f_y =$	3515	kg/cm ²
Área de acero requerido	$A =$	13.537538	cm ²

FUENTE: Elaboracion propia

Elegimos un perfil con área mayor a 13.54 cm² por lo tanto elegimos un perfil W 14x61.

Para el arriostramiento superior se probara con un perfil W12x30 esto en virtud de que se escoge con un peralte y peso menor.

De todo lo mencionado con respecto al predimensionamiento de la brida inferior y superior y la diagonal, que son los elementos sometidos a mayores fuerzas axiales de tracción y compresión de toda la estructura elegida, se nota que los perfiles que se adoptará está dentro de los perfiles W14 . Que son los perfiles que se elegirá para la estructura y que también se comprobara con el programa BRIDGE.

3.4.8 DETALLE DE LA SECCION TRANSVERSAL

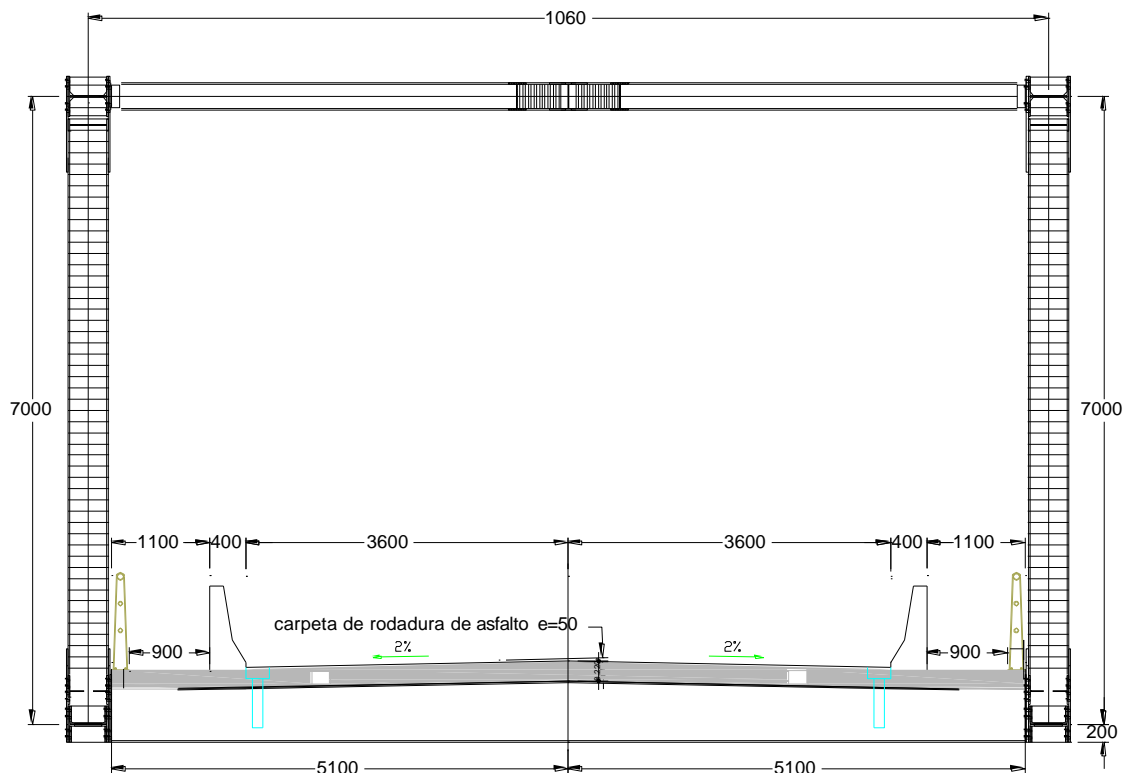


FIGURA 112: Detalle de sección transversal

FUENTE: Elaboración propia

3.4.9 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES UTILIZADOS

Propiedades del concreto de resistencia $F'c=280 \text{ kg/cm}^2$

Dónde:

Peso específico del concreto (γ_{concreto})= 2400 kg/m^3

Módulo de Elasticidad (E_c)= $275, 438.04 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson (U)= 0.2

$$E_c = 0.14 * (\gamma^{1.5}) * \sqrt{f'c} \dots\dots(\text{kg/cm}^2)$$

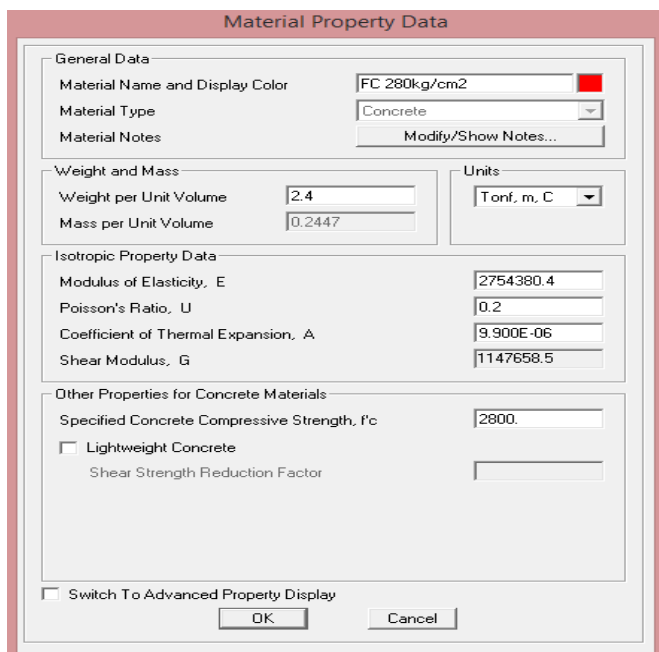


FIGURA 113: Propiedades del concreto

FUENTE: Elaboración propia

Propiedades del Acero Estructural ASTM572 G50

Dónde:

Peso específico del Acero (γ_{acero})= 7850 kg/m³

Módulo de Elasticidad (E_A)= 29,000.00 ksi =2 038,700.00 kg/cm²

Módulo de Poisson (U)= 0.3

Módulo de corte $G = \frac{E}{2.(1+u)} \dots \dots (\text{kg/cm}^2)$

FIGURA 114: Propiedades del acero

FUENTE: Elaboración propia

3.4.10 MODELADO EN SOFTWARE CSI BRIDGE v 15.2

Definición del eje longitudinal del puente

FIGURA 115: Eje longitudinal del puente

FUENTE: Elaboración propia

Definición de la sección transversal de la losa

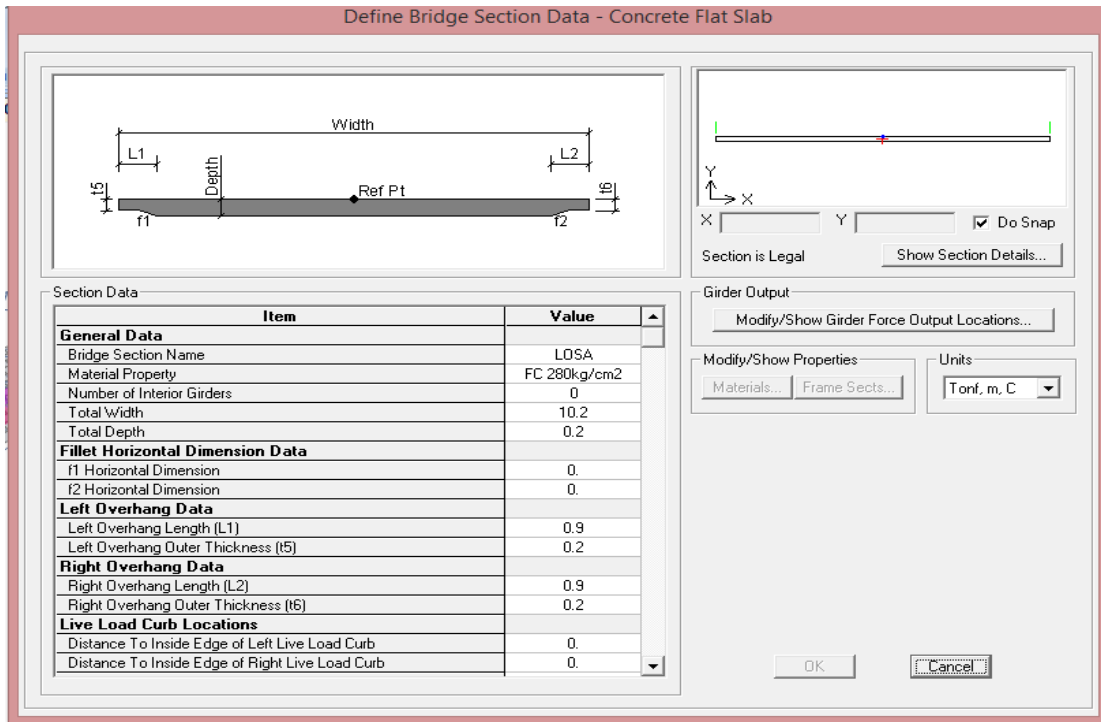


FIGURA 118: Sección transversal losa

FUENTE: Elaboración propia

Definición de los apoyos

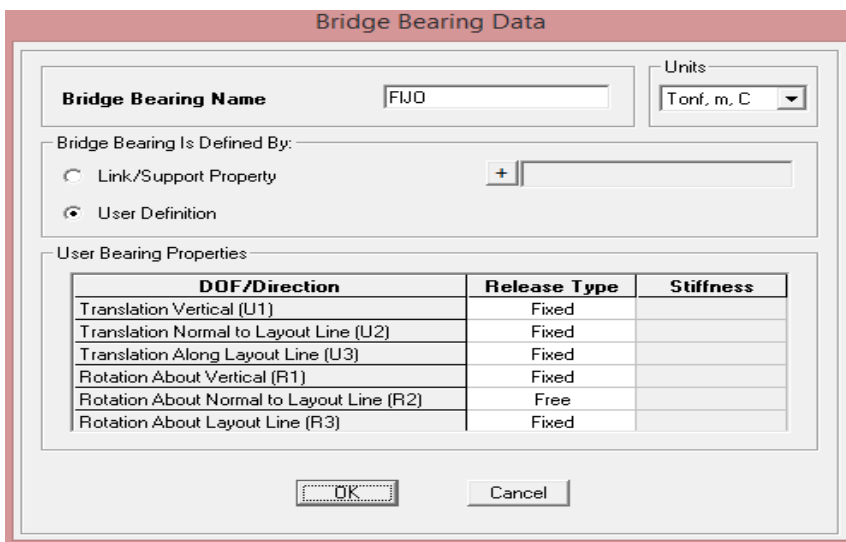


FIGURA 119: Apoyo fijo

FUENTE: Elaboración propia

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property +

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Fixed	

FIGURA 120: Apoyo móvil

FUENTE: Elaboración propia

Vehículo de diseño

Camión de diseño

General Vehicle Data

Vehicle name: Units:

Floating Axle Loads

Value Width Type Axle Width

For Lane Moments:

For Other Responses:

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports

Interior Vertical Support Forces

All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge:

Lane Interior Edge:

Length Effects

Axle:

Uniform:

Load Plan

Load Elevation

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	4.8262	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	4.8262	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.9524	Fixed Width	3.048	19.3049	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	19.3049	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.048	Two Points	1.8288

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

FIGURA 121: Camión de diseño

FUENTE: Elaboración propia

Tándem de diseño

General Vehicle Data

Vehicle name: Units:

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>
For Other Responses	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge:
 Lane Interior Edge:

Length Effects

Axle:
 Uniform:

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0819	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0819	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0819	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0819	Two Points	1.8288

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

FIGURA 122: Tandem de diseño

FUENTE: Elaboración propia

Patrones de carga

Define Load Patterns

Load Patterns

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	DEAD	1	
DEAD	DEAD	1	
ASFALTO	WEARING SURFACE	0	
PEATONAL	PEDESTRIAN LL	0	
VIENTO	WIND	0	None
FRENADO	BRAKING	0	
BARANDA-PARAPETO	WEARING SURFACE	0	

FIGURA 123: Patrones de carga

FUENTE: Elaboración propia

Espectro de diseño

Coefficiente de aceleración

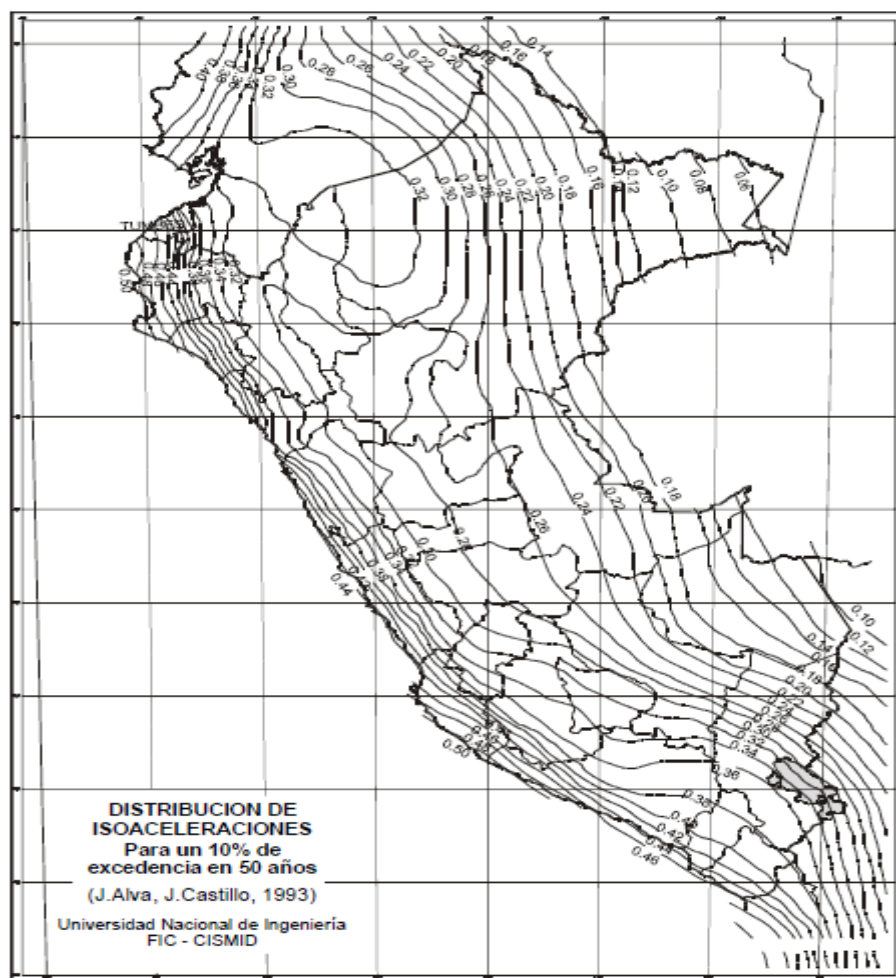


FIGURA 124: Distribución de isoaceleraciones

FUENTE: Manual de Diseño de puentes MTC 2003

De la figura de distribución de isoaceleraciones $A = 0.34$

Coefficiente de sitio

TABLA 115: Factor de suelo s

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	FACTOR DE SUELO
TIPO	S
PERFIL I	1.00
PERFIL II	1.20
PERFIL III	1.50
PERFIL IV	2.00

FUENTE: Manual de Diseño de puentes MTC 2003

De acuerdo al estudio geotécnico se ha clasificado el perfil de suelo como tipo II correspondiendo un coeficiente de sitio de:

$$S=1.2$$

Categorización de la estructura

TABLA 116: Categorías de importancia para puentes

CATEGORIAS DE IMPORTANCIA	DESCRIPCION
1.-Puentes críticos	Deben permanecer operativos luego de la ocurrencia de un gran sismo que supere al sismo de diseño, y permitir en forma inmediata el paso de vehículos de emergencia y de seguridad o defensa.
2.-Puentes esenciales	Deben quedar en condiciones operativas después de la ocurrencia del sismo de diseño, a fin de permitir el paso de vehículos de emergencia y de seguridad o defensa.
3.-Otros puentes	Pueden ser cerrados para reparación.

FUENTE: Manual de Diseño de puentes MTC 2003

De acuerdo a la importancia el puente será clasificado como puente esencial.

Factor de modificación de respuesta R

TABLA 117: Factor de modificación de respuesta para subestructuras R

SUB ESTRUCTURA		R		
		CRITICO	ESCENCIAL	OTROS
Pilar tipo muro	1.-Pilar tipo muro	1.5	1.5	2
Pilote de concreto reforzado	2.-Únicamente pilotes verticales	1.5	2	3
	3.-Uno o más pilotes inclinados	1.5	1.5	2
Columnas individuales	4.-Columnas individuales	1.5	2	2
Pilotes de acero o acero compuesto con concreto:	5.-Únicamente pilotes verticales	1.5	3.5	5
	6.-Uno o más pilotes inclinados	1.5	2	2
Columnas múltiples	7.-Columnas múltiples	1.5	3.5	5

FUENTE: Manual de Diseño de puentes MTC 2003

El coeficiente de respuesta sísmica elástica C_{sm} ,

$$C_{sm} = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \leq 2.5 \cdot A$$

TABLA 118: Espectro de diseño

RESPUESTA SISMICA		
T (seg.)	C_{sm}	C_{sm}'
0.10	0.8500	0.0866
0.20	0.8500	0.0866
0.30	0.8500	0.0866
0.40	0.8500	0.0866
0.50	0.7772	0.0792
0.60	0.6882	0.0702
0.70	0.6210	0.0633
0.80	0.5681	0.0579
0.90	0.5252	0.0535
1.00	0.4896	0.0499
1.10	0.4595	0.0468
1.20	0.4336	0.0442
1.30	0.4110	0.0419
1.40	0.3912	0.0399
1.50	0.3736	0.0381
1.60	0.3579	0.0365
1.70	0.3437	0.0350
1.80	0.3309	0.0337
1.90	0.3192	0.0325
2.00	0.3084	0.0314
2.10	0.2986	0.0304
2.20	0.2894	0.0295
2.30	0.2810	0.0286
2.40	0.2731	0.0278
2.50	0.2658	0.0271

2.60	0.2589	0.0264
2.70	0.2525	0.0257
2.80	0.2465	0.0251
2.90	0.2408	0.0245
3.00	0.2354	0.0240
3.10	0.2303	0.0235
3.20	0.2255	0.0230
3.30	0.2209	0.0225
3.40	0.2165	0.0221
3.50	0.2124	0.0217
3.60	0.2084	0.0212
3.70	0.2047	0.0209
3.80	0.2011	0.0205
3.90	0.1976	0.0201
4.00	0.1943	0.0198
4.10	0.1911	0.0195
4.20	0.1881	0.0192
4.30	0.1852	0.0189
4.40	0.1823	0.0186
4.50	0.1796	0.0183
4.60	0.1770	0.0180
4.70	0.1745	0.0178
4.80	0.1721	0.0175
4.90	0.1697	0.0173
5.00	0.1674	0.0171
5.10	0.1652	0.0168
5.20	0.1631	0.0166
5.30	0.1611	0.0164
5.40	0.1591	0.0162
5.50	0.1571	0.0160
5.60	0.1553	0.0158
5.70	0.1534	0.0156
5.80	0.1517	0.0155

5.90	0.1499	0.0153
6.00	0.1483	0.0151
6.10	0.1467	0.0149
6.20	0.1451	0.0148
6.30	0.1435	0.0146
6.40	0.1420	0.0145
6.50	0.1406	0.0143
6.60	0.1391	0.0142
6.70	0.1378	0.0140
6.80	0.1364	0.0139
6.90	0.1351	0.0138
7.00	0.1338	0.0136
7.10	0.1325	0.0135
7.20	0.1313	0.0134
7.30	0.1301	0.0133
7.40	0.1289	0.0131
7.50	0.1278	0.0130
7.60	0.1267	0.0129
7.70	0.1256	0.0128
7.80	0.1245	0.0127
7.90	0.1234	0.0126
8.00	0.1224	0.0125
8.10	0.1214	0.0124
8.20	0.1204	0.0123
8.30	0.1194	0.0122
8.40	0.1185	0.0121
8.50	0.1176	0.0120
8.60	0.1166	0.0119
8.70	0.1157	0.0118
8.80	0.1149	0.0117
8.90	0.1140	0.0116
9.00	0.1132	0.0115
9.10	0.1123	0.0115

9.20	0.1115	0.0114
9.30	0.1107	0.0113
9.40	0.1099	0.0112
9.50	0.1092	0.0111
9.60	0.1084	0.0110
9.70	0.1076	0.0110
9.80	0.1069	0.0109
9.90	0.1062	0.0108
10.00	0.1055	0.0108

FUENTE: Elaboracion propia

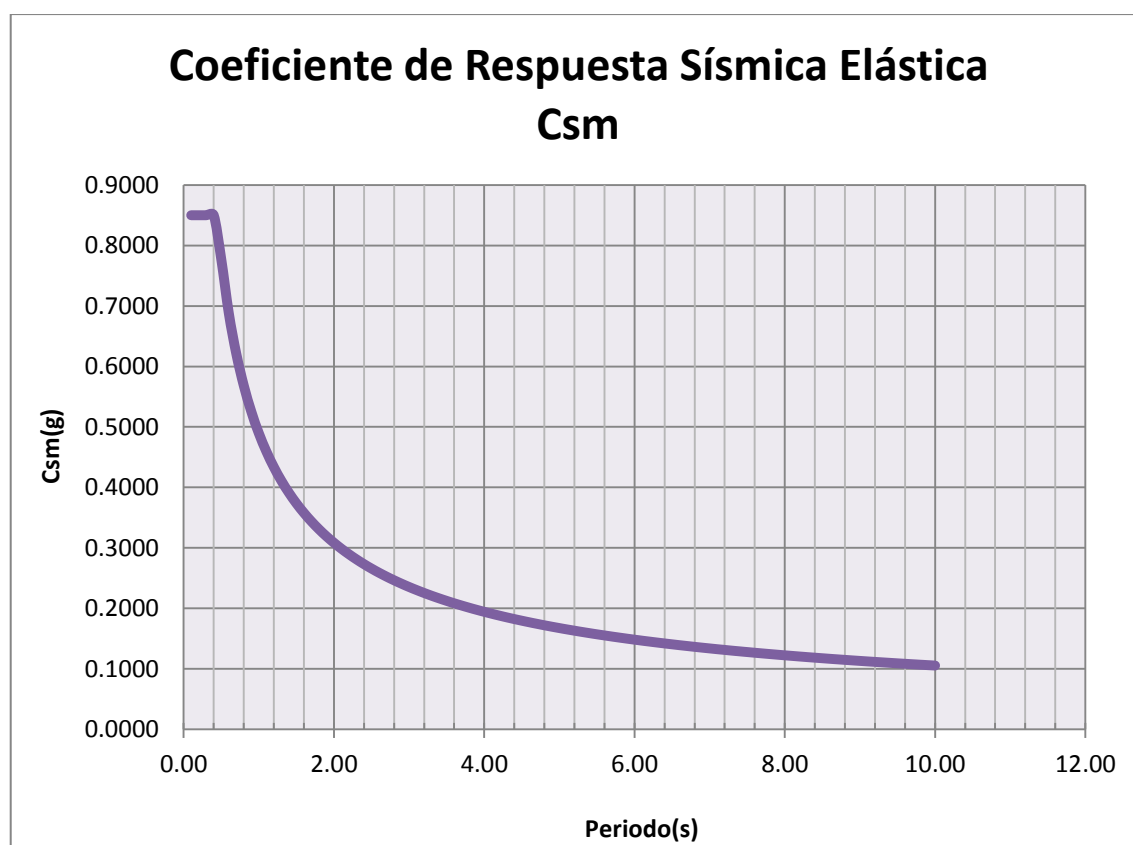


FIGURA 125: Espectro de diseño

FUENTE: Elaboracion propia

Combinación de solicitaciones sísmicas

Sismo longitudinal Qx

Sismo transversal Qy

Caso 1 100%Qx+30% Qy

Caso 2 100%Qy+30% Qy

VISTA EN 3D DE LA SUPERESTRUCTURA.

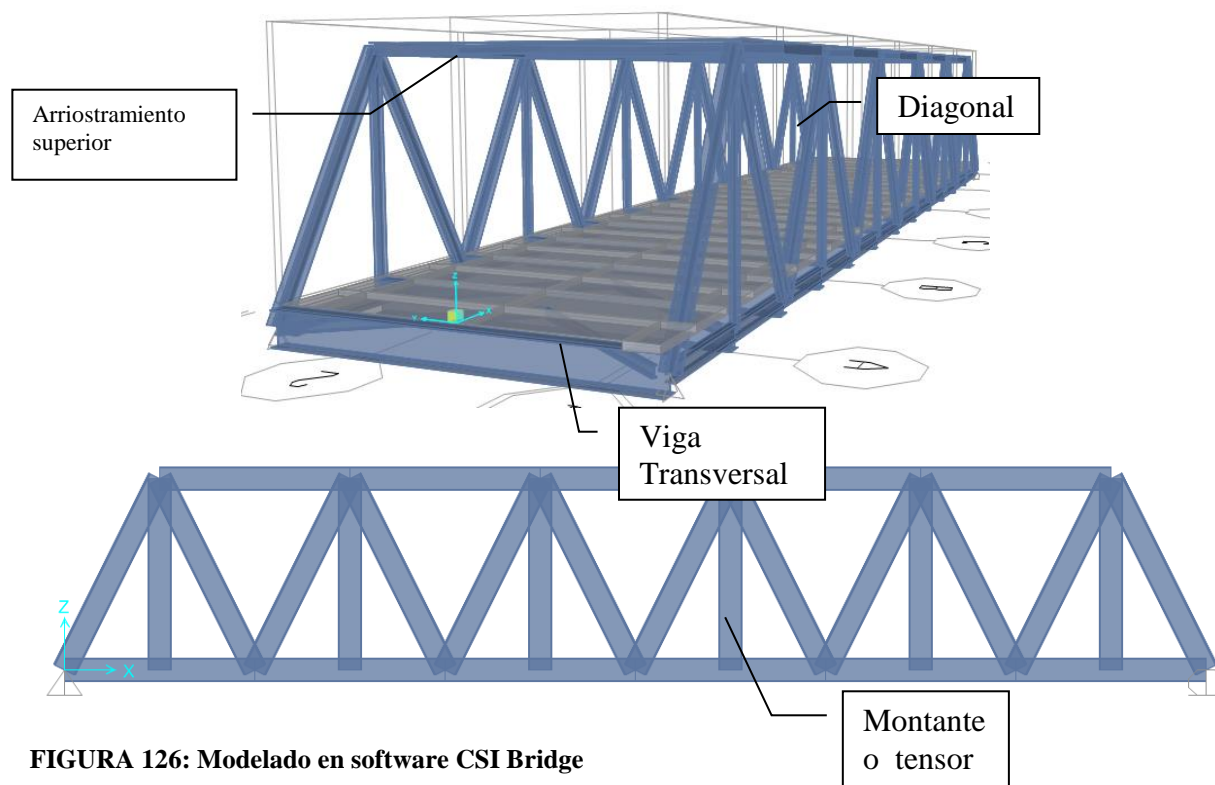


FIGURA 126: Modelado en software CSI Bridge

FUENTE: Elaboración propia

ASIGNACION DE CARGAS.

Carga de asfalto

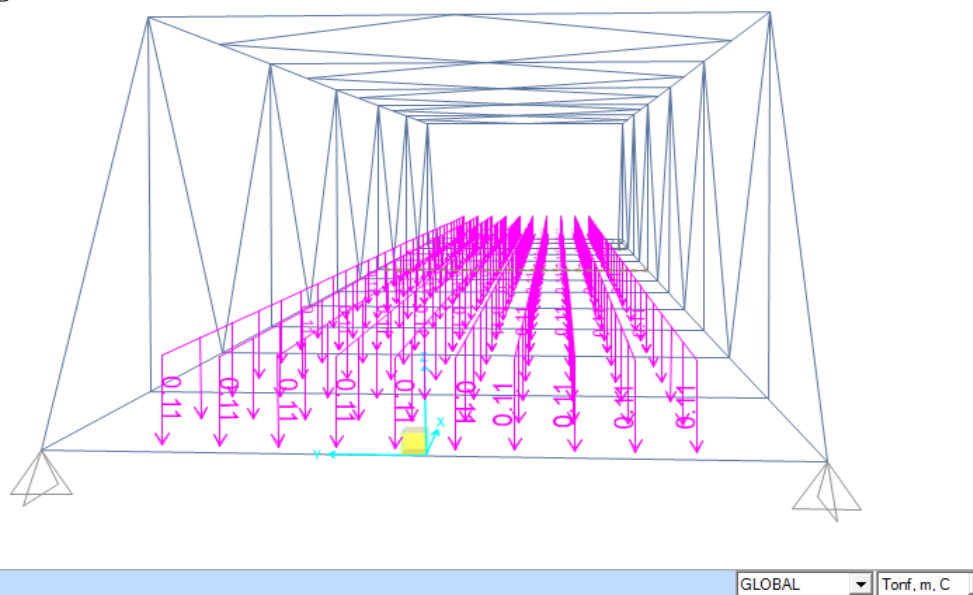


FIGURA 127: Carga de asfalto

FUENTE: Elaboración propia

Verificación de cargas aplicas

$$\text{Carga por asfalto} = (\gamma_{\text{asfalto}})(\text{espesor de asfalto})$$

$$\text{Carga por asfalto} = (2200 \text{ kg/m}^3)(0.05 \text{ m})$$

$$\text{Carga por asfalto} = 0.11 \text{ tn/m}^2$$

Carga de barandas y parapetos

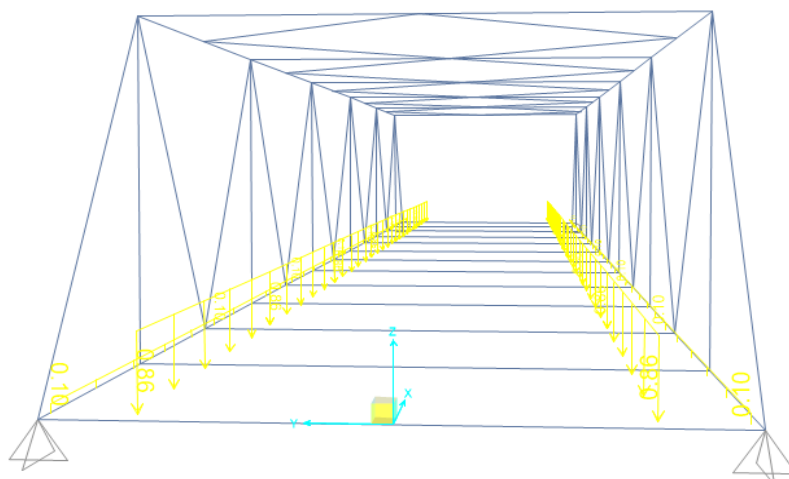


FIGURA 128: Carga de barandas y parapetos

FUENTE: Elaboración propia

Verificación de cargas aplicas

$$\text{Carga por parapeto} = (\gamma_{\text{concreto}})(\text{area del parapeto})$$

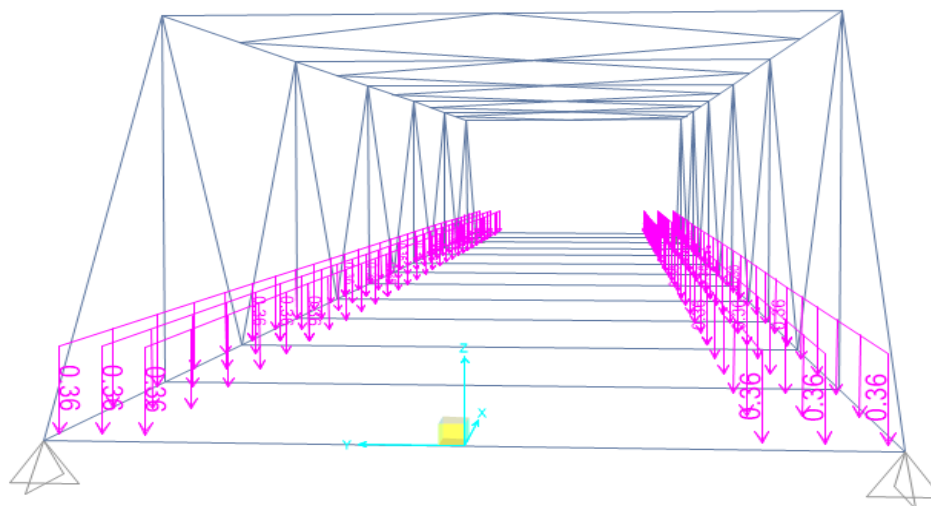
$$\text{Carga por parapeto} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0.36 \text{ m}^2)$$

$$\text{Carga por parapeto} = 0.864 \text{ tn/m}$$

$$\text{Carga por asfalto} = (\gamma_{\text{baranda}})$$

$$\text{Carga por baranda} = (0.1 \text{ tn/m})$$

Carga peatonal



GLOBAL Tonf, m, C

FIGURA 129: Carga peatonal

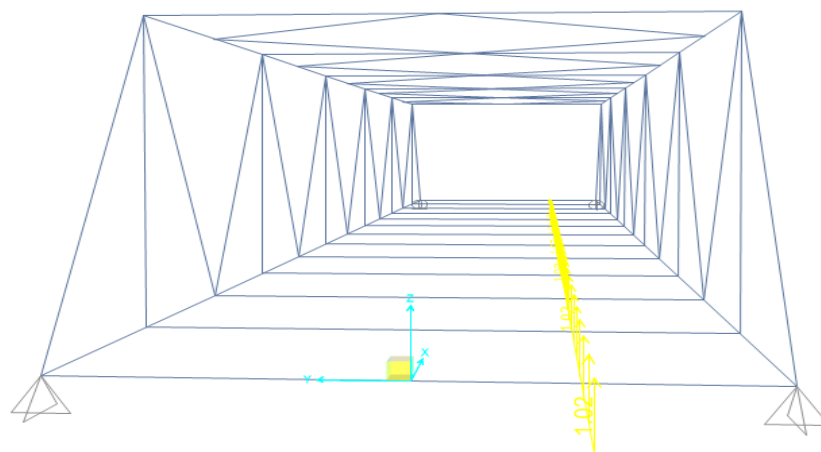
FUENTE: Elaboración propia

Carga peatonal = (sobrecarga peatonal)

Carga peatonal = (0.36tn/m²)

Carga viento

Viento vertical



GLOBAL Tonf, m, C

FIGURA 130: Viento vertical

FUENTE: Elaboración propia

Verificación de cargas aplicas

De acuerdo al manual de diseño de puentes se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 0,96 N/m² (100kgf/m²) por el ancho del tablero, incluyendo los

parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza se deberá aplicar sólo para los estados límites que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales.

$$\text{Viento vertical} = (100\text{kgf/m}^2)(\text{ancho del tablero})$$

$$\text{Viento vertical} = (100\text{kgf/m}^2)(10.2\text{m})$$

$$\text{Viento vertical} = 1.02\text{tn/m}$$

Presiones horizontales

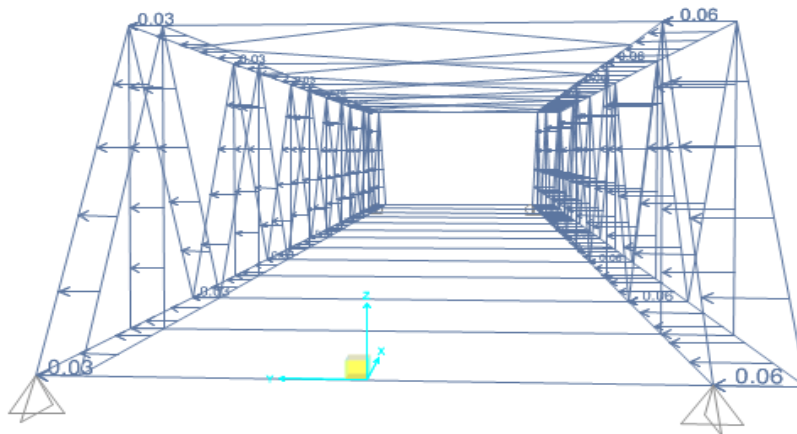


FIGURA 131: Presiones horizontales

FUENTE: Elaboración propia

Verificación de cargas aplicas

TABLA 119: Presiones básicas correspondientes a una velocidad de 100 km/h

Componente Estructural	Presión por Barlovento (kN/m ²)	Presión por Sotavento (kN/m ²)
Armaduras, Columnas y Arcos	1.5	0.75
Vigas	1.5	NA
Superficies de pisos largos	1.2	NA

FUENTE: Manual de Diseño de puentes MTC 2003

En barlovento

Presion por barlovento = $(0.153\text{tn}/\text{m}^2)(H \text{ del elemento})$

Presion por barlovento = $(0.153\text{tn}/\text{m}^2)(0.4\text{m})$

Presion por barlovento = $0.0612\text{tn}/\text{m}$

En sotavento

Presion por sotavento = $(0.153\text{tn}/\text{m}^2)(H \text{ del elemento})$

Presion por sotavento = $(0.0765\text{tn}/\text{m}^2)(0.4\text{m})$

Presion por sotavento = $0.0306\text{tn}/\text{m}$

Fuerza de frenado

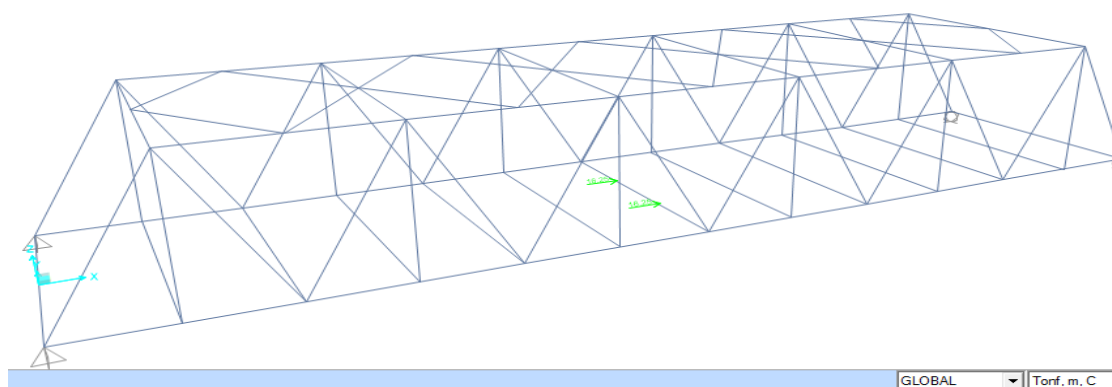


FIGURA 132: Fuerza de frenado

FUENTE: Elaboración propia

De acuerdo al manual de diseño de puentes las fuerzas de frenado se supondrán iguales a 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones o tandems de diseño correspondientes a las vías con el mismo sentido de tráfico

DEFLEXION POR SOBRECARGA MOVIL

Para el caso de armaduras metálicas, existe una deflexión máxima por sobrecarga móvil de acuerdo al manual de diseño de puentes, dicha deflexión está dada por $L / 800 = 5.25\text{cm}$.

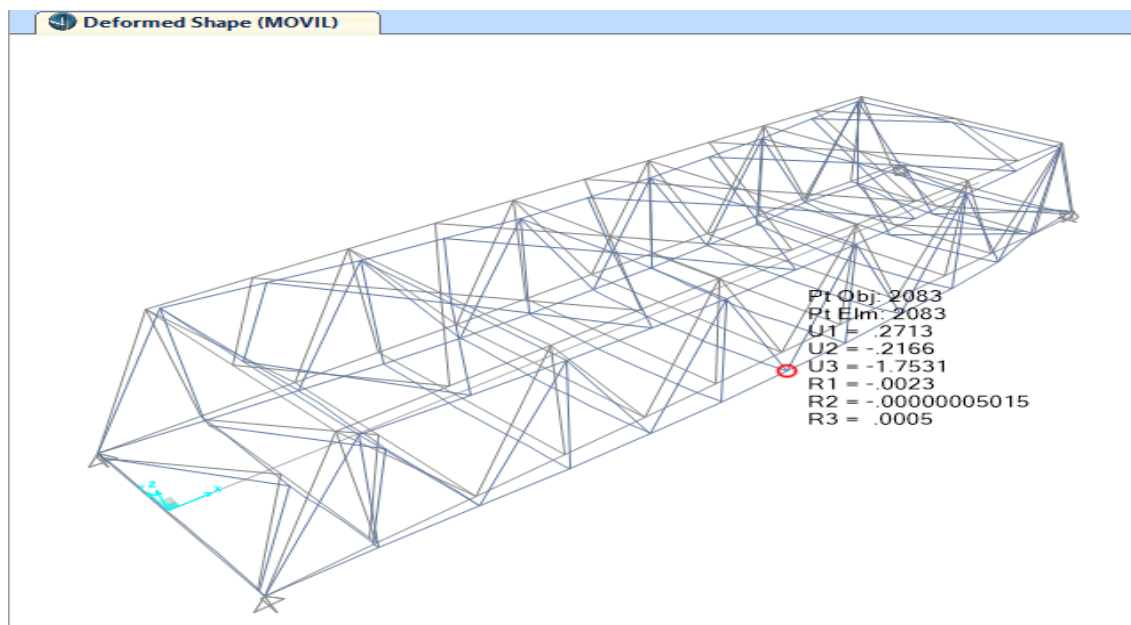


FIGURA 133: Deflexión por sobrecarga vehicular HL-93

FUENTE: Elaboración propia

VERIFICACION DE FUERZAS AXIALES.

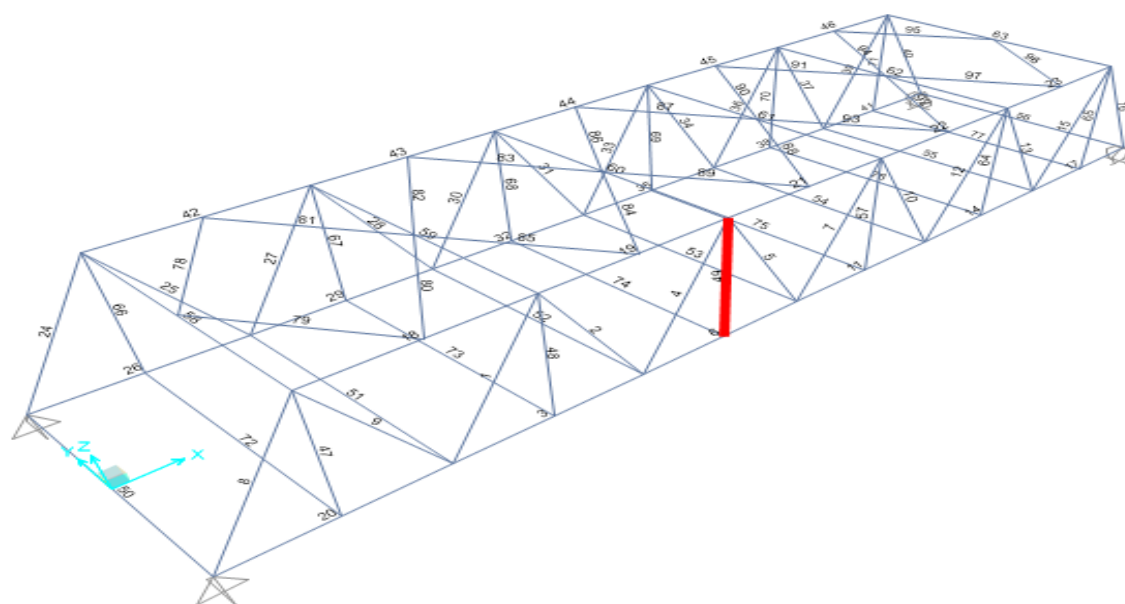


FIGURA 134: Vista en 3d modelamiento

FUENTE: Elaboración propia

Tomaremos como elemento de control la montante 49

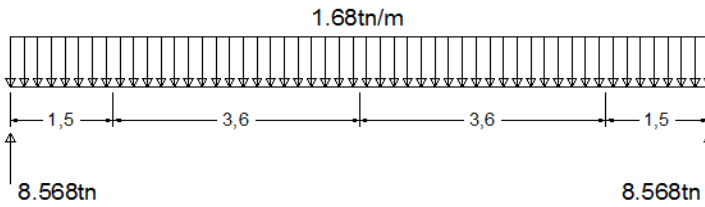
Para carga por peso propio

Losa de concreto

$$\text{Carga por losa de concreto} = (\gamma_{\text{concreto}})(\text{espesor de losa})(\text{area tributaria})$$

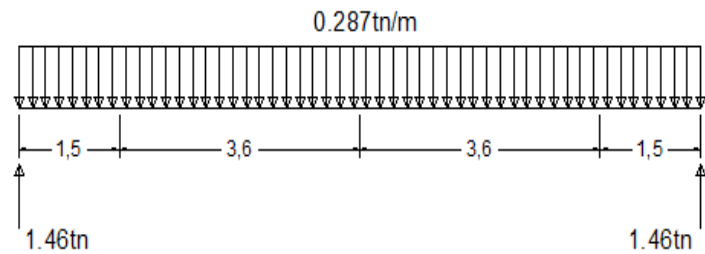
Carga por losa de concreto = (2400 kg/m³)(0.2 m)(3.5 m)

Carga por losa de concreto = (1680 kg/m)



Viga de piso

peso de viga = 0.287 tn/m



Fuerza axial en montante:

F_m = 8.568 tn + 1.46 tn

F_m = 10.03tn (por peso propio)

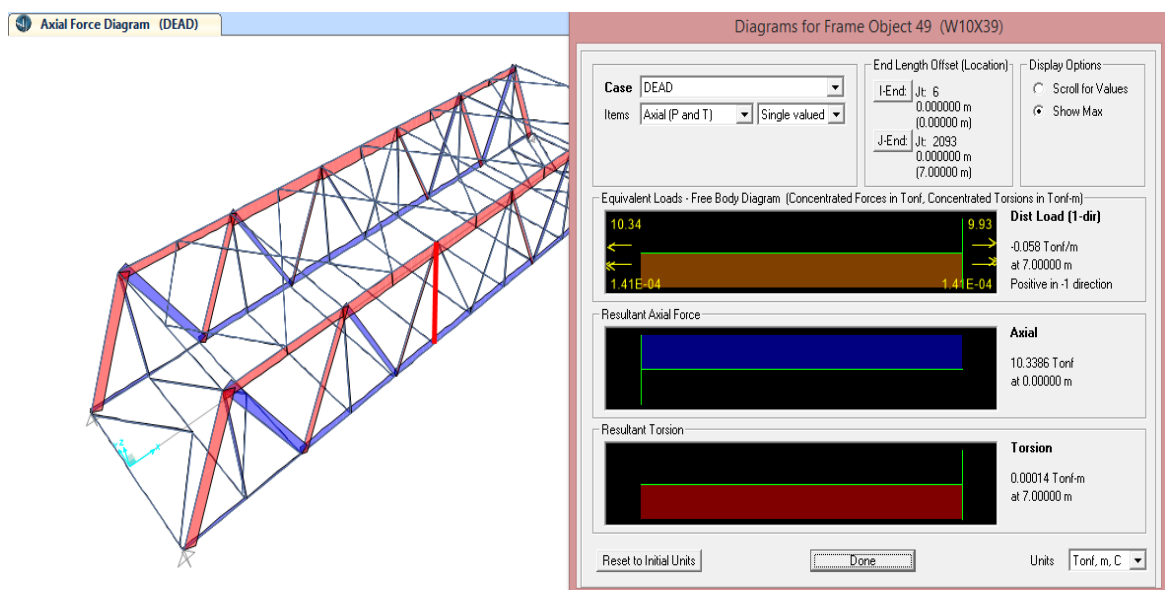


FIGURA 135: Verificación de resultados carga por peso propio elemento montante 49

FUENTE: Elaboración propia

Para carga por asfalto

$$\text{Carga por asfalto} = (\gamma_{\text{asfalto}})(\text{espesor de asfalto})(\text{area tributaria})$$

$$\text{Carga por asfalto} = (2200 \text{ kg/m}^3)(0.05 \text{ m})(3.50 \text{ m})$$

$$\text{Carga por asfalto} = (0.385 \text{ tn/m})$$

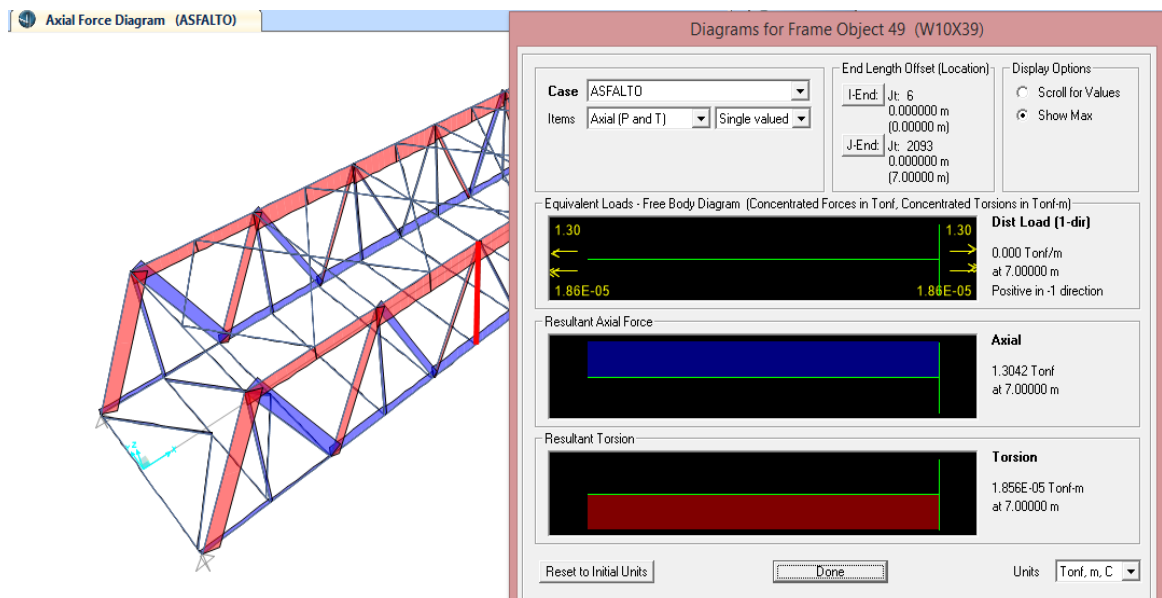
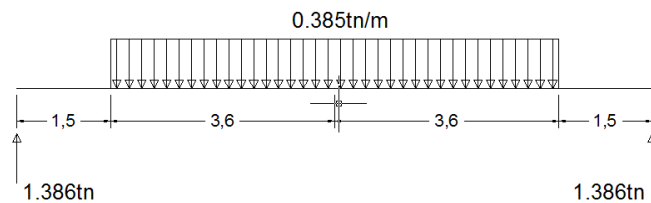


FIGURA 136: Verificación de resultados carga por peso asfalto elemento montante 49

FUENTE: Elaboración propia

Para carga por baranda y parapetos

$$\text{Carga por baranda} = (\text{peso por metro lineal})(\text{area tributaria})$$

$$\text{Carga por baranda} = (100 \text{ kg/m})(3.5 \text{ m})$$

$$\text{Carga por baranda} = (0.35 \text{ tn})$$

$$\text{Carga por parapeto} = (\text{peso por metro lineal})(\text{area tributaria})$$

$$\text{Carga por parapeto} = (0.864 \text{ tn/m})(3.5 \text{ m})$$

$$\text{Carga por parapeto} = (3.024 \text{ tn})$$

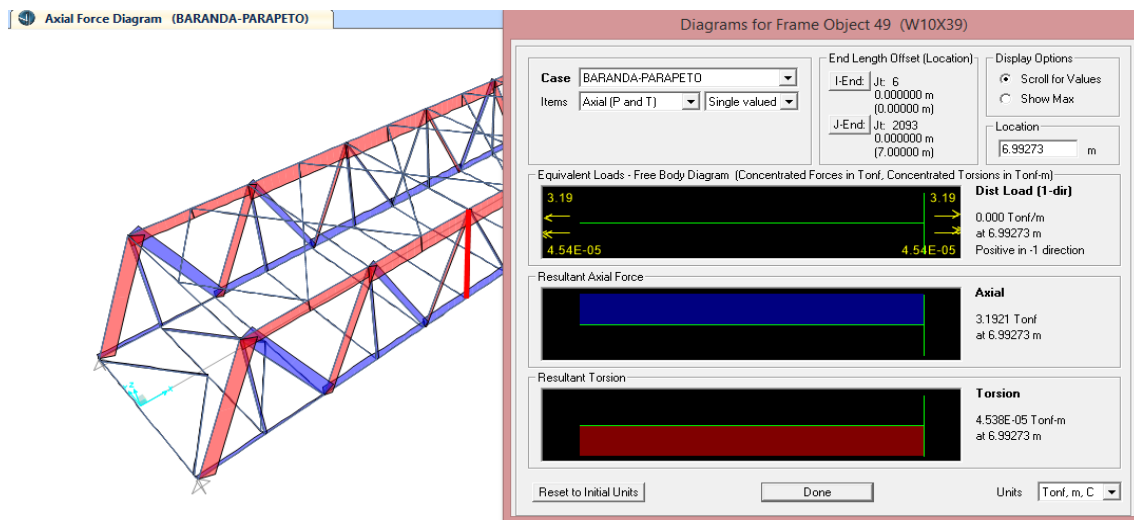
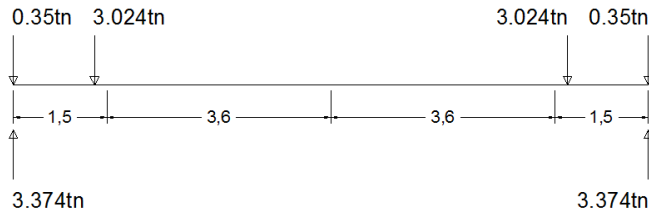


FIGURA 137: Verificación de resultados carga por baranda y parapetos elemento montante 49

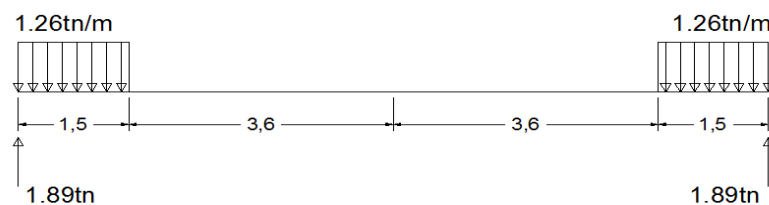
FUENTE: Elaboración propia

Para carga por carga peatonal

$$\text{Carga por sobrecarga peatonal} = (\text{sobrecarga peatonal})(\text{area tributaria})$$

$$\text{Carga por sobrecarga peatonal} = (0.36 \text{ tn/m}^2)(3.50 \text{ m})$$

$$\text{Carga por sobrecarga peatonal} = (1.26 \text{ tn/m})$$



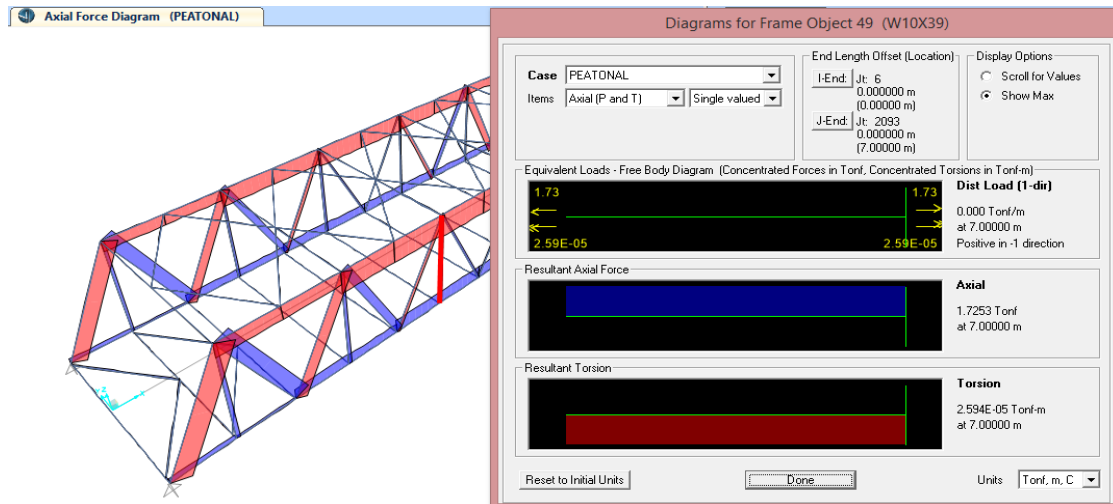


FIGURA 138: Verificación de resultados carga por peatonal elemento montante 49

FUENTE: Elaboración propia

Para carga por sobrecarga vehicular

Ubicación de la carga unitaria en la viga transversal

Generamos las líneas de influencia para un elemento ubicando la carga unitaria dentro de los carriles de diseño, transmitiendo a la armadura plana una parte de la carga unitaria que se sería igual a la R2, esta sería la carga aplicada ala montante 49 el resto de la carga sería soportada por la montante paralela a esta.

La ubicación crítica de la carga unitaria para la generación de líneas de influencia es:

- carril 02 al borde derecho menos 0.3 considerado en el manual de diseño de puentes y menos 0.9 para ubicar la carga unitaria al centro del vehículo en dirección transversal.
- Carril 01 al centro del eje de la vía menos 0.6 que se detallara mas adelante

CARRIL 02

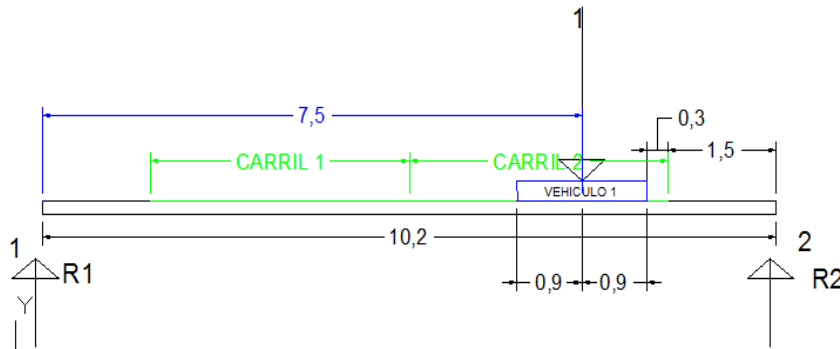


FIGURA 139: Configuración de cargas para determinar líneas de influencia carril 2

FUENTE: Elaboración propia

$$\Sigma M1 = 0$$

$$R2 * 10.2 - 1 * 7.5 = 0$$

$$R2 = 0.74$$

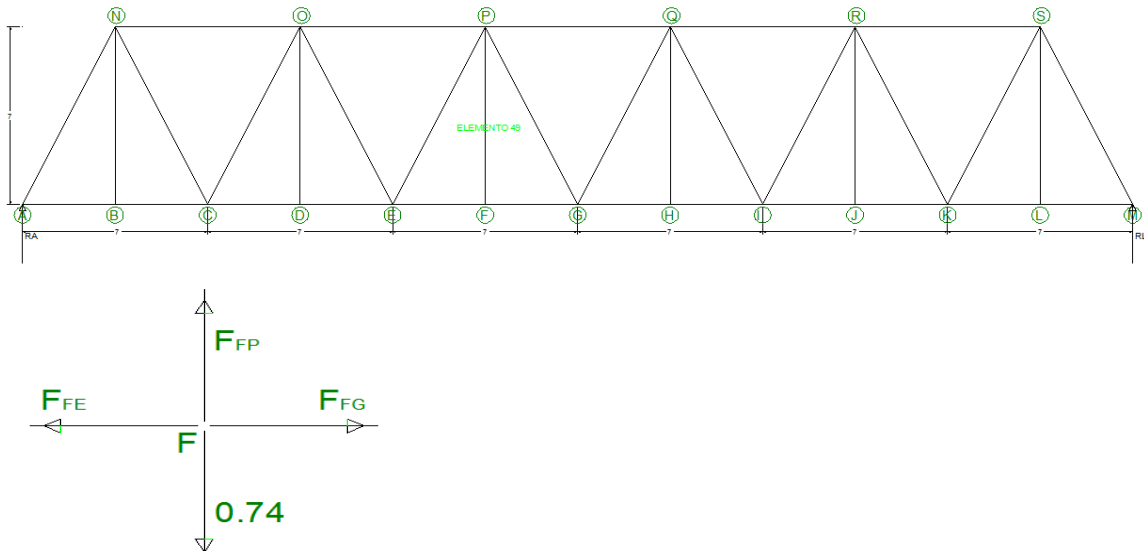


FIGURA 140: cargas nudo F

FUENTE: Elaboración propia

Se ve aquí que en el miembro FP (montante 49) es un miembro de fuerza 0 a menos que se la carga de 0.74 sea aplicada directamente en el nudo F.

De lo que se deduce:

X	F _{FP}
A	0
B	0
C	0
D	0
E	0
F	0.74
G	0

H	0
I	0
J	0
K	0
L	0
M	0

Trazando los datos y conectando los puntos se obtiene la línea influencia del miembro FP (montante 49) para el carril 2 en el punto más crítico.

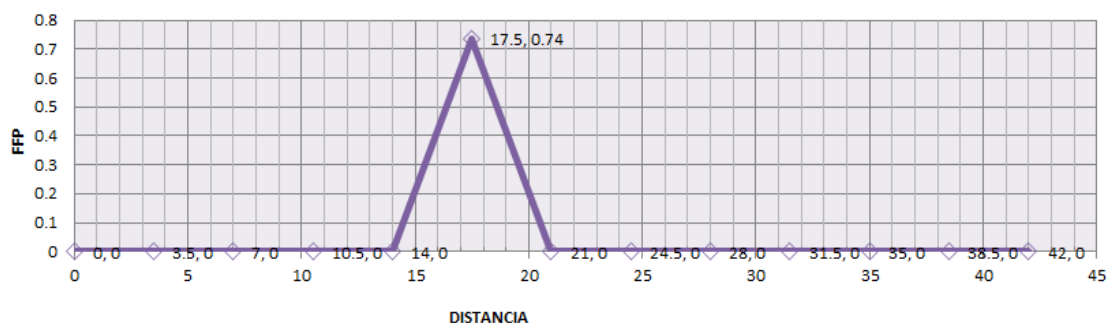


FIGURA 141: Línea de influencia montante 49 carril 2

FUENTE: Elaboración propia

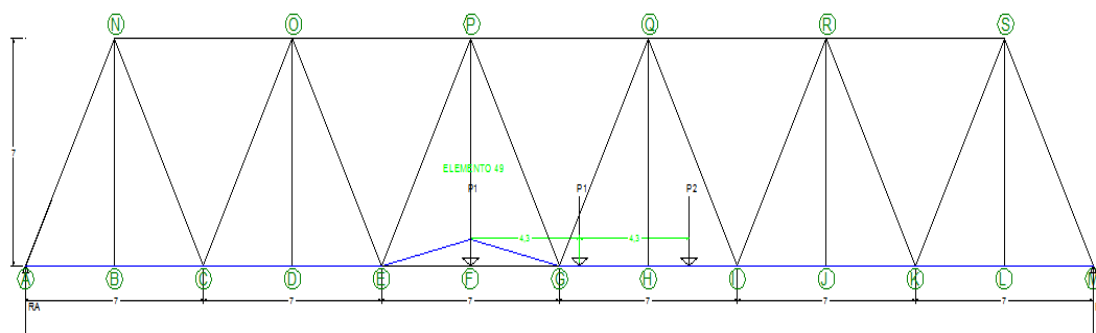


FIGURA 142: Fuerza desarrollada en la montante 49

FUENTE: Elaboración propia

$$P1 = 19.30 \text{ T (incluye amplificación IM 33\%)}$$

$$P2 = 4.83\text{T (incluye amplificación IM 33\%)}$$

$$S/C \text{ carril} = 0.95 \text{ T/m}$$

$$\text{Area bajo la línea de influencia} = 2.57$$

Un carril cargado

$$LL + IM (HL - 93K) = 1.20((0.74 \times 19.30 + 0 \times 19.30 + 0 \times 4.83) + \left(\frac{0.95 \times 0.74 \times 7}{2}\right))$$

$$LL + IM (HL - 93K) = 1.20 (16.65)$$

$$LL + IM (HL - 93K) = 19.97 \text{ Tn}$$

CARRIL 01

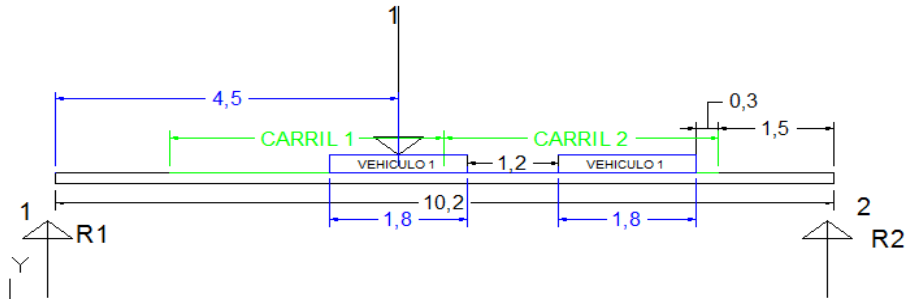


FIGURA 143: Configuración de cargas para determinar líneas de influencia carril 1

FUENTE: Elaboración propia

$$\Sigma M1 = 0$$

$$R2 * 10.2 - 1 * 4.5 = 0$$

$$R2 = 0.44$$

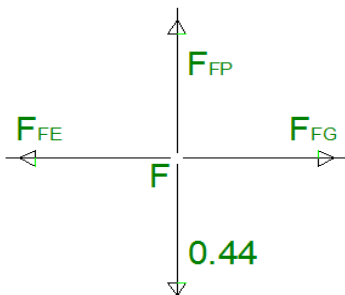
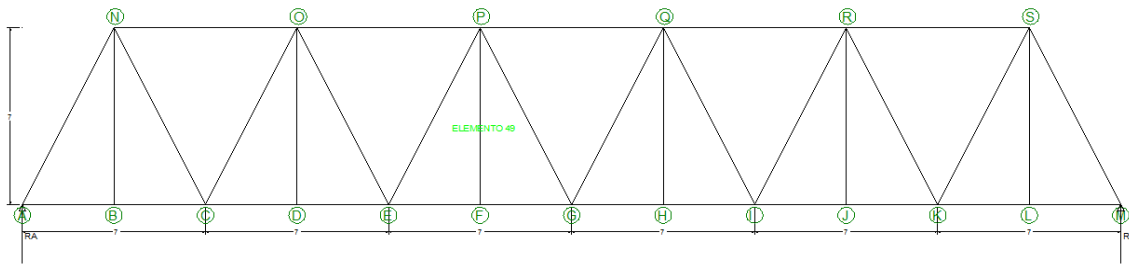


FIGURA 144: Cargas el nudo F

FUENTE: Elaboración propia

Se ve aquí que en el miembro FP (montante 49) es un miembro de fuerza 0 a menos que se la carga de 0.44 sea aplicada directamente en el nudo F.

De lo que se deduce:

X	F _{FP}
A	0

B	0
C	0
D	0
E	0
F	0.44
G	0
H	0
I	0
J	0
K	0
L	0
M	0

Trazando los datos y conectando los puntos se obtiene la línea influencia del miembro FP (montante 49) para el carril 1 en el punto más crítico.

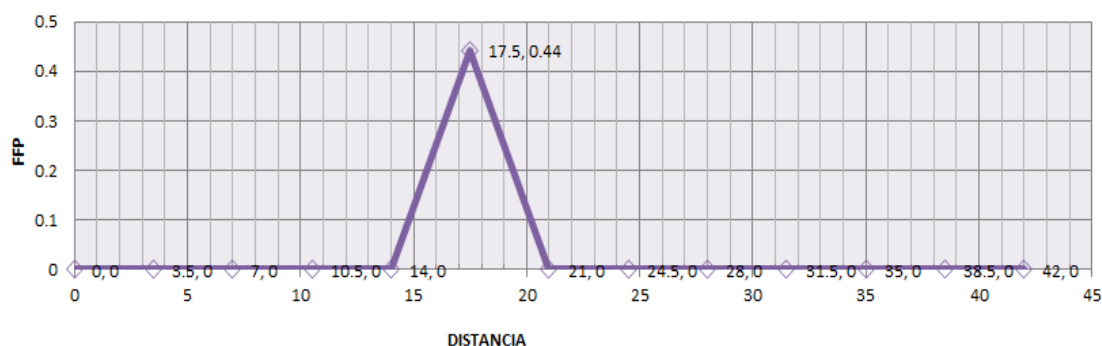


FIGURA 145: Línea de influencia montante 49 carril 1

FUENTE: Elaboración propia

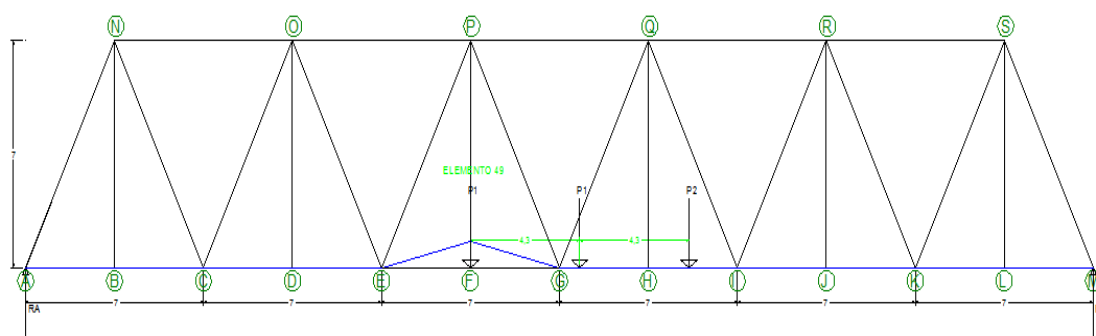


FIGURA 146: Fuerza desarrollada en la montante 49

FUENTE: Elaboración propia

$P1 = 19.30 \text{ T}$ (incluye amplificación IM 33%)

$P2 = 4.83 \text{ T}$ (incluye amplificación IM 33%)

$S/C \text{ carril} = 0.95 \text{ T/m}$

Area bajo la linea de influencia = 1.54

Un carril cargado

$$LL + IM (HL - 93K) = 1.20((0.44 \times 19.30 + 0 \times 19.30 + 0 \times 4.83) + \left(\frac{0.95 \times 0.44 \times 7}{2}\right))$$

$$LL + IM (HL - 93K) = 1.20 (9.987)$$

$$LL + IM (HL - 93K) = 11.98 \text{ Tn}$$

2 carriles cargados

Carril 02

$$LL + IM (HL - 93K) = 1.0((0.74 \times 19.30 + 0 \times 19.30 + 0 \times 4.83) + \left(\frac{0.95 \times 0.74 \times 7}{2}\right))$$

$$LL + IM (HL - 93K) = 1.0 (16.65)$$

$$LL + IM (HL - 93K) = 16.65 \text{ Tn}$$

Carril 01

$$LL + IM (HL - 93K) = 1.0((0.44 \times 19.30 + 0 \times 19.30 + 0 \times 4.83) + \left(\frac{0.95 \times 0.44 \times 7}{2}\right))$$

$$LL + IM (HL - 93K) = 1.0 (9.987)$$

$$LL + IM (HL - 93K) = 9.987 \text{ Tn}$$

Carril 01 + carril 02

$$\text{carril 01} + \text{carril 02} = 26.63 \text{ Tn}$$

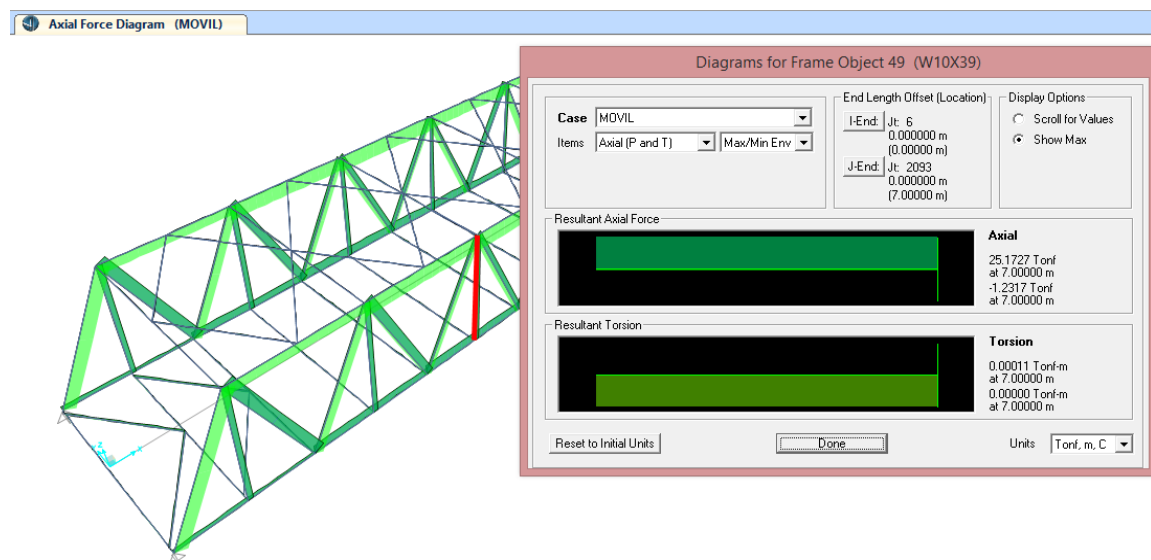


FIGURA 147: Verificación de resultados carga vehicular HL-93 elemento montante 49

FUENTE: Elaboración propia

Resultados línea de influencia en el programa bridge montante 49

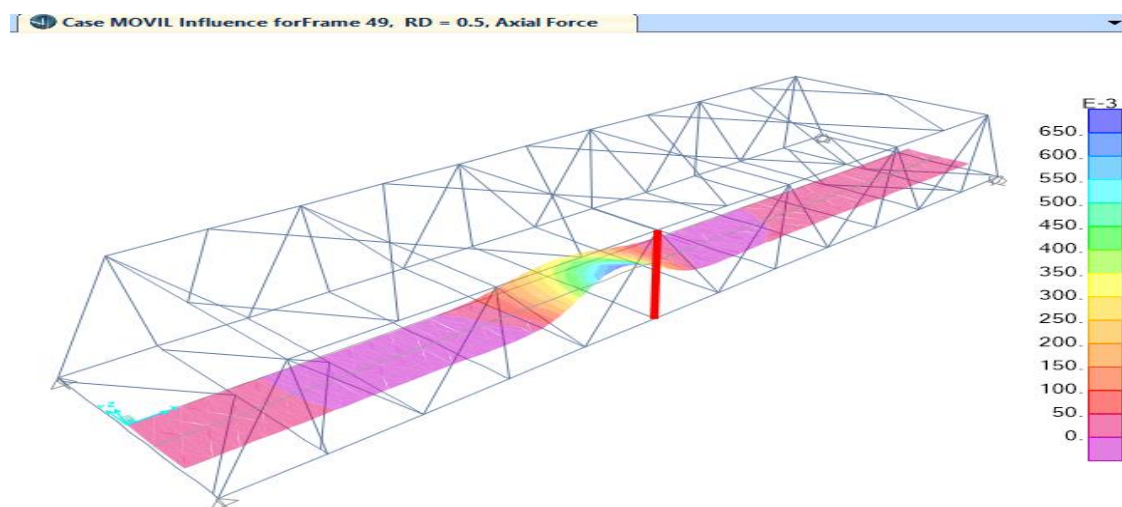


FIGURA 148: Grafica líneas de influencia montante 49

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 120: Resumen de cargas axiales en la montante 49

CARGAS	Fuerza Axial	Fuerza Axial en
	calculadas	BRIDGE
	ton	ton
peso propio (DC)	10.03	10.3
asfalto (DW)	1.39	1.30
Baranda + parapeto (DW)	3.37	3.19
sobrecarga peatonal (PL)	1.89	1.73
sobrecarga vehicular (LL+IM)	26.63	25.17

FUENTE: Elaboración propia

LINEAS DE INFLUENCIA PARA LA ARMADURA

Como los miembros de la armadura son afectados solo por carga en los nudos, podemos obtener las ordenadas de la línea de influencia para un miembro cargando cada nudo a lo largo de la cubierta con una carga unitaria y luego usar el método de los nudos o de las secciones para calcular la fuerza en el miembro. Los datos pueden disponerse en forma tabular registrando carga en el nudo versus fuerza en el miembro. Si la fuerza

en el miembro es en tensión se considera positiva si es en compresión se considera negativo. La línea de influencia se construye trazando los datos y dibujando líneas rectas entre los miembros.

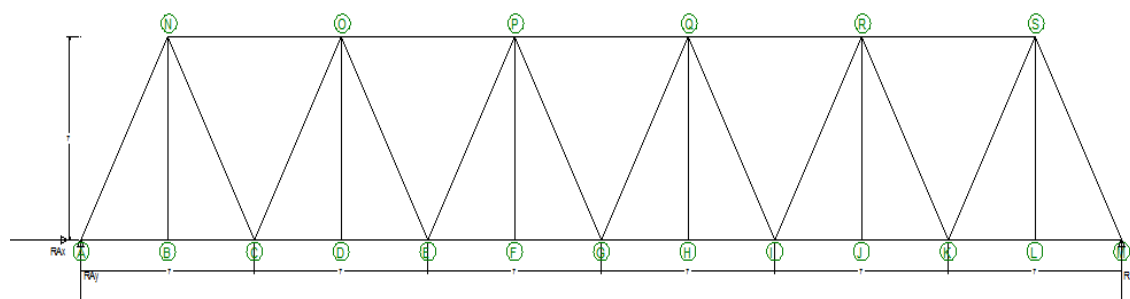


FIGURA 149: configuración puente reticular

FUENTE: Elaboración propia

Caso1

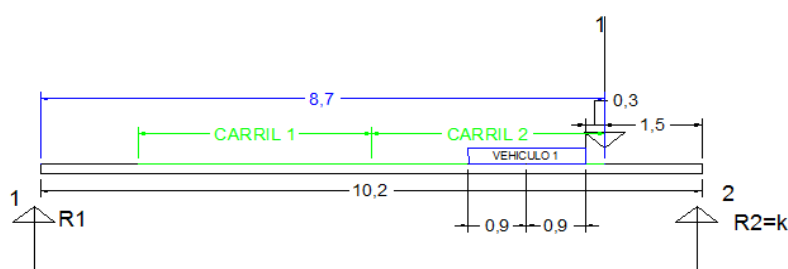


FIGURA 150: Caso 1

FUENTE: Elaboración propia

Caso2

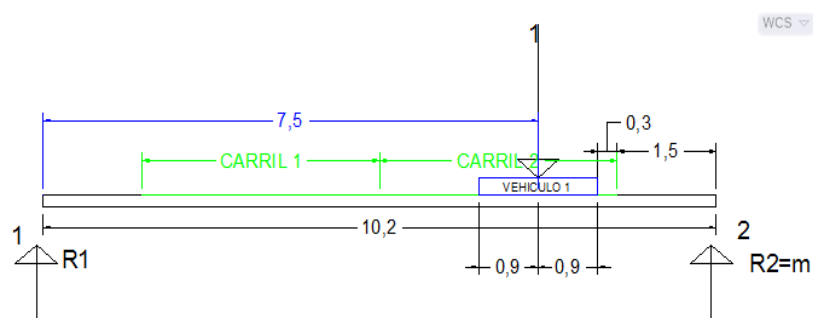


FIGURA 151: Caso 2

FUENTE: Elaboración propia

Caso3

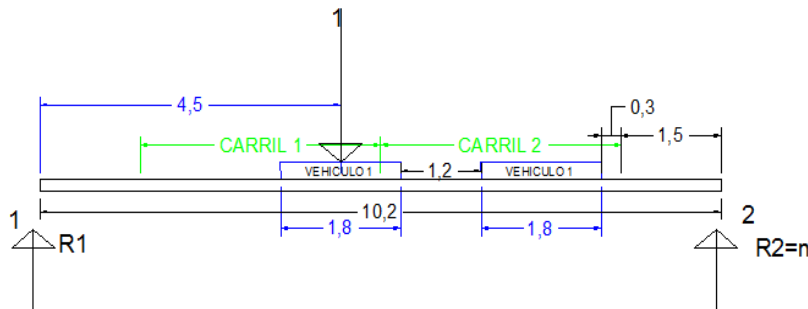


FIGURA 152: Caso 3

FUENTE: *Elaboración propia*

DCL

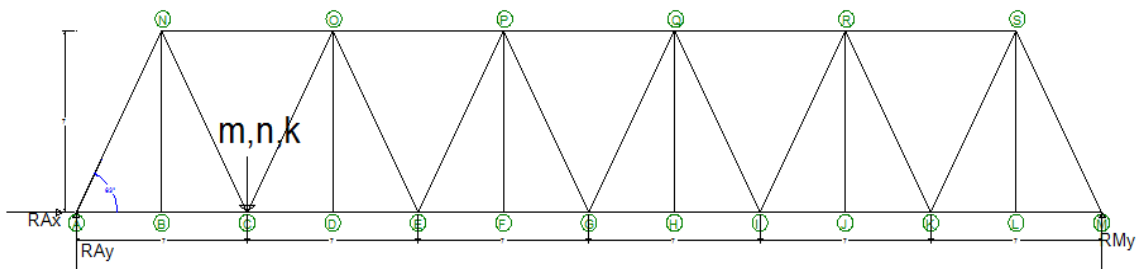


FIGURA 153: DCL

FUENTE: *Elaboración propia*

CALCULO DE COMPROBACION DE LINEAS DE INFLUENCIA PARA ARMADURA.

Para la comprobación de las líneas de influencia analíticamente, se tomara como barra de control el elemento AN, Para el cálculo de las líneas de influencia de la armadura se asume que una carga (1 ton) recorre la armadura de izquierda a derecha la longitud de 42 metros (L)

$$\sum M_M = 0: \quad -A_Y(L) + k(L - X) = 0$$

$$-A_Y = -\frac{k(L - X)}{L}$$

En cualquier posición x

$$A_Y = \frac{k(L - X)}{L}$$

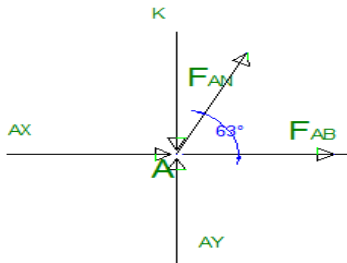
$$+\uparrow \sum F_Y = 0: \quad A_Y + M_Y = k$$

$$M_Y = k - \left(\frac{L - X}{L}\right)$$

En cualquier posición de x

$$M_Y = \left(\frac{(K - 1)L + X}{L} \right)$$

Analizando el nudo A.



$$+\uparrow \Sigma F_Y = 0: \quad A_Y + F_{AN} \text{sen}(\alpha) - K = 0$$

Dónde:

$$A_Y = \frac{K(L - X)}{L}$$

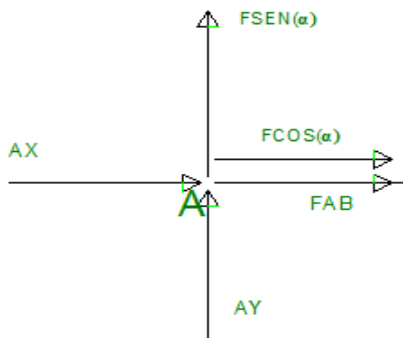
En $X=0$ $A_Y = \frac{K(L-0)}{L} = K$

Reemplazando

$$K + F_{AN} \text{sen}(\alpha) - K = 0$$

$$F_{AN} = 0, \quad \text{en } x = 0$$

Cuando $P=1$ se encuentra a la derecha de (B); analizamos el tramo izquierdo.



Dónde:

$$+\uparrow \Sigma F_Y = 0: \quad A_Y + F_{AN} \text{sen}(\alpha) = 0$$

$$F_{AN} = \frac{K(X - L)}{\text{sen}(\alpha)}$$

$$F_{AN} = \frac{-K(L - X)}{L \text{ sen}(\alpha)} \quad \text{para } B \leq X \leq M$$

Línea de influencia extremo del carril (caso1 para verificación en el programa bridge)

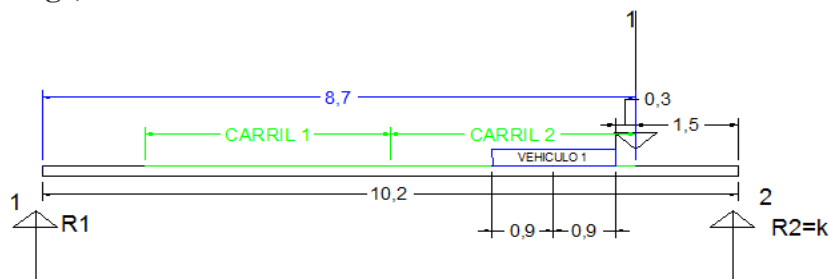


FIGURA 154: Carga unitaria aplicada en el extremo del carril 2

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 121: Línea de influencia diagonal 8

Longitud	42m
K	0.85
Angulo	63°
X(m)	FAN
0	0
3.5	-0.87750392
7	-0.79773084
7.8	-0.77949699
10.5	-0.71795776
12.1	-0.68149006
14	-0.63818467
17.5	-0.55841159
21	-0.4786385
24.5	-0.39886542
28	-0.31909234
31.5	-0.23931925
35	-0.15954617
38.5	-0.07977308
42	0

FUENTE: Elaboración propia

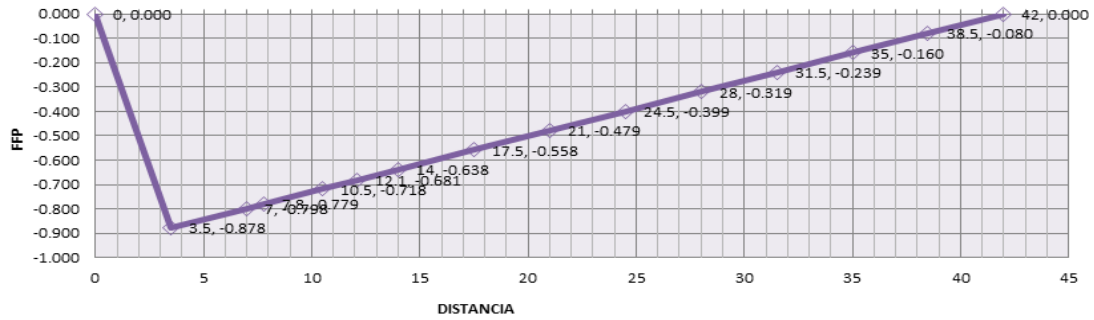


FIGURA 155: Línea de influencia diagonal 8 (elemento AN) caso 1 extremo del carril

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 122: Líneas de influencia diagonal 8(elemento AN) carril 2

Case MOVIL Influence forFrame 8, RD = 0.5, Axial Force								
Lane	Station	Sta. Dist	Ordinate	Ord. Dist	Global X	Global Y	Global Z	Influence
		m		m	m	m	m	Tonf
LANE2	1	-3.31E-16	1	-1.8	-2.20E-16	0	0	-0.0258
LANE2	1	-3.31E-16	2	0	-2.20E-16	-1.8	0	-0.0245
LANE2	1	-3.31E-16	3	1.8	-2.20E-16	-3.6	0	-0.0162
LANE2	2	0.875	1	-1.8	0.875	0	0	-0.1507
LANE2	2	0.875	2	0	0.875	-1.8	0	-0.1997
LANE2	2	0.875	3	1.8	0.875	-3.6	0	-0.2347
LANE2	3	1.75	1	-1.8	1.75	0	0	-0.2649
LANE2	3	1.75	2	0	1.75	-1.8	0	-0.3629
LANE2	3	1.75	3	1.8	1.75	-3.6	0	-0.4577
LANE2	4	2.625	1	-1.8	2.625	0	0	-0.3614
LANE2	4	2.625	2	0	2.625	-1.8	0	-0.502
LANE2	4	2.625	3	1.8	2.625	-3.6	0	-0.6549
LANE2	5	3.5	1	-1.8	3.5	0	0	-0.4332
LANE2	5	3.5	2	0	3.5	-1.8	0	-0.6033
LANE2	5	3.5	3	1.8	3.5	-3.6	0	-0.7913
LANE2	6	4.375	1	-1.8	4.375	0	0	-0.4771
LANE2	6	4.375	2	0	4.375	-1.8	0	-0.6584
LANE2	6	4.375	3	1.8	4.375	-3.6	0	-0.8499
LANE2	7	5.25	1	-1.8	5.25	0	0	-0.4976
LANE2	7	5.25	2	0	5.25	-1.8	0	-0.6758
LANE2	7	5.25	3	1.8	5.25	-3.6	0	-0.855
LANE2	8	6.125	1	-1.8	6.125	0	0	-0.5013
LANE2	8	6.125	2	0	6.125	-1.8	0	-0.6696
LANE2	8	6.125	3	1.8	6.125	-3.6	0	-0.8321
LANE2	9	7	1	-1.8	7	0	0	-0.4961
LANE2	9	7	2	0	7	-1.8	0	-0.653

LANE2	9	7	3	1.8	7	-3.6	0	-0.8023
LANE2	10	7.875	1	-1.8	7.875	0	0	-0.4857
LANE2	10	7.875	2	0	7.875	-1.8	0	-0.6344
LANE2	10	7.875	3	1.8	7.875	-3.6	0	-0.7772
LANE2	11	8.75	1	-1.8	8.75	0	0	-0.4708
LANE2	11	8.75	2	0	8.75	-1.8	0	-0.6153
LANE2	11	8.75	3	1.8	8.75	-3.6	0	-0.755
LANE2	12	9.625	1	-1.8	9.625	0	0	-0.4546
LANE2	12	9.625	2	0	9.625	-1.8	0	-0.596
LANE2	12	9.625	3	1.8	9.625	-3.6	0	-0.7343
LANE2	13	10.5	1	-1.8	10.5	0	0	-0.4385
LANE2	13	10.5	2	0	10.5	-1.8	0	-0.5773
LANE2	13	10.5	3	1.8	10.5	-3.6	0	-0.7148
LANE2	14	11.375	1	-1.8	11.375	0	0	-0.4239
LANE2	14	11.375	2	0	11.375	-1.8	0	-0.5596
LANE2	14	11.375	3	1.8	11.375	-3.6	0	-0.6951
LANE2	15	12.25	1	-1.8	12.25	0	0	-0.4106
LANE2	15	12.25	2	0	12.25	-1.8	0	-0.5428
LANE2	15	12.25	3	1.8	12.25	-3.6	0	-0.6745
LANE2	16	13.125	1	-1.8	13.125	0	0	-0.3981
LANE2	16	13.125	2	0	13.125	-1.8	0	-0.5265
LANE2	16	13.125	3	1.8	13.125	-3.6	0	-0.654
LANE2	17	14	1	-1.8	14	0	0	-0.3859
LANE2	17	14	2	0	14	-1.8	0	-0.5105
LANE2	17	14	3	1.8	14	-3.6	0	-0.6345
LANE2	18	14.875	1	-1.8	14.875	0	0	-0.374
LANE2	18	14.875	2	0	14.875	-1.8	0	-0.4947
LANE2	18	14.875	3	1.8	14.875	-3.6	0	-0.6154
LANE2	19	15.75	1	-1.8	15.75	0	0	-0.3623
LANE2	19	15.75	2	0	15.75	-1.8	0	-0.479
LANE2	19	15.75	3	1.8	15.75	-3.6	0	-0.5956
LANE2	20	16.625	1	-1.8	16.625	0	0	-0.3507
LANE2	20	16.625	2	0	16.625	-1.8	0	-0.4634
LANE2	20	16.625	3	1.8	16.625	-3.6	0	-0.5757
LANE2	21	17.5	1	-1.8	17.5	0	0	-0.3391
LANE2	21	17.5	2	0	17.5	-1.8	0	-0.4477
LANE2	21	17.5	3	1.8	17.5	-3.6	0	-0.5563
LANE2	22	18.375	1	-1.8	18.375	0	0	-0.3273
LANE2	22	18.375	2	0	18.375	-1.8	0	-0.432
LANE2	22	18.375	3	1.8	18.375	-3.6	0	-0.537
LANE2	23	19.25	1	-1.8	19.25	0	0	-0.3156
LANE2	23	19.25	2	0	19.25	-1.8	0	-0.4163
LANE2	23	19.25	3	1.8	19.25	-3.6	0	-0.5172
LANE2	24	20.125	1	-1.8	20.125	0	0	-0.3038
LANE2	24	20.125	2	0	20.125	-1.8	0	-0.4007
LANE2	24	20.125	3	1.8	20.125	-3.6	0	-0.4973

LANE2	25	21	1	-1.8	21	0	0	-0.2919
LANE2	25	21	2	0	21	-1.8	0	-0.3849
LANE2	25	21	3	1.8	21	-3.6	0	-0.4778
LANE2	26	21.875	1	-1.8	21.875	0	0	-0.28
LANE2	26	21.875	2	0	21.875	-1.8	0	-0.3692
LANE2	26	21.875	3	1.8	21.875	-3.6	0	-0.4585
LANE2	27	22.75	1	-1.8	22.75	0	0	-0.2681
LANE2	27	22.75	2	0	22.75	-1.8	0	-0.3534
LANE2	27	22.75	3	1.8	22.75	-3.6	0	-0.4388
LANE2	28	23.625	1	-1.8	23.625	0	0	-0.2562
LANE2	28	23.625	2	0	23.625	-1.8	0	-0.3376
LANE2	28	23.625	3	1.8	23.625	-3.6	0	-0.419
LANE2	29	24.5	1	-1.8	24.5	0	0	-0.2442
LANE2	29	24.5	2	0	24.5	-1.8	0	-0.3218
LANE2	29	24.5	3	1.8	24.5	-3.6	0	-0.3994
LANE2	30	25.375	1	-1.8	25.375	0	0	-0.2321
LANE2	30	25.375	2	0	25.375	-1.8	0	-0.3058
LANE2	30	25.375	3	1.8	25.375	-3.6	0	-0.3797
LANE2	31	26.25	1	-1.8	26.25	0	0	-0.22
LANE2	31	26.25	2	0	26.25	-1.8	0	-0.2897
LANE2	31	26.25	3	1.8	26.25	-3.6	0	-0.3597
LANE2	32	27.125	1	-1.8	27.125	0	0	-0.2079
LANE2	32	27.125	2	0	27.125	-1.8	0	-0.2737
LANE2	32	27.125	3	1.8	27.125	-3.6	0	-0.3397
LANE2	33	28	1	-1.8	28	0	0	-0.1957
LANE2	33	28	2	0	28	-1.8	0	-0.2577
LANE2	33	28	3	1.8	28	-3.6	0	-0.3199
LANE2	34	28.875	1	-1.8	28.875	0	0	-0.1836
LANE2	34	28.875	2	0	28.875	-1.8	0	-0.2418
LANE2	34	28.875	3	1.8	28.875	-3.6	0	-0.3003
LANE2	35	29.75	1	-1.8	29.75	0	0	-0.1714
LANE2	35	29.75	2	0	29.75	-1.8	0	-0.2259
LANE2	35	29.75	3	1.8	29.75	-3.6	0	-0.2805
LANE2	36	30.625	1	-1.8	30.625	0	0	-0.1592
LANE2	36	30.625	2	0	30.625	-1.8	0	-0.2099
LANE2	36	30.625	3	1.8	30.625	-3.6	0	-0.2606
LANE2	37	31.5	1	-1.8	31.5	0	0	-0.147
LANE2	37	31.5	2	0	31.5	-1.8	0	-0.1937
LANE2	37	31.5	3	1.8	31.5	-3.6	0	-0.2407
LANE2	38	32.375	1	-1.8	32.375	0	0	-0.1346
LANE2	38	32.375	2	0	32.375	-1.8	0	-0.1774
LANE2	38	32.375	3	1.8	32.375	-3.6	0	-0.2205
LANE2	39	33.25	1	-1.8	33.25	0	0	-0.1224
LANE2	39	33.25	2	0	33.25	-1.8	0	-0.161
LANE2	39	33.25	3	1.8	33.25	-3.6	0	-0.2001
LANE2	40	34.125	1	-1.8	34.125	0	0	-0.1102

LANE2	40	34.125	2	0	34.125	-1.8	0	-0.1447
LANE2	40	34.125	3	1.8	34.125	-3.6	0	-0.1799
LANE2	41	35	1	-1.8	35	0	0	-0.0981
LANE2	41	35	2	0	35	-1.8	0	-0.1287
LANE2	41	35	3	1.8	35	-3.6	0	-0.16
LANE2	42	35.875	1	-1.8	35.875	0	0	-0.086
LANE2	42	35.875	2	0	35.875	-1.8	0	-0.1129
LANE2	42	35.875	3	1.8	35.875	-3.6	0	-0.1404
LANE2	43	36.75	1	-1.8	36.75	0	0	-0.0738
LANE2	43	36.75	2	0	36.75	-1.8	0	-0.097
LANE2	43	36.75	3	1.8	36.75	-3.6	0	-0.1205
LANE2	44	37.625	1	-1.8	37.625	0	0	-0.0615
LANE2	44	37.625	2	0	37.625	-1.8	0	-0.0809
LANE2	44	37.625	3	1.8	37.625	-3.6	0	-0.1004
LANE2	45	38.5	1	-1.8	38.5	0	0	-0.0494
LANE2	45	38.5	2	0	38.5	-1.8	0	-0.0647
LANE2	45	38.5	3	1.8	38.5	-3.6	0	-0.0801
LANE2	46	39.375	1	-1.8	39.375	0	0	-0.0372
LANE2	46	39.375	2	0	39.375	-1.8	0	-0.0481
LANE2	46	39.375	3	1.8	39.375	-3.6	0	-0.0593
LANE2	47	40.25	1	-1.8	40.25	0	0	-0.0249
LANE2	47	40.25	2	0	40.25	-1.8	0	-0.0313
LANE2	47	40.25	3	1.8	40.25	-3.6	0	-0.0383
LANE2	48	41.125	1	-1.8	41.125	0	0	-0.0125
LANE2	48	41.125	2	0	41.125	-1.8	0	-0.0147
LANE2	48	41.125	3	1.8	41.125	-3.6	0	-0.0177
LANE2	49	42	1	-1.8	42	0	0	-4.60E-05
LANE2	49	42	2	0	42	-1.8	0	1.09E-03
LANE2	49	42	3	1.8	42	-3.6	0	1.29E-03

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 123: Líneas de influencia diagonal 8(elemento AN) carril 1

Case MOVIL Influence forFrame 8, RD = 0.5, Axial Force								
Lane	Station	Sta. Dist	Ordinate	Ord. Dist	Global X	Global Y	Global Z	Influence
		m		m	m	m	m	Tonf
LANE1	1	0	1	-1.8	1.10E-16	3.6	0	-0.0105
LANE1	1	0	2	0	1.10E-16	1.8	0	-0.0204
LANE1	1	0	3	1.8	1.10E-16	0	0	-0.0258
LANE1	2	0.875	1	-1.8	0.875	3.6	0	-0.0503
LANE1	2	0.875	2	0	0.875	1.8	0	-0.0991
LANE1	2	0.875	3	1.8	0.875	0	0	-0.1507
LANE1	3	1.75	1	-1.8	1.75	3.6	0	-0.0848
LANE1	3	1.75	2	0	1.75	1.8	0	-0.1714
LANE1	3	1.75	3	1.8	1.75	0	0	-0.2649

LANE1	4	2.625	1	-1.8	2.625	3.6	0	-0.1131
LANE1	4	2.625	2	0	2.625	1.8	0	-0.2325
LANE1	4	2.625	3	1.8	2.625	0	0	-0.3614
LANE1	5	3.5	1	-1.8	3.5	3.6	0	-0.1358
LANE1	5	3.5	2	0	3.5	1.8	0	-0.2791
LANE1	5	3.5	3	1.8	3.5	0	0	-0.4332
LANE1	6	4.375	1	-1.8	4.375	3.6	0	-0.1529
LANE1	6	4.375	2	0	4.375	1.8	0	-0.3099
LANE1	6	4.375	3	1.8	4.375	0	0	-0.4771
LANE1	7	5.25	1	-1.8	5.25	3.6	0	-0.1637
LANE1	7	5.25	2	0	5.25	1.8	0	-0.3272
LANE1	7	5.25	3	1.8	5.25	0	0	-0.4976
LANE1	8	6.125	1	-1.8	6.125	3.6	0	-0.1689
LANE1	8	6.125	2	0	6.125	1.8	0	-0.3342
LANE1	8	6.125	3	1.8	6.125	0	0	-0.5013
LANE1	9	7	1	-1.8	7	3.6	0	-0.1703
LANE1	9	7	2	0	7	1.8	0	-0.3342
LANE1	9	7	3	1.8	7	0	0	-0.4961
LANE1	10	7.875	1	-1.8	7.875	3.6	0	-0.1689
LANE1	10	7.875	2	0	7.875	1.8	0	-0.3289
LANE1	10	7.875	3	1.8	7.875	0	0	-0.4857
LANE1	11	8.75	1	-1.8	8.75	3.6	0	-0.1653
LANE1	11	8.75	2	0	8.75	1.8	0	-0.3198
LANE1	11	8.75	3	1.8	8.75	0	0	-0.4708
LANE1	12	9.625	1	-1.8	9.625	3.6	0	-0.1603
LANE1	12	9.625	2	0	9.625	1.8	0	-0.3089
LANE1	12	9.625	3	1.8	9.625	0	0	-0.4546
LANE1	13	10.5	1	-1.8	10.5	3.6	0	-0.1553
LANE1	13	10.5	2	0	10.5	1.8	0	-0.2977
LANE1	13	10.5	3	1.8	10.5	0	0	-0.4385
LANE1	14	11.375	1	-1.8	11.375	3.6	0	-0.1506
LANE1	14	11.375	2	0	11.375	1.8	0	-0.2875
LANE1	14	11.375	3	1.8	11.375	0	0	-0.4239
LANE1	15	12.25	1	-1.8	12.25	3.6	0	-0.1456
LANE1	15	12.25	2	0	12.25	1.8	0	-0.2782
LANE1	15	12.25	3	1.8	12.25	0	0	-0.4106
LANE1	16	13.125	1	-1.8	13.125	3.6	0	-0.141
LANE1	16	13.125	2	0	13.125	1.8	0	-0.2695
LANE1	16	13.125	3	1.8	13.125	0	0	-0.3981
LANE1	17	14	1	-1.8	14	3.6	0	-0.137
LANE1	17	14	2	0	14	1.8	0	-0.2612
LANE1	17	14	3	1.8	14	0	0	-0.3859
LANE1	18	14.875	1	-1.8	14.875	3.6	0	-0.1334
LANE1	18	14.875	2	0	14.875	1.8	0	-0.2533
LANE1	18	14.875	3	1.8	14.875	0	0	-0.374
LANE1	19	15.75	1	-1.8	15.75	3.6	0	-0.1295

LANE1	19	15.75	2	0	15.75	1.8	0	-0.2457
LANE1	19	15.75	3	1.8	15.75	0	0	-0.3623
LANE1	20	16.625	1	-1.8	16.625	3.6	0	-0.1257
LANE1	20	16.625	2	0	16.625	1.8	0	-0.2382
LANE1	20	16.625	3	1.8	16.625	0	0	-0.3507
LANE1	21	17.5	1	-1.8	17.5	3.6	0	-0.1222
LANE1	21	17.5	2	0	17.5	1.8	0	-0.2306
LANE1	21	17.5	3	1.8	17.5	0	0	-0.3391
LANE1	22	18.375	1	-1.8	18.375	3.6	0	-0.1185
LANE1	22	18.375	2	0	18.375	1.8	0	-0.2228
LANE1	22	18.375	3	1.8	18.375	0	0	-0.3273
LANE1	23	19.25	1	-1.8	19.25	3.6	0	-0.1143
LANE1	23	19.25	2	0	19.25	1.8	0	-0.2149
LANE1	23	19.25	3	1.8	19.25	0	0	-0.3156
LANE1	24	20.125	1	-1.8	20.125	3.6	0	-0.1099
LANE1	24	20.125	2	0	20.125	1.8	0	-0.2069
LANE1	24	20.125	3	1.8	20.125	0	0	-0.3038
LANE1	25	21	1	-1.8	21	3.6	0	-0.1059
LANE1	25	21	2	0	21	1.8	0	-0.1989
LANE1	25	21	3	1.8	21	0	0	-0.2919
LANE1	26	21.875	1	-1.8	21.875	3.6	0	-0.102
LANE1	26	21.875	2	0	21.875	1.8	0	-0.1909
LANE1	26	21.875	3	1.8	21.875	0	0	-0.28
LANE1	27	22.75	1	-1.8	22.75	3.6	0	-0.0976
LANE1	27	22.75	2	0	22.75	1.8	0	-0.1828
LANE1	27	22.75	3	1.8	22.75	0	0	-0.2681
LANE1	28	23.625	1	-1.8	23.625	3.6	0	-0.0931
LANE1	28	23.625	2	0	23.625	1.8	0	-0.1747
LANE1	28	23.625	3	1.8	23.625	0	0	-0.2562
LANE1	29	24.5	1	-1.8	24.5	3.6	0	-0.089
LANE1	29	24.5	2	0	24.5	1.8	0	-0.1666
LANE1	29	24.5	3	1.8	24.5	0	0	-0.2442
LANE1	30	25.375	1	-1.8	25.375	3.6	0	-0.0849
LANE1	30	25.375	2	0	25.375	1.8	0	-0.1584
LANE1	30	25.375	3	1.8	25.375	0	0	-0.2321
LANE1	31	26.25	1	-1.8	26.25	3.6	0	-0.0804
LANE1	31	26.25	2	0	26.25	1.8	0	-0.1503
LANE1	31	26.25	3	1.8	26.25	0	0	-0.22
LANE1	32	27.125	1	-1.8	27.125	3.6	0	-0.0759
LANE1	32	27.125	2	0	27.125	1.8	0	-0.1421
LANE1	32	27.125	3	1.8	27.125	0	0	-0.2079
LANE1	33	28	1	-1.8	28	3.6	0	-0.0716
LANE1	33	28	2	0	28	1.8	0	-0.1338
LANE1	33	28	3	1.8	28	0	0	-0.1957
LANE1	34	28.875	1	-1.8	28.875	3.6	0	-0.0672
LANE1	34	28.875	2	0	28.875	1.8	0	-0.1254

LANE1	34	28.875	3	1.8	28.875	0	0	-0.1836
LANE1	35	29.75	1	-1.8	29.75	3.6	0	-0.0625
LANE1	35	29.75	2	0	29.75	1.8	0	-0.117
LANE1	35	29.75	3	1.8	29.75	0	0	-0.1714
LANE1	36	30.625	1	-1.8	30.625	3.6	0	-0.0578
LANE1	36	30.625	2	0	30.625	1.8	0	-0.1086
LANE1	36	30.625	3	1.8	30.625	0	0	-0.1592
LANE1	37	31.5	1	-1.8	31.5	3.6	0	-0.0535
LANE1	37	31.5	2	0	31.5	1.8	0	-0.1003
LANE1	37	31.5	3	1.8	31.5	0	0	-0.147
LANE1	38	32.375	1	-1.8	32.375	3.6	0	-0.0494
LANE1	38	32.375	2	0	32.375	1.8	0	-0.092
LANE1	38	32.375	3	1.8	32.375	0	0	-0.1346
LANE1	39	33.25	1	-1.8	33.25	3.6	0	-0.0451
LANE1	39	33.25	2	0	33.25	1.8	0	-0.0839
LANE1	39	33.25	3	1.8	33.25	0	0	-0.1224
LANE1	40	34.125	1	-1.8	34.125	3.6	0	-0.0407
LANE1	40	34.125	2	0	34.125	1.8	0	-0.0758
LANE1	40	34.125	3	1.8	34.125	0	0	-0.1102
LANE1	41	35	1	-1.8	35	3.6	0	-0.0363
LANE1	41	35	2	0	35	1.8	0	-0.0675
LANE1	41	35	3	1.8	35	0	0	-0.0981
LANE1	42	35.875	1	-1.8	35.875	3.6	0	-0.0318
LANE1	42	35.875	2	0	35.875	1.8	0	-0.0591
LANE1	42	35.875	3	1.8	35.875	0	0	-0.086
LANE1	43	36.75	1	-1.8	36.75	3.6	0	-0.0271
LANE1	43	36.75	2	0	36.75	1.8	0	-0.0506
LANE1	43	36.75	3	1.8	36.75	0	0	-0.0738
LANE1	44	37.625	1	-1.8	37.625	3.6	0	-0.0226
LANE1	44	37.625	2	0	37.625	1.8	0	-0.0422
LANE1	44	37.625	3	1.8	37.625	0	0	-0.0615
LANE1	45	38.5	1	-1.8	38.5	3.6	0	-0.0185
LANE1	45	38.5	2	0	38.5	1.8	0	-0.0341
LANE1	45	38.5	3	1.8	38.5	0	0	-0.0494
LANE1	46	39.375	1	-1.8	39.375	3.6	0	-0.0148
LANE1	46	39.375	2	0	39.375	1.8	0	-0.0262
LANE1	46	39.375	3	1.8	39.375	0	0	-0.0372
LANE1	47	40.25	1	-1.8	40.25	3.6	0	-0.011
LANE1	47	40.25	2	0	40.25	1.8	0	-0.0184
LANE1	47	40.25	3	1.8	40.25	0	0	-0.0249
LANE1	48	41.125	1	-1.8	41.125	3.6	0	-6.75E-03
LANE1	48	41.125	2	0	41.125	1.8	0	-0.0102
LANE1	48	41.125	3	1.8	41.125	0	0	-0.0125
LANE1	49	42	1	-1.8	42	3.6	0	-1.35E-03
LANE1	49	42	2	0	42	1.8	0	-1.16E-03
LANE1	49	42	3	1.8	42	0	0	-4.60E-05

FUENTE: Elaboración propia

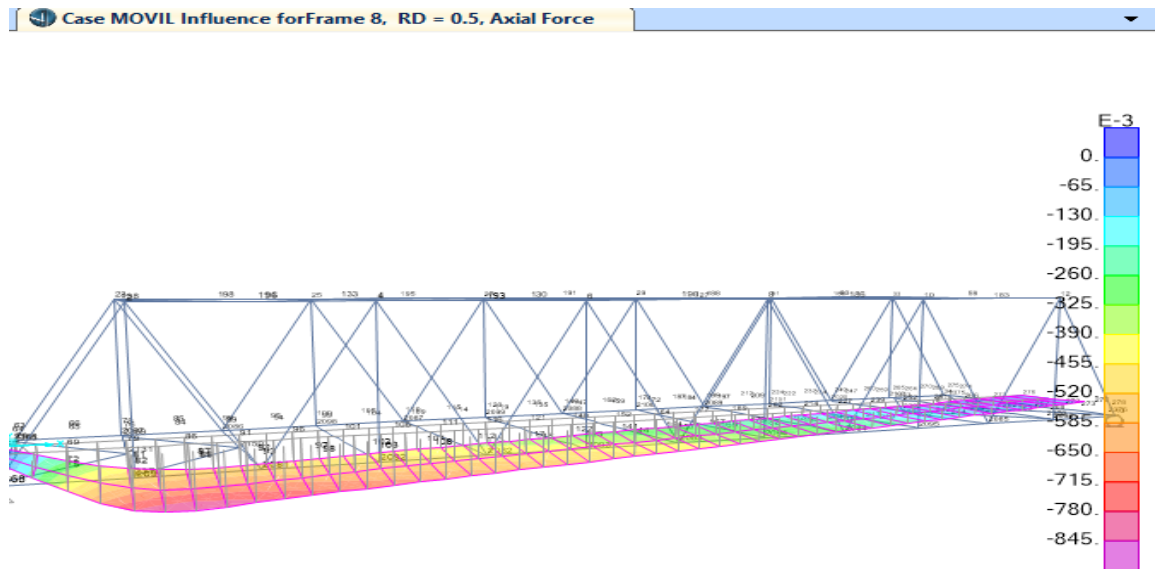


FIGURA 156: líneas de influencia diagonal 8 (elemento AN)

FUENTE: Elaboración propia

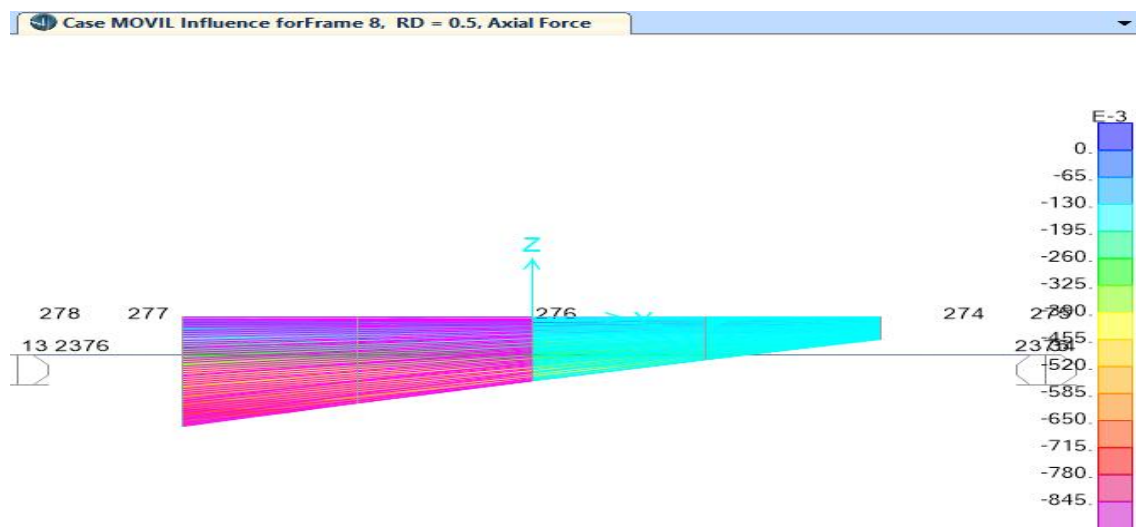


FIGURA 157: Variación transversal líneas de influencia diagonal 8 (elemento AN)

FUENTE: Elaboración propia

Línea de influencia (caso2 para verificación de cargas en el programa bridge)

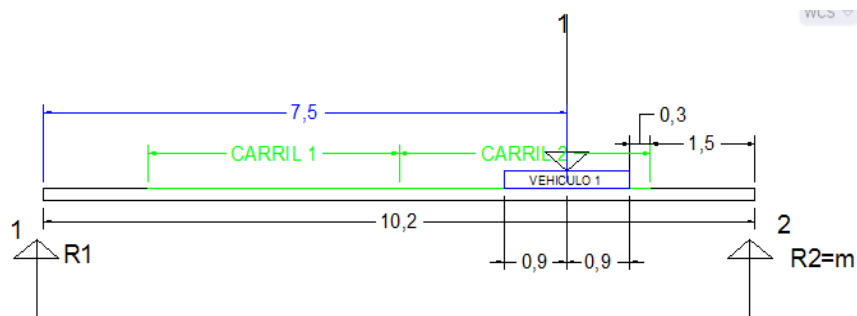


FIGURA 158: Configuración de carga

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 124: Línea de influencia diagonal 8 caso 2

Longitud	42m
m	0.73
Angulo	63°
X(m)	FAN
0	0
3.5	-0.7564689
7	-0.687699
7.8	-0.67198017
10.5	-0.6189291
12.1	-0.58749143
14	-0.5501592
17.5	-0.4813893
21	-0.4126194
24.5	-0.3438495
28	-0.2750796
31.5	-0.2063097
35	-0.1375398
38.5	-0.0687699
42	0

FUENTE: Elaboración propia

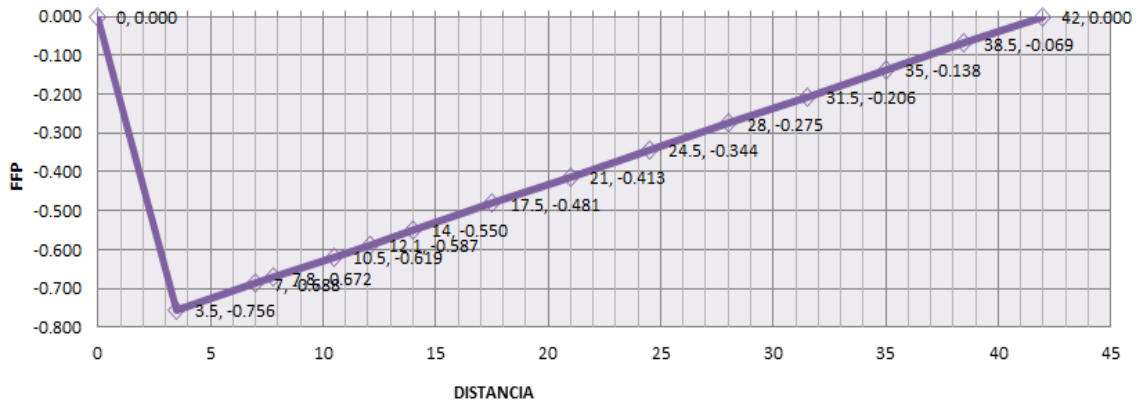


FIGURA 159: Línea de influencia diagonal 8 (elemento AN) caso 2

FUENTE: Elaboración propia

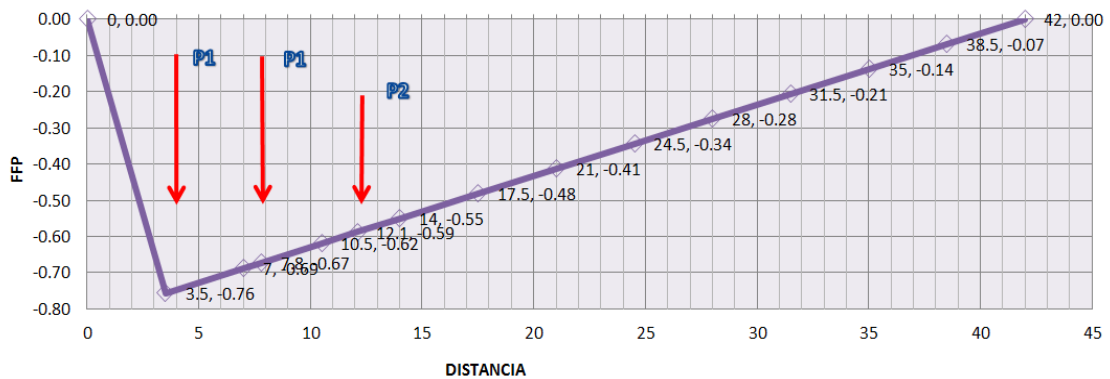


FIGURA 160: Línea de influencia diagonal 8 (elemento AN) caso 2 (cargas aplicadas)

FUENTE: Elaboración propia

P1 = 19.30 T (incluye amplificación IM 33%)

P2 = 4.83T (incluye amplificación IM 33%)

S/C carril = 0.95 T/m

Area bajo la línea de influencia = -15.89

Un carril cargado

LL + IM (HL - 93K)

$$= 1.20((-0.756 \times 19.30 + -0.672 \times 19.30 + -0.5870 \times 4.83) + \left(\frac{0.95 \times -0.756 \times 42}{2}\right))$$

LL + IM (HL - 93K) = 1.20 (-45.54)

LL + IM (HL - 93K) = -54.65Tn

Línea de influencia (caso3 para verificación de cargas en el programa bridge)

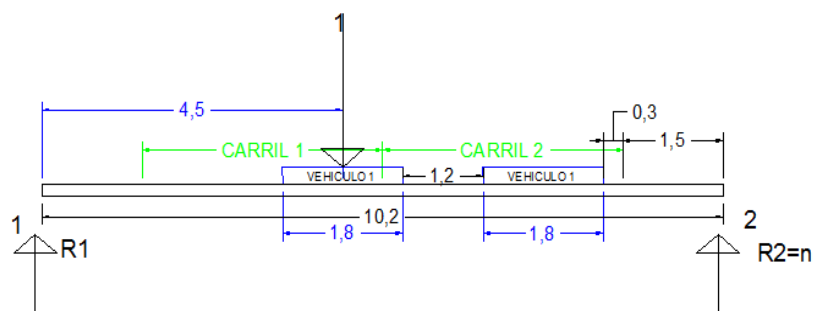


FIGURA 161: Configuración de carga

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 125: Línea de influencia diagonal 8 caso 3

Longitud	42m
m	0.44
Angulo	63°
X(m)	FAN
0	0
3.5	-
	0.45388134
7	-0.4126194
7.8	-0.4031881
10.5	-
	0.37135746
12.1	-
	0.35249486
14	-
	0.33009552
17.5	-
	0.28883358
21	-
	0.24757164
24.5	-0.2063097
28	-
	0.16504776
31.5	-
	0.12378582
35	-
	0.08252388
38.5	-
	0.04126194
42	0

FUENTE: Elaboración propia

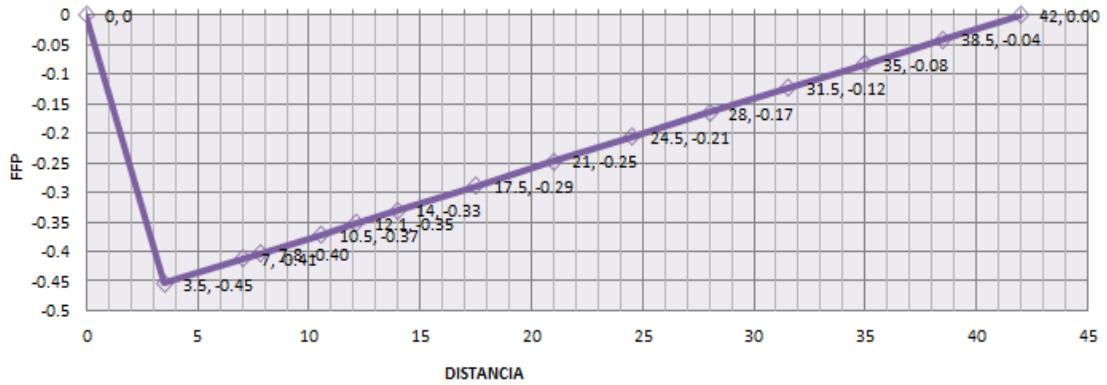


FIGURA 162: Línea de influencia diagonal 8 (elemento AN) caso 3

FUENTE: Elaboración propia

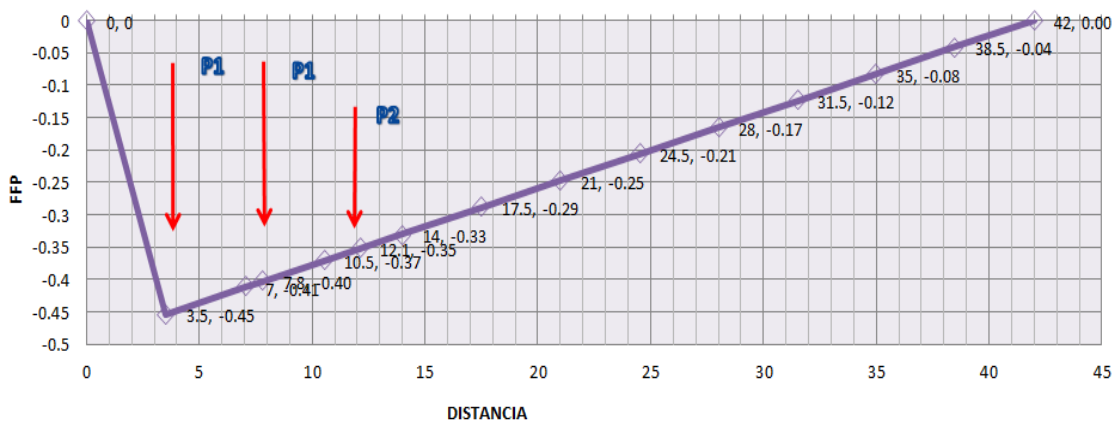


FIGURA 163: Línea de influencia diagonal 8 (elemento AN) caso 3 (cargas aplicadas)

FUENTE: Elaboración propia

P1 = 19.30 T (incluye amplificación IM 33%)

P2 = 4.83T (incluye amplificación IM 33%)

S/C carril = 0.95 T/m

Area bajo la linea de influencia = -9.53

Un carril cargado

LL + IM (HL - 93K)

$$= 1.20((-0.45 \times 19.30 + -0.40 \times 19.30 + -0.35 \times 4.83) + \left(\frac{0.95 \times -0.45 \times 42}{2}\right))$$

LL + IM (HL - 93K) = 1.20 (-27.32)

LL + IM (HL - 93K) = -32.79Tn

2 carriles cargados (caso2 + caso3)

Caso2

LL + IM (HL - 93K)

$$= 1.00((-0.756 \times 19.30 + -0.672 \times 19.30 + -0.5870 \times 4.83) + \left(\frac{0.95x - 0.756 \times 42}{2}\right))$$

LL + IM (HL - 93K) = 1.00 (-45.54)

LL + IM (HL - 93K) = -45.54Tn

Caso3

LL + IM (HL - 93K)

$$= 1.00((-0.45 \times 19.30 + -0.40 \times 19.30 + -0.35 \times 4.83) + \left(\frac{0.95x - 0.45 \times 42}{2}\right))$$

LL + IM (HL - 93K) = 1.00 (-27.32)

LL + IM (HL - 93K) = -27.32Tn

Caso2 + caso3

LL + IM (HL - 93K) = -72.86Tn

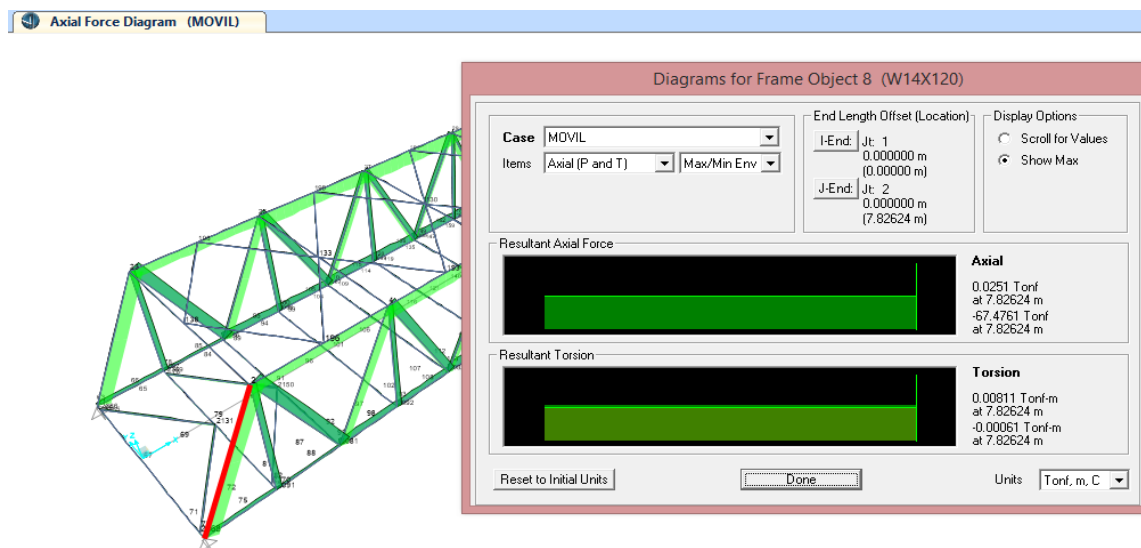


FIGURA 164: Verificación de resultados diagonal 8 (elemento AN)

FUENTE: Elaboración propia

RESUMEN DE LINEAS INFLUENCIA DE LA ARMADURA

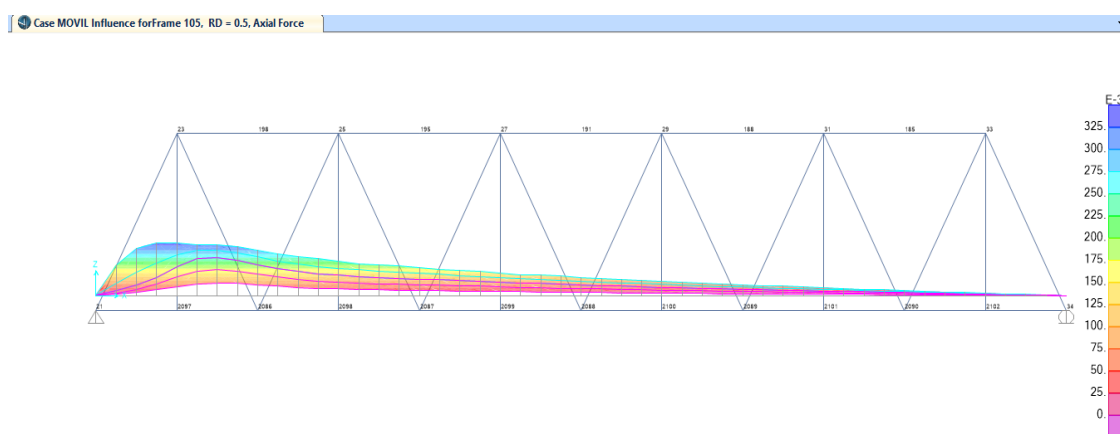


FIGURA 165: líneas de influencia del elemento 20 (BRIDA INFERIOR)

FUENTE: Elaboración propia

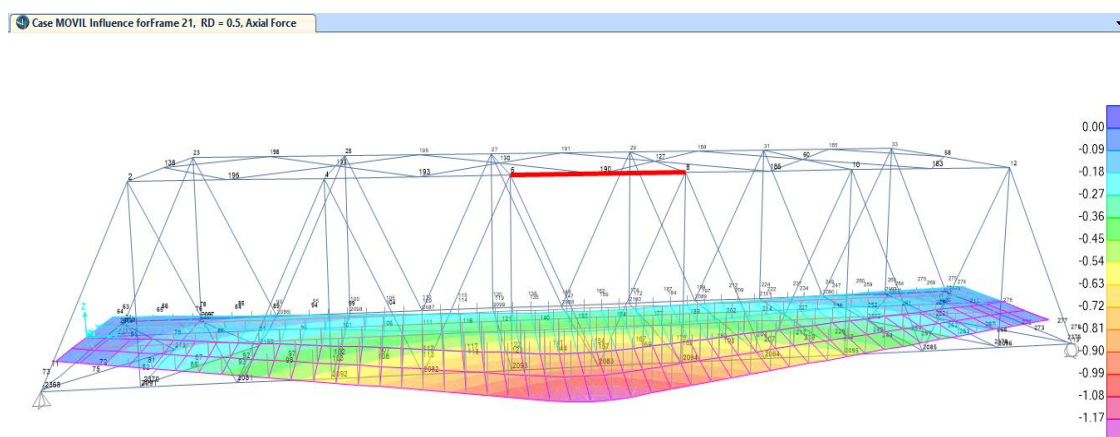


FIGURA 166: líneas de influencia de elemento 21 (BRIDA SUPERIOR)

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 126: Líneas de influencia Brida superior 21 carril 2

Case MOVIL Influence forFrame 21, RD = 0.5, Axial Force								
Lane	Station	Sta. Dist	Ordinate	Ord.	Global X	Global Y	Global Z	Influence
		M		Dist	m	m	m	Tonf
LANE2	1	-3.31E-16	1	-1.8	-2.20E-16	0	0	8.34E-04
LANE2	1	-3.31E-16	2	0	-2.20E-16	-1.8	0	1.84E-03
LANE2	1	-3.31E-16	3	1.8	-2.20E-16	-3.6	0	1.61E-03
LANE2	2	0.875	1	-1.8	0.875	0	0	-0.0324
LANE2	2	0.875	2	0	0.875	-1.8	0	-0.0405
LANE2	2	0.875	3	1.8	0.875	-3.6	0	-0.0482
LANE2	3	1.75	1	-1.8	1.75	0	0	-0.0653
LANE2	3	1.75	2	0	1.75	-1.8	0	-0.0835
LANE2	3	1.75	3	1.8	1.75	-3.6	0	-0.1019
LANE2	4	2.625	1	-1.8	2.625	0	0	-0.0979
LANE2	4	2.625	2	0	2.625	-1.8	0	-0.1269
LANE2	4	2.625	3	1.8	2.625	-3.6	0	-0.1568
LANE2	5	3.5	1	-1.8	3.5	0	0	-0.13
LANE2	5	3.5	2	0	3.5	-1.8	0	-0.1699
LANE2	5	3.5	3	1.8	3.5	-3.6	0	-0.2099
LANE2	6	4.375	1	-1.8	4.375	0	0	-0.1622
LANE2	6	4.375	2	0	4.375	-1.8	0	-0.2125
LANE2	6	4.375	3	1.8	4.375	-3.6	0	-0.2621
LANE2	7	5.25	1	-1.8	5.25	0	0	-0.1947
LANE2	7	5.25	2	0	5.25	-1.8	0	-0.2549
LANE2	7	5.25	3	1.8	5.25	-3.6	0	-0.3151
LANE2	8	6.125	1	-1.8	6.125	0	0	-0.227
LANE2	8	6.125	2	0	6.125	-1.8	0	-0.2971
LANE2	8	6.125	3	1.8	6.125	-3.6	0	-0.3677
LANE2	9	7	1	-1.8	7	0	0	-0.2587
LANE2	9	7	2	0	7	-1.8	0	-0.339
LANE2	9	7	3	1.8	7	-3.6	0	-0.419
LANE2	10	7.875	1	-1.8	7.875	0	0	-0.2901
LANE2	10	7.875	2	0	7.875	-1.8	0	-0.3807
LANE2	10	7.875	3	1.8	7.875	-3.6	0	-0.4705
LANE2	11	8.75	1	-1.8	8.75	0	0	-0.3217

LANE2	11	8.75	2	0	8.75	-1.8	0	-0.4225
LANE2	11	8.75	3	1.8	8.75	-3.6	0	-0.5234
LANE2	12	9.625	1	-1.8	9.625	0	0	-0.3534
LANE2	12	9.625	2	0	9.625	-1.8	0	-0.4643
LANE2	12	9.625	3	1.8	9.625	-3.6	0	-0.5762
LANE2	13	10.5	1	-1.8	10.5	0	0	-0.3852
LANE2	13	10.5	2	0	10.5	-1.8	0	-0.5063
LANE2	13	10.5	3	1.8	10.5	-3.6	0	-0.6276
LANE2	14	11.375	1	-1.8	11.375	0	0	-0.417
LANE2	14	11.375	2	0	11.375	-1.8	0	-0.5485
LANE2	14	11.375	3	1.8	11.375	-3.6	0	-0.6791
LANE2	15	12.25	1	-1.8	12.25	0	0	-0.4489
LANE2	15	12.25	2	0	12.25	-1.8	0	-0.5908
LANE2	15	12.25	3	1.8	12.25	-3.6	0	-0.7322
LANE2	16	13.125	1	-1.8	13.125	0	0	-0.4812
LANE2	16	13.125	2	0	13.125	-1.8	0	-0.6335
LANE2	16	13.125	3	1.8	13.125	-3.6	0	-0.7857
LANE2	17	14	1	-1.8	14	0	0	-0.5145
LANE2	17	14	2	0	14	-1.8	0	-0.6772
LANE2	17	14	3	1.8	14	-3.6	0	-0.8383
LANE2	18	14.875	1	-1.8	14.875	0	0	-0.5489
LANE2	18	14.875	2	0	14.875	-1.8	0	-0.7214
LANE2	18	14.875	3	1.8	14.875	-3.6	0	-0.8911
LANE2	19	15.75	1	-1.8	15.75	0	0	-0.5836
LANE2	19	15.75	2	0	15.75	-1.8	0	-0.7658
LANE2	19	15.75	3	1.8	15.75	-3.6	0	-0.9457
LANE2	20	16.625	1	-1.8	16.625	0	0	-0.6185
LANE2	20	16.625	2	0	16.625	-1.8	0	-0.8108
LANE2	20	16.625	3	1.8	16.625	-3.6	0	-1.0014
LANE2	21	17.5	1	-1.8	17.5	0	0	-0.6526
LANE2	21	17.5	2	0	17.5	-1.8	0	-0.8567
LANE2	21	17.5	3	1.8	17.5	-3.6	0	-1.0574
LANE2	22	18.375	1	-1.8	18.375	0	0	-0.6843
LANE2	22	18.375	2	0	18.375	-1.8	0	-0.9021
LANE2	22	18.375	3	1.8	18.375	-3.6	0	-1.1164
LANE2	23	19.25	1	-1.8	19.25	0	0	-0.7106

LANE2	23	19.25	2	0	19.25	-1.8	0	-0.9421
LANE2	23	19.25	3	1.8	19.25	-3.6	0	-1.1737
LANE2	24	20.125	1	-1.8	20.125	0	0	-0.7284
LANE2	24	20.125	2	0	20.125	-1.8	0	-0.9708
LANE2	24	20.125	3	1.8	20.125	-3.6	0	-1.2177
LANE2	25	21	1	-1.8	21	0	0	-0.7348
LANE2	25	21	2	0	21	-1.8	0	-0.9816
LANE2	25	21	3	1.8	21	-3.6	0	-1.2354
LANE2	26	21.875	1	-1.8	21.875	0	0	-0.7285
LANE2	26	21.875	2	0	21.875	-1.8	0	-0.9709
LANE2	26	21.875	3	1.8	21.875	-3.6	0	-1.2177
LANE2	27	22.75	1	-1.8	22.75	0	0	-0.7109
LANE2	27	22.75	2	0	22.75	-1.8	0	-0.9426
LANE2	27	22.75	3	1.8	22.75	-3.6	0	-1.1742
LANE2	28	23.625	1	-1.8	23.625	0	0	-0.6849
LANE2	28	23.625	2	0	23.625	-1.8	0	-0.903
LANE2	28	23.625	3	1.8	23.625	-3.6	0	-1.1176
LANE2	29	24.5	1	-1.8	24.5	0	0	-0.6536
LANE2	29	24.5	2	0	24.5	-1.8	0	-0.8579
LANE2	29	24.5	3	1.8	24.5	-3.6	0	-1.059
LANE2	30	25.375	1	-1.8	25.375	0	0	-0.6199
LANE2	30	25.375	2	0	25.375	-1.8	0	-0.8124
LANE2	30	25.375	3	1.8	25.375	-3.6	0	-1.0031
LANE2	31	26.25	1	-1.8	26.25	0	0	-0.5856
LANE2	31	26.25	2	0	26.25	-1.8	0	-0.7677
LANE2	31	26.25	3	1.8	26.25	-3.6	0	-0.9478
LANE2	32	27.125	1	-1.8	27.125	0	0	-0.5512
LANE2	32	27.125	2	0	27.125	-1.8	0	-0.7235
LANE2	32	27.125	3	1.8	27.125	-3.6	0	-0.8935
LANE2	33	28	1	-1.8	28	0	0	-0.517
LANE2	33	28	2	0	28	-1.8	0	-0.6796
LANE2	33	28	3	1.8	28	-3.6	0	-0.8409
LANE2	34	28.875	1	-1.8	28.875	0	0	-0.4835
LANE2	34	28.875	2	0	28.875	-1.8	0	-0.636
LANE2	34	28.875	3	1.8	28.875	-3.6	0	-0.7885
LANE2	35	29.75	1	-1.8	29.75	0	0	-0.4506

LANE2	35	29.75	2	0	29.75	-1.8	0	-0.593
LANE2	35	29.75	3	1.8	29.75	-3.6	0	-0.7352
LANE2	36	30.625	1	-1.8	30.625	0	0	-0.418
LANE2	36	30.625	2	0	30.625	-1.8	0	-0.5502
LANE2	36	30.625	3	1.8	30.625	-3.6	0	-0.6818
LANE2	37	31.5	1	-1.8	31.5	0	0	-0.3853
LANE2	37	31.5	2	0	31.5	-1.8	0	-0.5073
LANE2	37	31.5	3	1.8	31.5	-3.6	0	-0.6296
LANE2	38	32.375	1	-1.8	32.375	0	0	-0.3526
LANE2	38	32.375	2	0	32.375	-1.8	0	-0.4643
LANE2	38	32.375	3	1.8	32.375	-3.6	0	-0.5773
LANE2	39	33.25	1	-1.8	33.25	0	0	-0.3201
LANE2	39	33.25	2	0	33.25	-1.8	0	-0.4215
LANE2	39	33.25	3	1.8	33.25	-3.6	0	-0.5237
LANE2	40	34.125	1	-1.8	34.125	0	0	-0.2879
LANE2	40	34.125	2	0	34.125	-1.8	0	-0.379
LANE2	40	34.125	3	1.8	34.125	-3.6	0	-0.4703
LANE2	41	35	1	-1.8	35	0	0	-0.2564
LANE2	41	35	2	0	35	-1.8	0	-0.3371
LANE2	41	35	3	1.8	35	-3.6	0	-0.4186
LANE2	42	35.875	1	-1.8	35.875	0	0	-0.2249
LANE2	42	35.875	2	0	35.875	-1.8	0	-0.2955
LANE2	42	35.875	3	1.8	35.875	-3.6	0	-0.3674
LANE2	43	36.75	1	-1.8	36.75	0	0	-0.193
LANE2	43	36.75	2	0	36.75	-1.8	0	-0.2538
LANE2	43	36.75	3	1.8	36.75	-3.6	0	-0.3151
LANE2	44	37.625	1	-1.8	37.625	0	0	-0.1611
LANE2	44	37.625	2	0	37.625	-1.8	0	-0.2119
LANE2	44	37.625	3	1.8	37.625	-3.6	0	-0.2624
LANE2	45	38.5	1	-1.8	38.5	0	0	-0.1296
LANE2	45	38.5	2	0	38.5	-1.8	0	-0.1697
LANE2	45	38.5	3	1.8	38.5	-3.6	0	-0.2101
LANE2	46	39.375	1	-1.8	39.375	0	0	-0.098
LANE2	46	39.375	2	0	39.375	-1.8	0	-0.1268
LANE2	46	39.375	3	1.8	39.375	-3.6	0	-0.1567
LANE2	47	40.25	1	-1.8	40.25	0	0	-0.0659

LANE2	47	40.25	2	0	40.25	-1.8	0	-0.0836
LANE2	47	40.25	3	1.8	40.25	-3.6	0	-0.1019
LANE2	48	41.125	1	-1.8	41.125	0	0	-0.0335
LANE2	48	41.125	2	0	41.125	-1.8	0	-0.0408
LANE2	48	41.125	3	1.8	41.125	-3.6	0	-0.0481
LANE2	49	42	1	-1.8	42	0	0	-7.43E-04
LANE2	49	42	2	0	42	-1.8	0	1.08E-03
LANE2	49	42	3	1.8	42	-3.6	0	1.53E-03

FUENTE: Elaboración propia

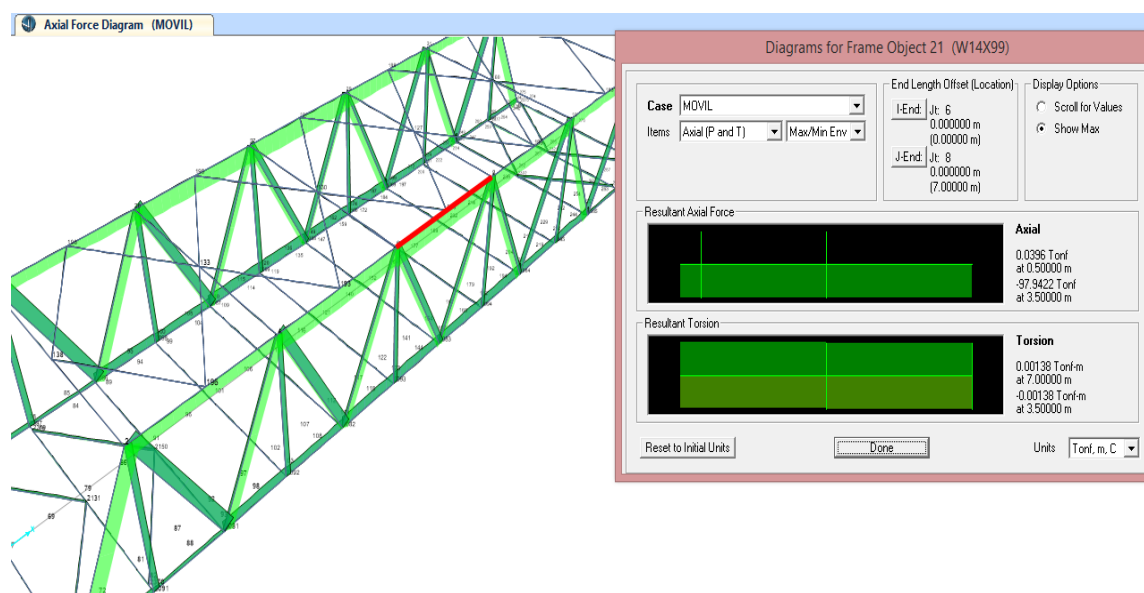


FIGURA 167: Fuerza axial caso de carga móvil de elemento 21 (BRIDA SUPERIOR)

FUENTE: Elaboración propia

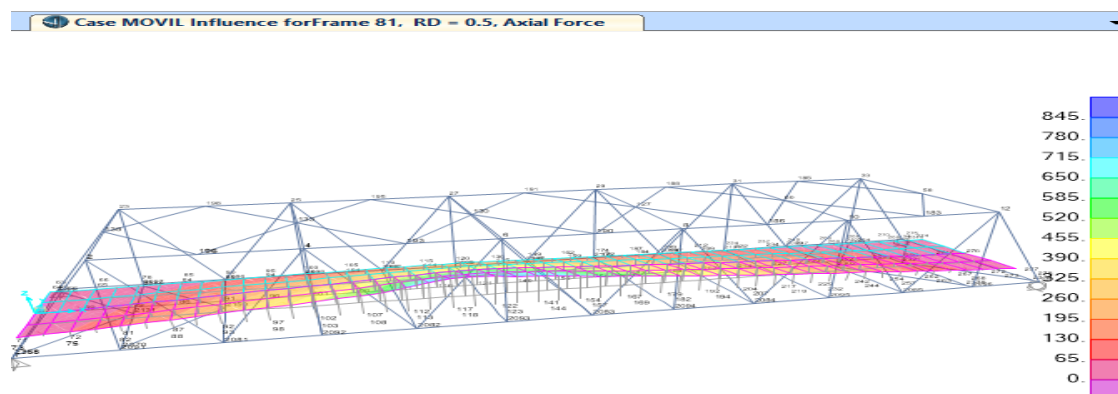


FIGURA 168: líneas de influencia de elemento 81 (brida inferior)

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 127: Líneas de influencia Brida inferior 81 carril 2

Case MOVIL Influence forFrame 81, RD = 0.5, Axial Force								
Lane	Station	Sta. Dist	Ordinate	Ord.	Global X	Global Y	Global Z	Influence
		m		Dist	m	m	m	Tonf
LANE2	1	-3.31E-16	1	-1.8	-2.20E-16	0	0	-2.17E-03
LANE2	1	-3.31E-16	2	0	-2.20E-16	-1.8	0	-2.33E-03
LANE2	1	-3.31E-16	3	1.8	-2.20E-16	-3.6	0	-2.66E-03
LANE2	2	0.875	1	-1.8	0.875	0	0	6.01E-03
LANE2	2	0.875	2	0	0.875	-1.8	0	0.0162
LANE2	2	0.875	3	1.8	0.875	-3.6	0	0.044
LANE2	3	1.75	1	-1.8	1.75	0	0	0.0199
LANE2	3	1.75	2	0	1.75	-1.8	0	0.0399
LANE2	3	1.75	3	1.8	1.75	-3.6	0	0.0689
LANE2	4	2.625	1	-1.8	2.625	0	0	0.0396
LANE2	4	2.625	2	0	2.625	-1.8	0	0.0673
LANE2	4	2.625	3	1.8	2.625	-3.6	0	0.0909
LANE2	5	3.5	1	-1.8	3.5	0	0	0.0699
LANE2	5	3.5	2	0	3.5	-1.8	0	0.0985
LANE2	5	3.5	3	1.8	3.5	-3.6	0	0.129
LANE2	6	4.375	1	-1.8	4.375	0	0	0.1003
LANE2	6	4.375	2	0	4.375	-1.8	0	0.131
LANE2	6	4.375	3	1.8	4.375	-3.6	0	0.1705
LANE2	7	5.25	1	-1.8	5.25	0	0	0.123
LANE2	7	5.25	2	0	5.25	-1.8	0	0.1633
LANE2	7	5.25	3	1.8	5.25	-3.6	0	0.201
LANE2	8	6.125	1	-1.8	6.125	0	0	0.1467
LANE2	8	6.125	2	0	6.125	-1.8	0	0.1978
LANE2	8	6.125	3	1.8	6.125	-3.6	0	0.2359
LANE2	9	7	1	-1.8	7	0	0	0.1794
LANE2	9	7	2	0	7	-1.8	0	0.236
LANE2	9	7	3	1.8	7	-3.6	0	0.2909
LANE2	10	7.875	1	-1.8	7.875	0	0	0.2131
LANE2	10	7.875	2	0	7.875	-1.8	0	0.2738
LANE2	10	7.875	3	1.8	7.875	-3.6	0	0.342
LANE2	11	8.75	1	-1.8	8.75	0	0	0.2378

LANE2	11	8.75	2	0	8.75	-1.8	0	0.3069
LANE2	11	8.75	3	1.8	8.75	-3.6	0	0.37
LANE2	12	9.625	1	-1.8	9.625	0	0	0.2591
LANE2	12	9.625	2	0	9.625	-1.8	0	0.3367
LANE2	12	9.625	3	1.8	9.625	-3.6	0	0.3977
LANE2	13	10.5	1	-1.8	10.5	0	0	0.2789
LANE2	13	10.5	2	0	10.5	-1.8	0	0.3646
LANE2	13	10.5	3	1.8	10.5	-3.6	0	0.4468
LANE2	14	11.375	1	-1.8	11.375	0	0	0.304
LANE2	14	11.375	2	0	11.375	-1.8	0	0.3966
LANE2	14	11.375	3	1.8	11.375	-3.6	0	0.4951
LANE2	15	12.25	1	-1.8	12.25	0	0	0.3364
LANE2	15	12.25	2	0	12.25	-1.8	0	0.4372
LANE2	15	12.25	3	1.8	12.25	-3.6	0	0.5262
LANE2	16	13.125	1	-1.8	13.125	0	0	0.3716
LANE2	16	13.125	2	0	13.125	-1.8	0	0.4852
LANE2	16	13.125	3	1.8	13.125	-3.6	0	0.572
LANE2	17	14	1	-1.8	14	0	0	0.404
LANE2	17	14	2	0	14	-1.8	0	0.537
LANE2	17	14	3	1.8	14	-3.6	0	0.6654
LANE2	18	14.875	1	-1.8	14.875	0	0	0.4325
LANE2	18	14.875	2	0	14.875	-1.8	0	0.5883
LANE2	18	14.875	3	1.8	14.875	-3.6	0	0.7782
LANE2	19	15.75	1	-1.8	15.75	0	0	0.4577
LANE2	19	15.75	2	0	15.75	-1.8	0	0.6312
LANE2	19	15.75	3	1.8	15.75	-3.6	0	0.8532
LANE2	20	16.625	1	-1.8	16.625	0	0	0.4758
LANE2	20	16.625	2	0	16.625	-1.8	0	0.6546
LANE2	20	16.625	3	1.8	16.625	-3.6	0	0.8739
LANE2	21	17.5	1	-1.8	17.5	0	0	0.4849
LANE2	21	17.5	2	0	17.5	-1.8	0	0.6592
LANE2	21	17.5	3	1.8	17.5	-3.6	0	0.8395
LANE2	22	18.375	1	-1.8	18.375	0	0	0.4801
LANE2	22	18.375	2	0	18.375	-1.8	0	0.6452
LANE2	22	18.375	3	1.8	18.375	-3.6	0	0.7922
LANE2	23	19.25	1	-1.8	19.25	0	0	0.4622

LANE2	23	19.25	2	0	19.25	-1.8	0	0.6175
LANE2	23	19.25	3	1.8	19.25	-3.6	0	0.7647
LANE2	24	20.125	1	-1.8	20.125	0	0	0.4378
LANE2	24	20.125	2	0	20.125	-1.8	0	0.5842
LANE2	24	20.125	3	1.8	20.125	-3.6	0	0.7368
LANE2	25	21	1	-1.8	21	0	0	0.413
LANE2	25	21	2	0	21	-1.8	0	0.5505
LANE2	25	21	3	1.8	21	-3.6	0	0.6861
LANE2	26	21.875	1	-1.8	21.875	0	0	0.3882
LANE2	26	21.875	2	0	21.875	-1.8	0	0.5168
LANE2	26	21.875	3	1.8	21.875	-3.6	0	0.6321
LANE2	27	22.75	1	-1.8	22.75	0	0	0.3619
LANE2	27	22.75	2	0	22.75	-1.8	0	0.482
LANE2	27	22.75	3	1.8	22.75	-3.6	0	0.5978
LANE2	28	23.625	1	-1.8	23.625	0	0	0.3366
LANE2	28	23.625	2	0	23.625	-1.8	0	0.449
LANE2	28	23.625	3	1.8	23.625	-3.6	0	0.5674
LANE2	29	24.5	1	-1.8	24.5	0	0	0.3148
LANE2	29	24.5	2	0	24.5	-1.8	0	0.4201
LANE2	29	24.5	3	1.8	24.5	-3.6	0	0.524
LANE2	30	25.375	1	-1.8	25.375	0	0	0.295
LANE2	30	25.375	2	0	25.375	-1.8	0	0.3939
LANE2	30	25.375	3	1.8	25.375	-3.6	0	0.4824
LANE2	31	26.25	1	-1.8	26.25	0	0	0.275
LANE2	31	26.25	2	0	26.25	-1.8	0	0.368
LANE2	31	26.25	3	1.8	26.25	-3.6	0	0.4583
LANE2	32	27.125	1	-1.8	27.125	0	0	0.2559
LANE2	32	27.125	2	0	27.125	-1.8	0	0.3434
LANE2	32	27.125	3	1.8	27.125	-3.6	0	0.4369
LANE2	33	28	1	-1.8	28	0	0	0.2389
LANE2	33	28	2	0	28	-1.8	0	0.3204
LANE2	33	28	3	1.8	28	-3.6	0	0.4019
LANE2	34	28.875	1	-1.8	28.875	0	0	0.2225
LANE2	34	28.875	2	0	28.875	-1.8	0	0.2974
LANE2	34	28.875	3	1.8	28.875	-3.6	0	0.3645
LANE2	35	29.75	1	-1.8	29.75	0	0	0.2052

LANE2	35	29.75	2	0	29.75	-1.8	0	0.2737
LANE2	35	29.75	3	1.8	29.75	-3.6	0	0.3397
LANE2	36	30.625	1	-1.8	30.625	0	0	0.1886
LANE2	36	30.625	2	0	30.625	-1.8	0	0.251
LANE2	36	30.625	3	1.8	30.625	-3.6	0	0.3171
LANE2	37	31.5	1	-1.8	31.5	0	0	0.1746
LANE2	37	31.5	2	0	31.5	-1.8	0	0.231
LANE2	37	31.5	3	1.8	31.5	-3.6	0	0.2856
LANE2	38	32.375	1	-1.8	32.375	0	0	0.162
LANE2	38	32.375	2	0	32.375	-1.8	0	0.2124
LANE2	38	32.375	3	1.8	32.375	-3.6	0	0.255
LANE2	39	33.25	1	-1.8	33.25	0	0	0.1483
LANE2	39	33.25	2	0	33.25	-1.8	0	0.1931
LANE2	39	33.25	3	1.8	33.25	-3.6	0	0.2351
LANE2	40	34.125	1	-1.8	34.125	0	0	0.1328
LANE2	40	34.125	2	0	34.125	-1.8	0	0.1724
LANE2	40	34.125	3	1.8	34.125	-3.6	0	0.2155
LANE2	41	35	1	-1.8	35	0	0	0.1131
LANE2	41	35	2	0	35	-1.8	0	0.1497
LANE2	41	35	3	1.8	35	-3.6	0	0.1857
LANE2	42	35.875	1	-1.8	35.875	0	0	0.094
LANE2	42	35.875	2	0	35.875	-1.8	0	0.1269
LANE2	42	35.875	3	1.8	35.875	-3.6	0	0.1542
LANE2	43	36.75	1	-1.8	36.75	0	0	0.0792
LANE2	43	36.75	2	0	36.75	-1.8	0	0.1059
LANE2	43	36.75	3	1.8	36.75	-3.6	0	0.1317
LANE2	44	37.625	1	-1.8	37.625	0	0	0.0649
LANE2	44	37.625	2	0	37.625	-1.8	0	0.0859
LANE2	44	37.625	3	1.8	37.625	-3.6	0	0.1111
LANE2	45	38.5	1	-1.8	38.5	0	0	0.0472
LANE2	45	38.5	2	0	38.5	-1.8	0	0.0658
LANE2	45	38.5	3	1.8	38.5	-3.6	0	0.0854
LANE2	46	39.375	1	-1.8	39.375	0	0	0.0297
LANE2	46	39.375	2	0	39.375	-1.8	0	0.0461
LANE2	46	39.375	3	1.8	39.375	-3.6	0	0.061
LANE2	47	40.25	1	-1.8	40.25	0	0	0.0167

LANE2	47	40.25	2	0	40.25	-1.8	0	0.028
LANE2	47	40.25	3	1.8	40.25	-3.6	0	0.0438
LANE2	48	41.125	1	-1.8	41.125	0	0	6.45E-03
LANE2	48	41.125	2	0	41.125	-1.8	0	0.0117
LANE2	48	41.125	3	1.8	41.125	-3.6	0	0.0255
LANE2	49	42	1	-1.8	42	0	0	-1.23E-03
LANE2	49	42	2	0	42	-1.8	0	-1.85E-03
LANE2	49	42	3	1.8	42	-3.6	0	-2.01E-03

FUENTE: Elaboración propia

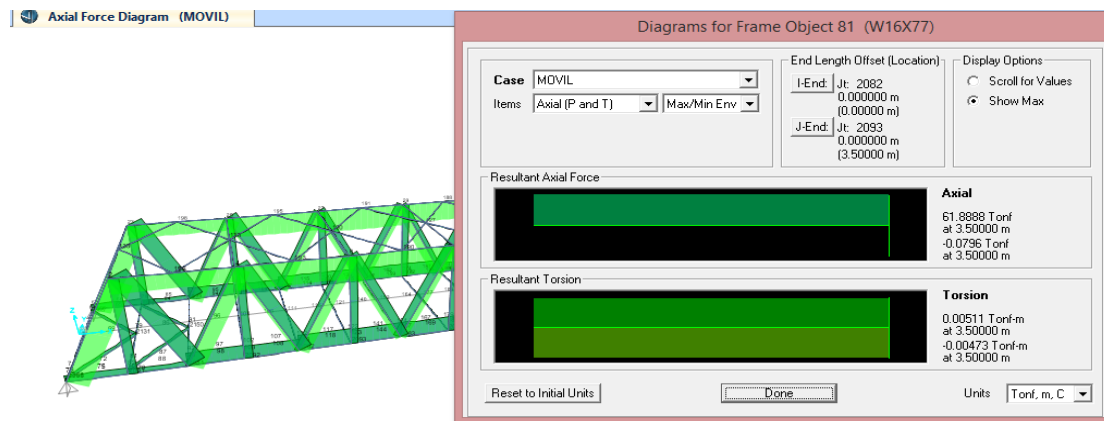


FIGURA 169: Fuerza axial caso de carga móvil de elemento 6 (BRIDA brida inferior)

FUENTE: Elaboración propia

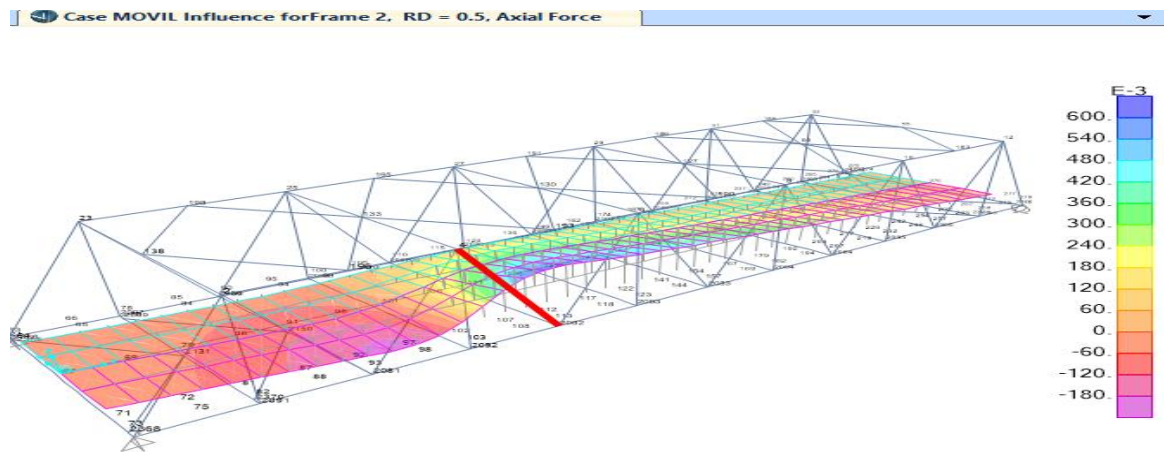


FIGURA 170: líneas de influencia de elemento 2 (diagonal interior)

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 128: Líneas de influencia diagonal interior 2 carril 2

Case MOVIL Influence forFrame 2, RD = 0.5, Axial Force								
Lane	Station	Sta. Dist	Ordinate	Ord. Dist	Global X	Global Y	Global Z	Influence

		m		m	m	m	m	Tonf
LANE2	1	-3.31E-16	1	-1.8	-2.20E-16	0	0	1.69E-04
LANE2	1	-3.31E-16	2	0	-2.20E-16	-1.8	0	4.56E-04
LANE2	1	-3.31E-16	3	1.8	-2.20E-16	-3.6	0	3.67E-04
LANE2	2	0.875	1	-1.8	0.875	0	0	-0.0129
LANE2	2	0.875	2	0	0.875	-1.8	0	-0.0161
LANE2	2	0.875	3	1.8	0.875	-3.6	0	-0.0185
LANE2	3	1.75	1	-1.8	1.75	0	0	-0.0258
LANE2	3	1.75	2	0	1.75	-1.8	0	-0.0328
LANE2	3	1.75	3	1.8	1.75	-3.6	0	-0.0393
LANE2	4	2.625	1	-1.8	2.625	0	0	-0.0388
LANE2	4	2.625	2	0	2.625	-1.8	0	-0.0496
LANE2	4	2.625	3	1.8	2.625	-3.6	0	-0.0604
LANE2	5	3.5	1	-1.8	3.5	0	0	-0.0519
LANE2	5	3.5	2	0	3.5	-1.8	0	-0.0665
LANE2	5	3.5	3	1.8	3.5	-3.6	0	-0.08
LANE2	6	4.375	1	-1.8	4.375	0	0	-0.0663
LANE2	6	4.375	2	0	4.375	-1.8	0	-0.0839
LANE2	6	4.375	3	1.8	4.375	-3.6	0	-0.0989
LANE2	7	5.25	1	-1.8	5.25	0	0	-0.0816
LANE2	7	5.25	2	0	5.25	-1.8	0	-0.1021
LANE2	7	5.25	3	1.8	5.25	-3.6	0	-0.119
LANE2	8	6.125	1	-1.8	6.125	0	0	-0.0959
LANE2	8	6.125	2	0	6.125	-1.8	0	-0.1208
LANE2	8	6.125	3	1.8	6.125	-3.6	0	-0.1411
LANE2	9	7	1	-1.8	7	0	0	-0.1066
LANE2	9	7	2	0	7	-1.8	0	-0.1395
LANE2	9	7	3	1.8	7	-3.6	0	-0.1667
LANE2	10	7.875	1	-1.8	7.875	0	0	-0.1104
LANE2	10	7.875	2	0	7.875	-1.8	0	-0.1554
LANE2	10	7.875	3	1.8	7.875	-3.6	0	-0.1972
LANE2	11	8.75	1	-1.8	8.75	0	0	-0.1023
LANE2	11	8.75	2	0	8.75	-1.8	0	-0.1582
LANE2	11	8.75	3	1.8	8.75	-3.6	0	-0.2188
LANE2	12	9.625	1	-1.8	9.625	0	0	-0.076

LANE2	12	9.625	2	0	9.625	-1.8	0	-0.1349
LANE2	12	9.625	3	1.8	9.625	-3.6	0	-0.2091
LANE2	13	10.5	1	-1.8	10.5	0	0	-0.0265
LANE2	13	10.5	2	0	10.5	-1.8	0	-0.0714
LANE2	13	10.5	3	1.8	10.5	-3.6	0	-0.141
LANE2	14	11.375	1	-1.8	11.375	0	0	0.0459
LANE2	14	11.375	2	0	11.375	-1.8	0	0.0373
LANE2	14	11.375	3	1.8	11.375	-3.6	0	9.72E-03
LANE2	15	12.25	1	-1.8	12.25	0	0	0.1311
LANE2	15	12.25	2	0	12.25	-1.8	0	0.1722
LANE2	15	12.25	3	1.8	12.25	-3.6	0	0.2127
LANE2	16	13.125	1	-1.8	13.125	0	0	0.2157
LANE2	16	13.125	2	0	13.125	-1.8	0	0.3065
LANE2	16	13.125	3	1.8	13.125	-3.6	0	0.415
LANE2	17	14	1	-1.8	14	0	0	0.2867
LANE2	17	14	2	0	14	-1.8	0	0.4133
LANE2	17	14	3	1.8	14	-3.6	0	0.5634
LANE2	18	14.875	1	-1.8	14.875	0	0	0.3337
LANE2	18	14.875	2	0	14.875	-1.8	0	0.4734
LANE2	18	14.875	3	1.8	14.875	-3.6	0	0.6273
LANE2	19	15.75	1	-1.8	15.75	0	0	0.3568
LANE2	19	15.75	2	0	15.75	-1.8	0	0.4923
LANE2	19	15.75	3	1.8	15.75	-3.6	0	0.6314
LANE2	20	16.625	1	-1.8	16.625	0	0	0.3613
LANE2	20	16.625	2	0	16.625	-1.8	0	0.4845
LANE2	20	16.625	3	1.8	16.625	-3.6	0	0.6037
LANE2	21	17.5	1	-1.8	17.5	0	0	0.3535
LANE2	21	17.5	2	0	17.5	-1.8	0	0.4638
LANE2	21	17.5	3	1.8	17.5	-3.6	0	0.5676
LANE2	22	18.375	1	-1.8	18.375	0	0	0.3392
LANE2	22	18.375	2	0	18.375	-1.8	0	0.4412
LANE2	22	18.375	3	1.8	18.375	-3.6	0	0.5378
LANE2	23	19.25	1	-1.8	19.25	0	0	0.3224
LANE2	23	19.25	2	0	19.25	-1.8	0	0.4196
LANE2	23	19.25	3	1.8	19.25	-3.6	0	0.5129
LANE2	24	20.125	1	-1.8	20.125	0	0	0.305

LANE2	24	20.125	2	0	20.125	-1.8	0	0.3993
LANE2	24	20.125	3	1.8	20.125	-3.6	0	0.4909
LANE2	25	21	1	-1.8	21	0	0	0.2884
LANE2	25	21	2	0	21	-1.8	0	0.3802
LANE2	25	21	3	1.8	21	-3.6	0	0.4707
LANE2	26	21.875	1	-1.8	21.875	0	0	0.2736
LANE2	26	21.875	2	0	21.875	-1.8	0	0.3624
LANE2	26	21.875	3	1.8	21.875	-3.6	0	0.4508
LANE2	27	22.75	1	-1.8	22.75	0	0	0.2603
LANE2	27	22.75	2	0	22.75	-1.8	0	0.3455
LANE2	27	22.75	3	1.8	22.75	-3.6	0	0.4306
LANE2	28	23.625	1	-1.8	23.625	0	0	0.2479
LANE2	28	23.625	2	0	23.625	-1.8	0	0.3293
LANE2	28	23.625	3	1.8	23.625	-3.6	0	0.4105
LANE2	29	24.5	1	-1.8	24.5	0	0	0.2359
LANE2	29	24.5	2	0	24.5	-1.8	0	0.3134
LANE2	29	24.5	3	1.8	24.5	-3.6	0	0.391
LANE2	30	25.375	1	-1.8	25.375	0	0	0.2241
LANE2	30	25.375	2	0	25.375	-1.8	0	0.2977
LANE2	30	25.375	3	1.8	25.375	-3.6	0	0.3718
LANE2	31	26.25	1	-1.8	26.25	0	0	0.2125
LANE2	31	26.25	2	0	26.25	-1.8	0	0.2822
LANE2	31	26.25	3	1.8	26.25	-3.6	0	0.3521
LANE2	32	27.125	1	-1.8	27.125	0	0	0.2009
LANE2	32	27.125	2	0	27.125	-1.8	0	0.2667
LANE2	32	27.125	3	1.8	27.125	-3.6	0	0.3325
LANE2	33	28	1	-1.8	28	0	0	0.1893
LANE2	33	28	2	0	28	-1.8	0	0.2512
LANE2	33	28	3	1.8	28	-3.6	0	0.3132
LANE2	34	28.875	1	-1.8	28.875	0	0	0.1776
LANE2	34	28.875	2	0	28.875	-1.8	0	0.2357
LANE2	34	28.875	3	1.8	28.875	-3.6	0	0.294
LANE2	35	29.75	1	-1.8	29.75	0	0	0.1659
LANE2	35	29.75	2	0	29.75	-1.8	0	0.2202
LANE2	35	29.75	3	1.8	29.75	-3.6	0	0.2745
LANE2	36	30.625	1	-1.8	30.625	0	0	0.1542

LANE2	36	30.625	2	0	30.625	-1.8	0	0.2046
LANE2	36	30.625	3	1.8	30.625	-3.6	0	0.2549
LANE2	37	31.5	1	-1.8	31.5	0	0	0.1423
LANE2	37	31.5	2	0	31.5	-1.8	0	0.1888
LANE2	37	31.5	3	1.8	31.5	-3.6	0	0.2355
LANE2	38	32.375	1	-1.8	32.375	0	0	0.1304
LANE2	38	32.375	2	0	32.375	-1.8	0	0.173
LANE2	38	32.375	3	1.8	32.375	-3.6	0	0.2159
LANE2	39	33.25	1	-1.8	33.25	0	0	0.1185
LANE2	39	33.25	2	0	33.25	-1.8	0	0.1571
LANE2	39	33.25	3	1.8	33.25	-3.6	0	0.196
LANE2	40	34.125	1	-1.8	34.125	0	0	0.1067
LANE2	40	34.125	2	0	34.125	-1.8	0	0.1413
LANE2	40	34.125	3	1.8	34.125	-3.6	0	0.1761
LANE2	41	35	1	-1.8	35	0	0	0.095
LANE2	41	35	2	0	35	-1.8	0	0.1257
LANE2	41	35	3	1.8	35	-3.6	0	0.1567
LANE2	42	35.875	1	-1.8	35.875	0	0	0.0833
LANE2	42	35.875	2	0	35.875	-1.8	0	0.1102
LANE2	42	35.875	3	1.8	35.875	-3.6	0	0.1375
LANE2	43	36.75	1	-1.8	36.75	0	0	0.0714
LANE2	43	36.75	2	0	36.75	-1.8	0	0.0946
LANE2	43	36.75	3	1.8	36.75	-3.6	0	0.1179
LANE2	44	37.625	1	-1.8	37.625	0	0	0.0596
LANE2	44	37.625	2	0	37.625	-1.8	0	0.0789
LANE2	44	37.625	3	1.8	37.625	-3.6	0	0.0982
LANE2	45	38.5	1	-1.8	38.5	0	0	0.0478
LANE2	45	38.5	2	0	38.5	-1.8	0	0.0631
LANE2	45	38.5	3	1.8	38.5	-3.6	0	0.0785
LANE2	46	39.375	1	-1.8	39.375	0	0	0.0361
LANE2	46	39.375	2	0	39.375	-1.8	0	0.047
LANE2	46	39.375	3	1.8	39.375	-3.6	0	0.0583
LANE2	47	40.25	1	-1.8	40.25	0	0	0.0241
LANE2	47	40.25	2	0	40.25	-1.8	0	0.0307
LANE2	47	40.25	3	1.8	40.25	-3.6	0	0.0377
LANE2	48	41.125	1	-1.8	41.125	0	0	0.0121

LANE2	48	41.125	2	0	41.125	-1.8	0	0.0147
LANE2	48	41.125	3	1.8	41.125	-3.6	0	0.0176
LANE2	49	42	1	-1.8	42	0	0	3.61E-05
LANE2	49	42	2	0	42	-1.8	0	-8.42E-04
LANE2	49	42	3	1.8	42	-3.6	0	-9.80E-04

FUENTE: Elaboración propia

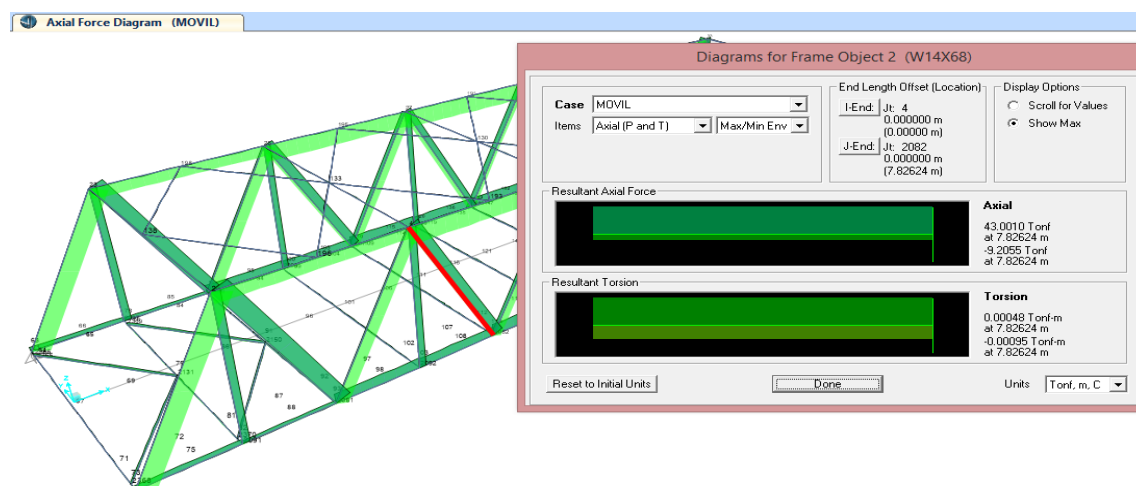


FIGURA 171: Fuerza axial caso de carga móvil de elemento 2 (diagonal interior)

FUENTE: Elaboración propia

RESUMEN DE FUERZAS AXIALES

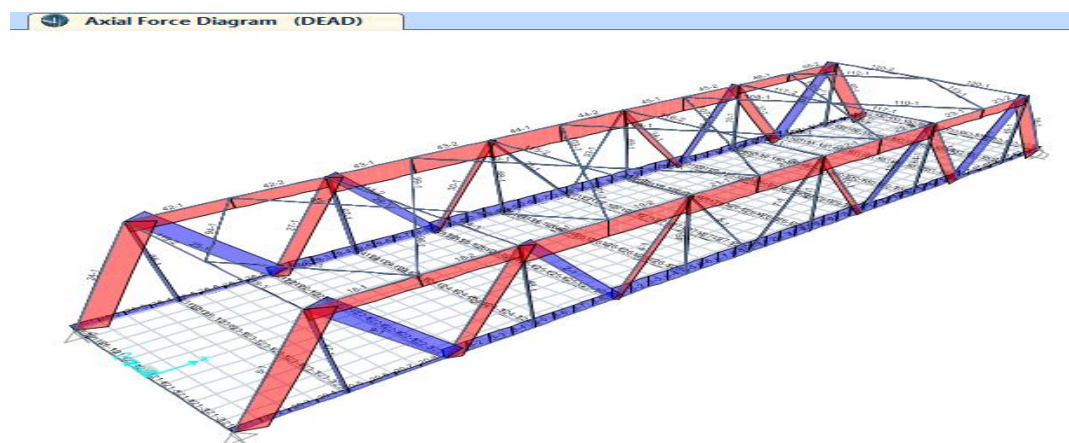


FIGURA 172: Fuerzas Axiales Por Peso Propio

FUENTE: Elaboración propia

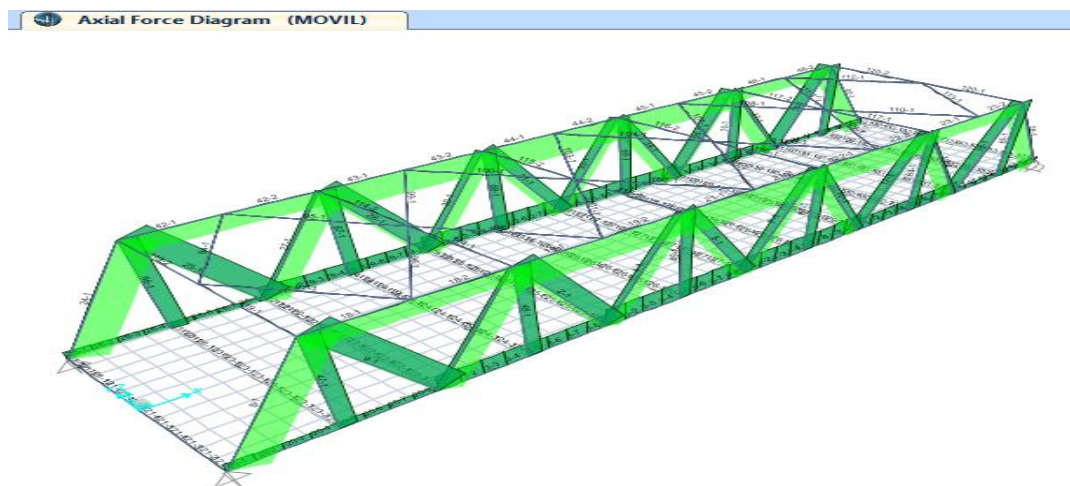


FIGURA 173: Fuerzas Axiales Por carga vehicular

FUENTE: Elaboración propia

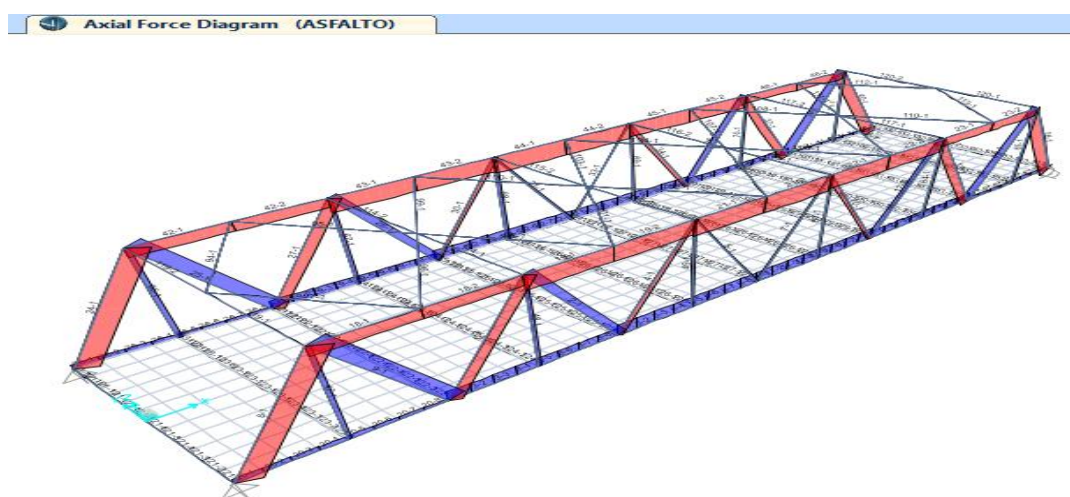


FIGURA 174: Fuerzas Axiales Por carga de asfalto

FUENTE: Elaboración propia

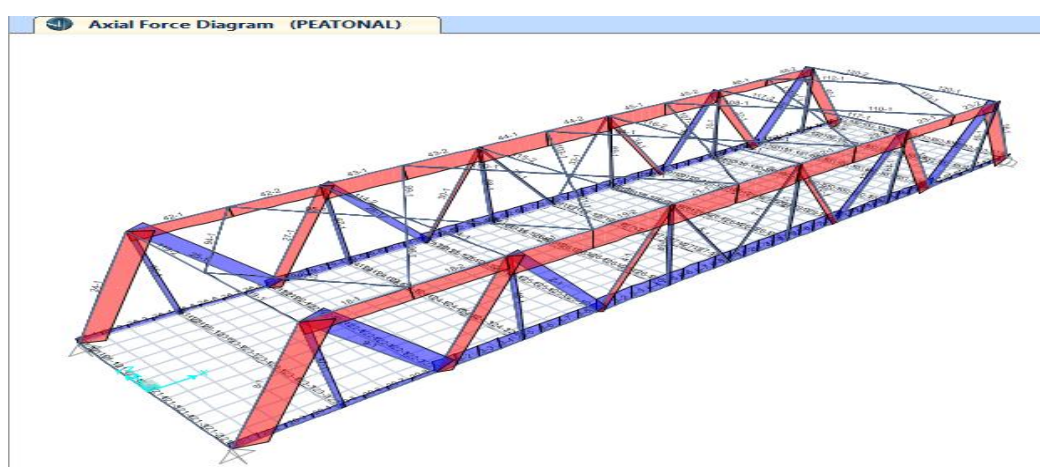


FIGURA 175: Fuerzas Axiales Por carga peatonal

FUENTE: Elaboración propia

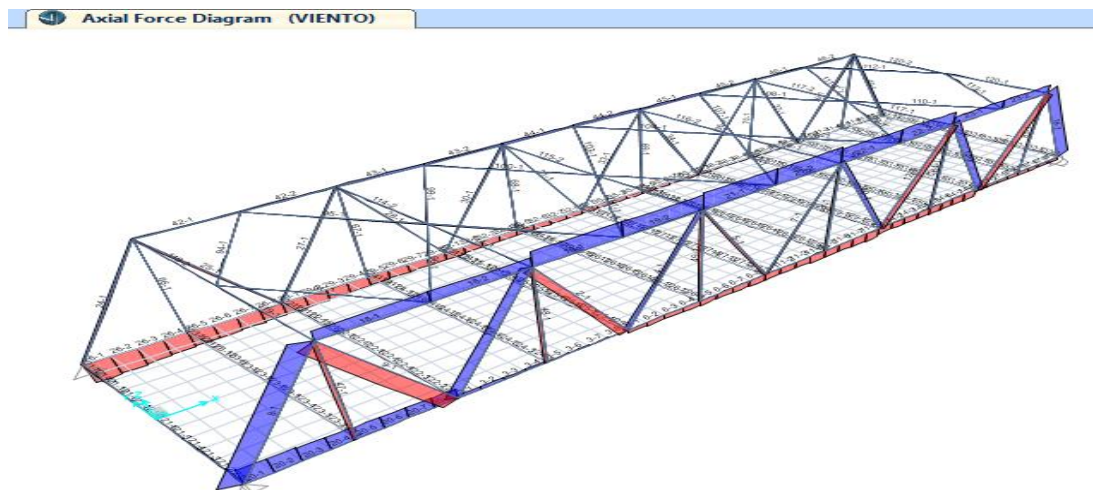


FIGURA 176: Fuerzas Axiales Por carga de viento

FUENTE: Elaboración propia

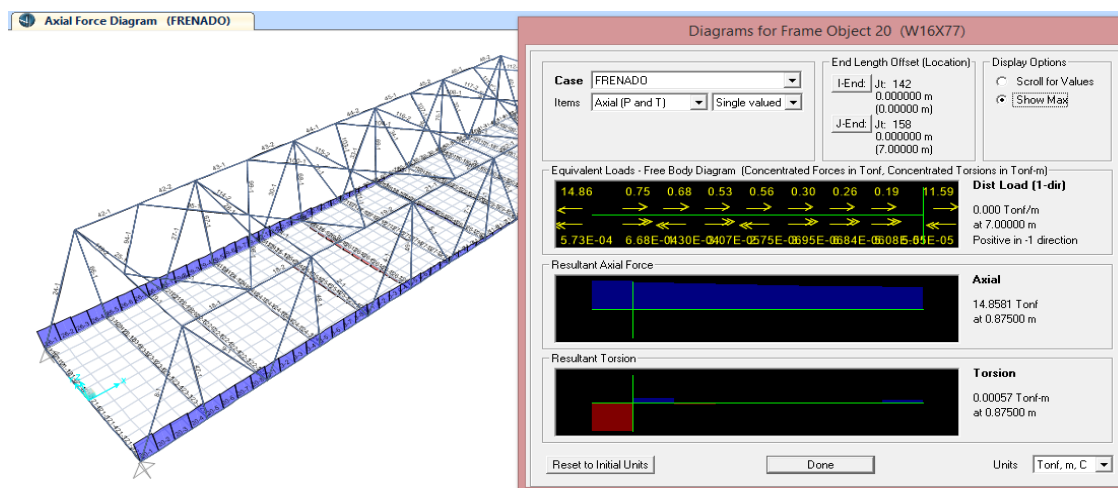


FIGURA 177: FIGURA 178: Fuerzas Axiales Por frenado

FUENTE: Elaboración propia

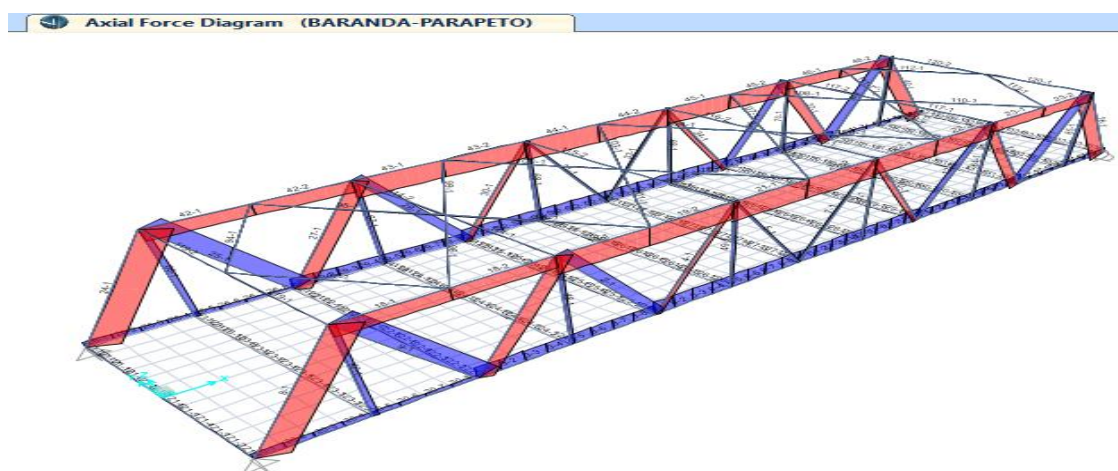


FIGURA 179: Fuerzas Axiales Por carga de parapeto-baranda

FUENTE: Elaboración propia

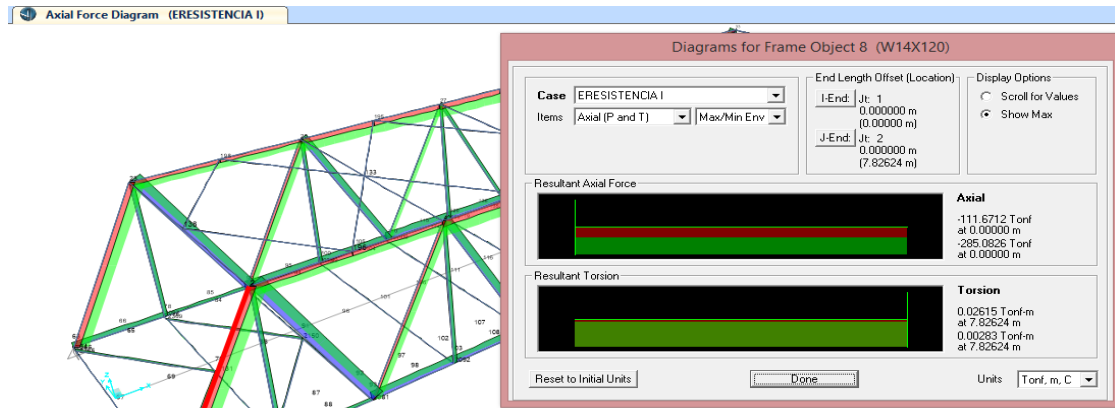


FIGURA 180: Fuerzas Axiales por resistencia I

FUENTE: Elaboración propia

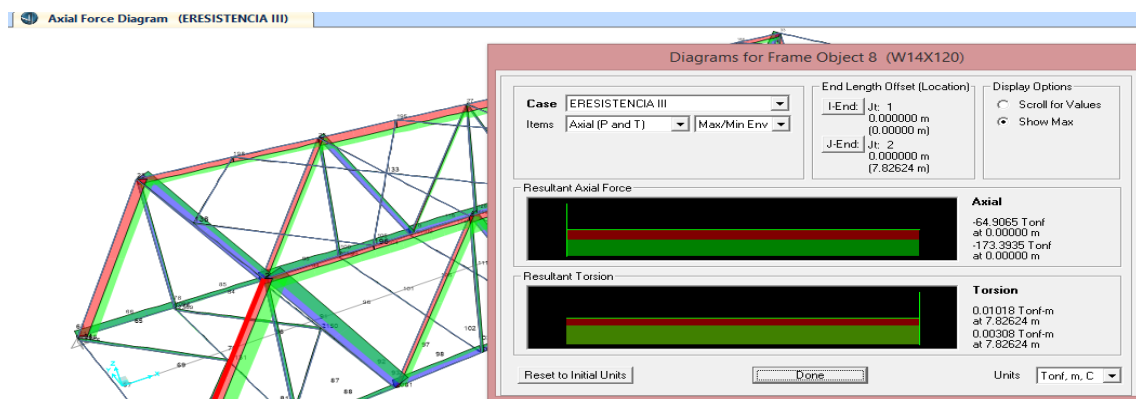


FIGURA 181: Fuerzas Axiales por resistencia III

FUENTE: Elaboración propia

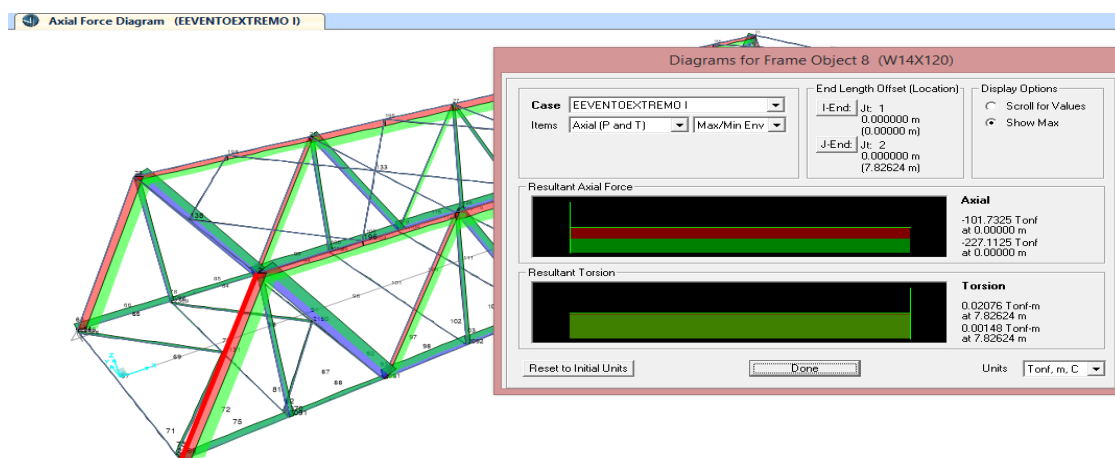


FIGURA 182: Fuerzas Axiales por evento extremo I

FUENTE: Elaboración propia

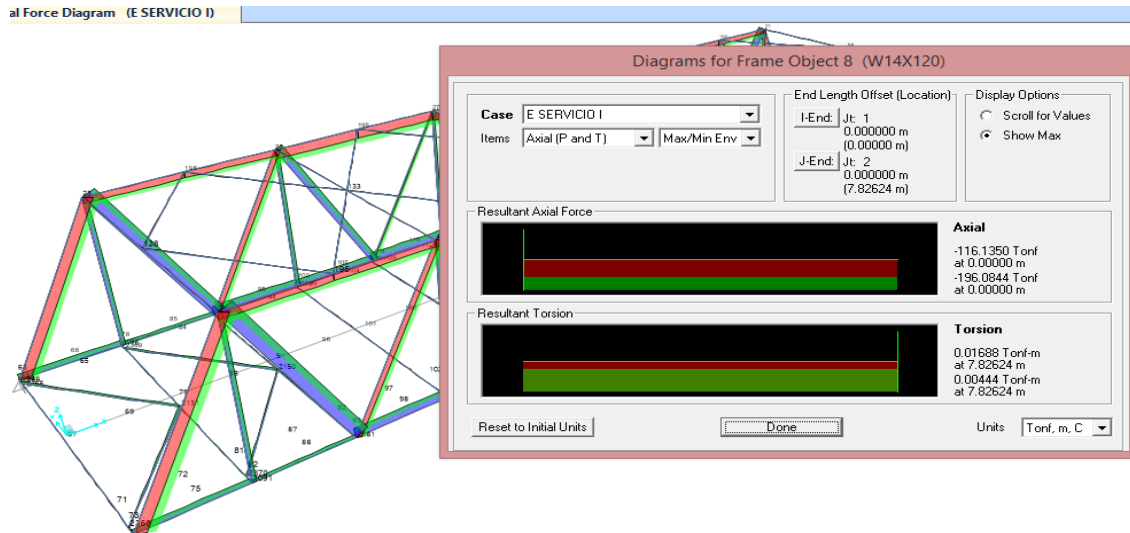


FIGURA 183: Fuerzas Axiales por servicio I

FUENTE: Elaboración propia

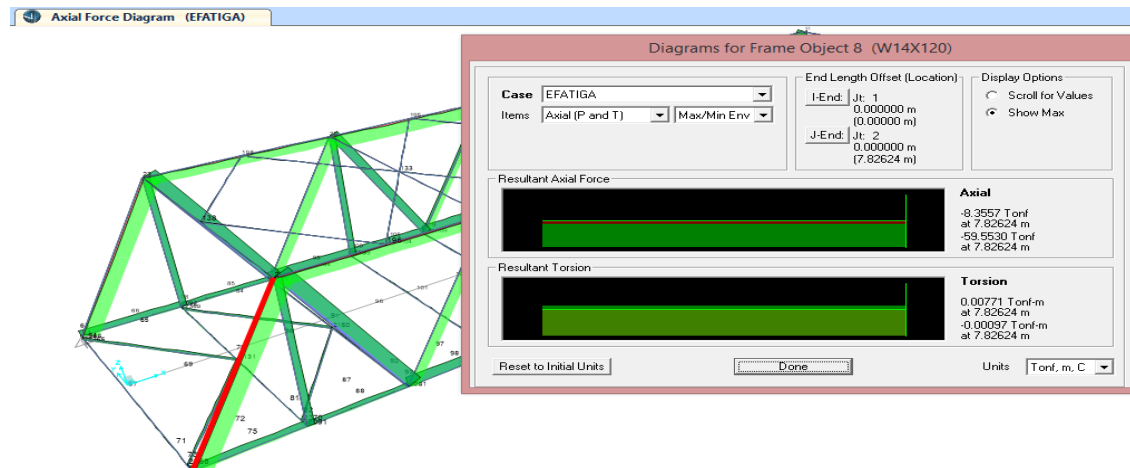


FIGURA 184: Fuerzas Axiales por fatiga

FUENTE: Elaboración propia

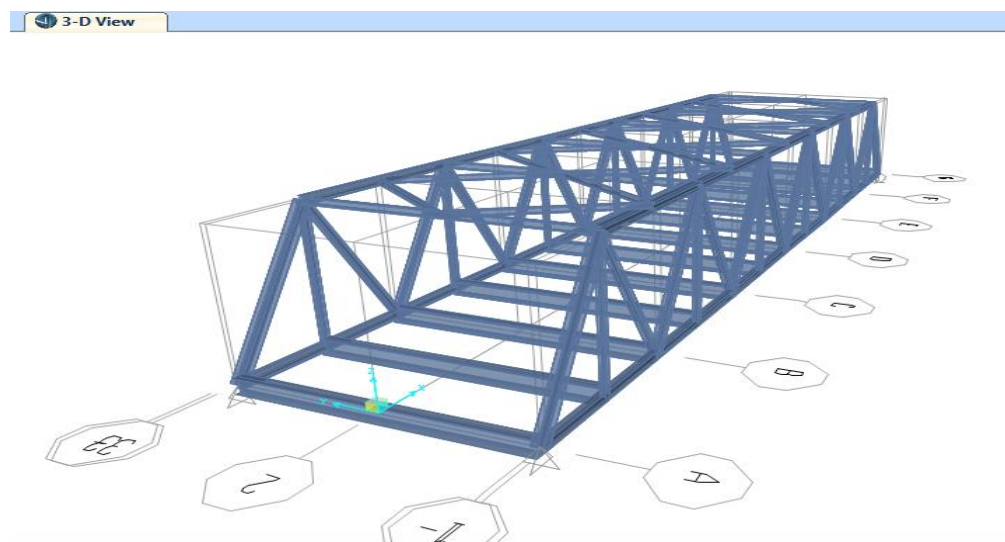


FIGURA 185: Vista en 3D de la armadura metálica final

FUENTE: Elaboración propia

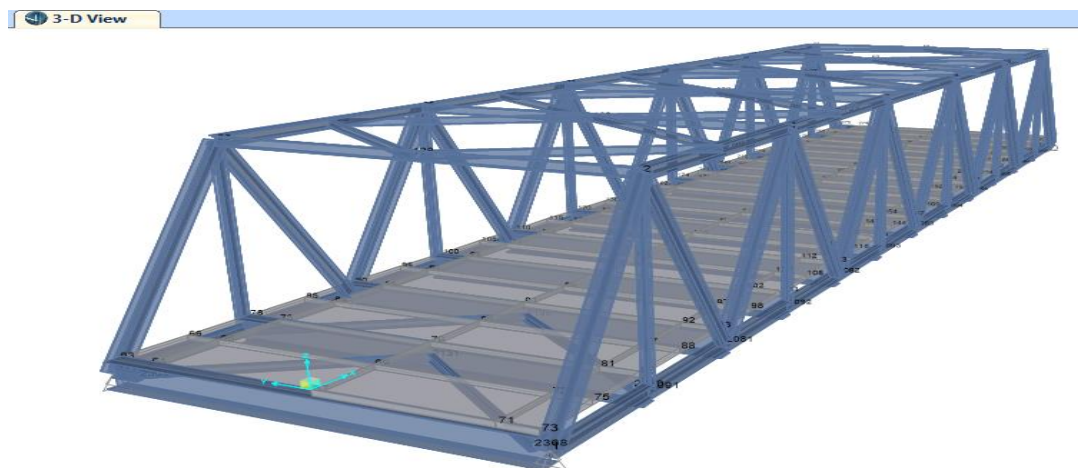


FIGURA 186: Vista en 3D de la armadura metálica final + losa de concreto armado

FUENTE: Elaboración propia

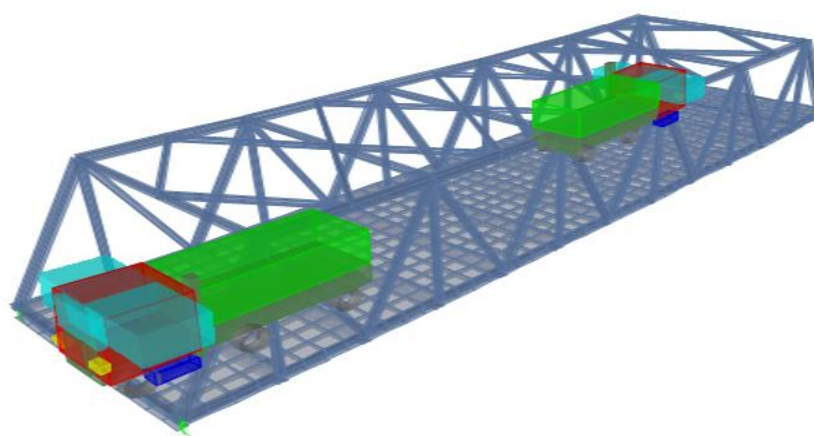


FIGURA 187: Vista en 3D de la armadura metálica final + losa de concreto armado + vehículo

FUENTE: Elaboración propia

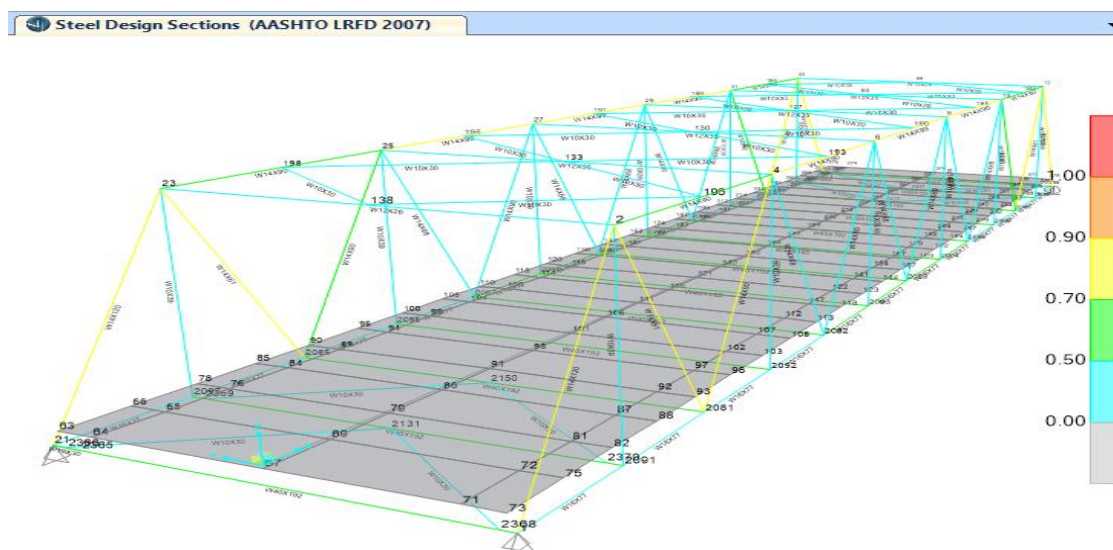


FIGURA 188: Vista en de los ratios obtenidos con los perfiles utilizados

FUENTE: Elaboración propia

PROPIEDADES DE LOS PERFILES UTILIZADOS

TABLA 129: Propiedades del acero estructural utilizado

ACERO ESTRUCTURAL		
PROPIEDADES DE ACERO (A572)G50		
Peso específico	7.85	tn/m ³
Módulo de elasticidad	20387000	tn/m ²
Módulo de Poisson	0.3	
Esfuerzo de fluencia	3515	Kg/cm ²
Esfuerzo ultimo	4569.5	Kg/cm ²

FUENTE: Elaboración propia

CONFIGURACION DE LOS PERFILES UTILIZADOS

VIGA TRANSVERSAL W40x192

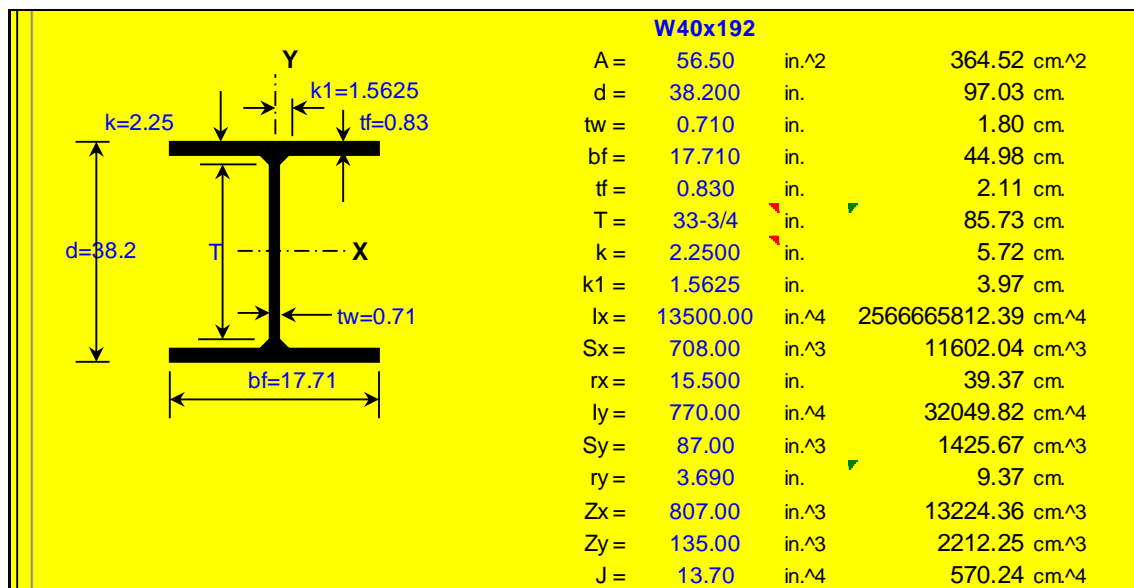


FIGURA 189: Dimensiones y características de Perfil W140x192 en pulgadas y cm

FUENTE: Elaboración propia

A = Área de la sección transversal del miembro.

D = Profundidad total del miembro, paralelo al eje X.

Tw = Espesor de la banda del miembro.

Bf = Anchura de la brida del miembro.

Tf = Espesor de la brida del miembro.

T = Distancia entre filetes para la forma de brida ancha o canal.

K = Distancia de la cara exterior de la brida a la punta de la red del filete.

K1 = Distancia de la línea central a la brida del dedo del pie del filete (pulg.)

- I_x = Momento de inercia del miembro tomado sobre el eje X.
- S_x = Módulo de sección elástica del miembro tomado sobre el eje X.
- R_x = Radio de giro del miembro tomado sobre el eje X = $\text{SQRT}(I_x / A)$.
- I_y = Momento de inercia del miembro tomado sobre el eje Y.
- S_y = Módulo de sección elástico del miembro tomado sobre el eje Y.
- R_y = Radio de giro del miembro tomado sobre el eje Y = $\text{SQRT}(I_y / A)$
- Z_x = Módulo de sección de plástico del miembro sobre eje X.
- Z_y = Módulo de sección de plástico del miembro sobre eje Y.
- J = Constante de torsión del miembro.

DIAGONAL EXTERIOR W14x120

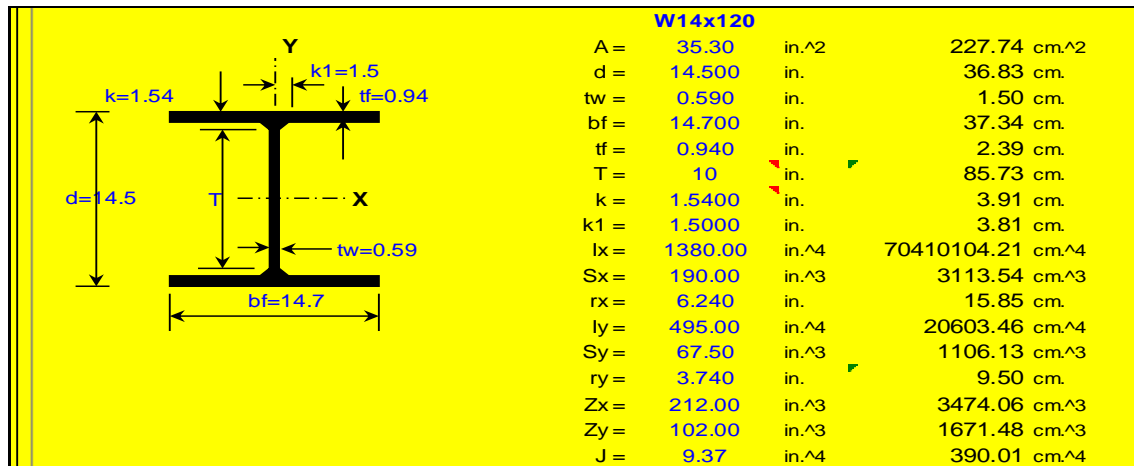


FIGURA 190: Dimensiones y características de Perfil W14x120 en pulgadas y cm

FUENTE: Elaboración propia

DIAGONAL INTERIOR EN COMPRESION W14x90

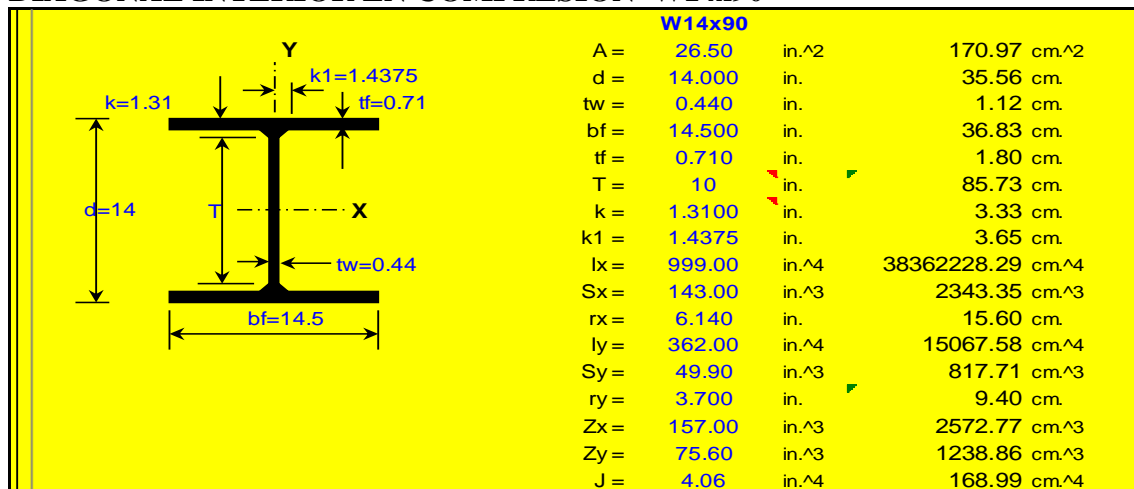


FIGURA 191: Dimensiones y características de Perfil W14x90 en pulgadas y cm

FUENTE: Elaboración propia

DIAGONAL INTERIOR EN TRACCION W14x61

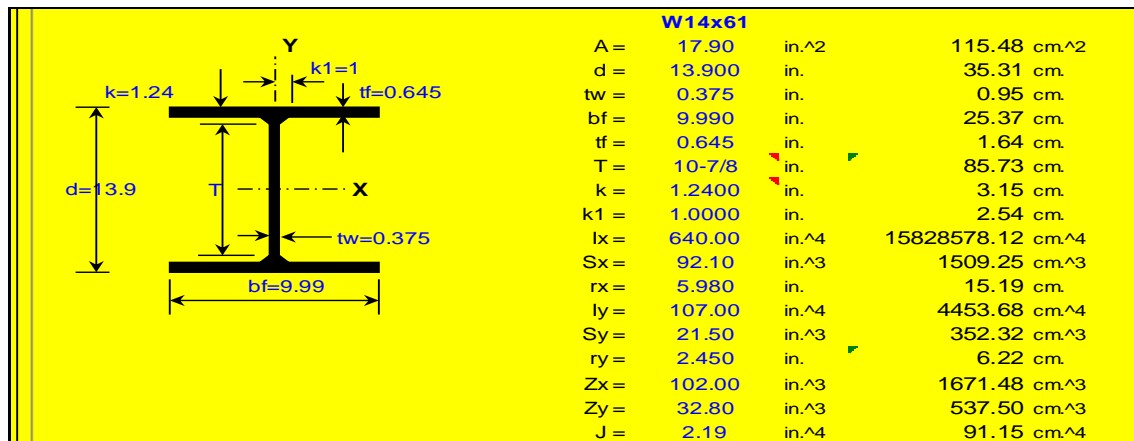


FIGURA 192: Dimensiones y características de Perfil W14x61 en pulgadas y cm

FUENTE: Elaboración propia

DIAGONAL INTERIOR EN TRACCION W14x68

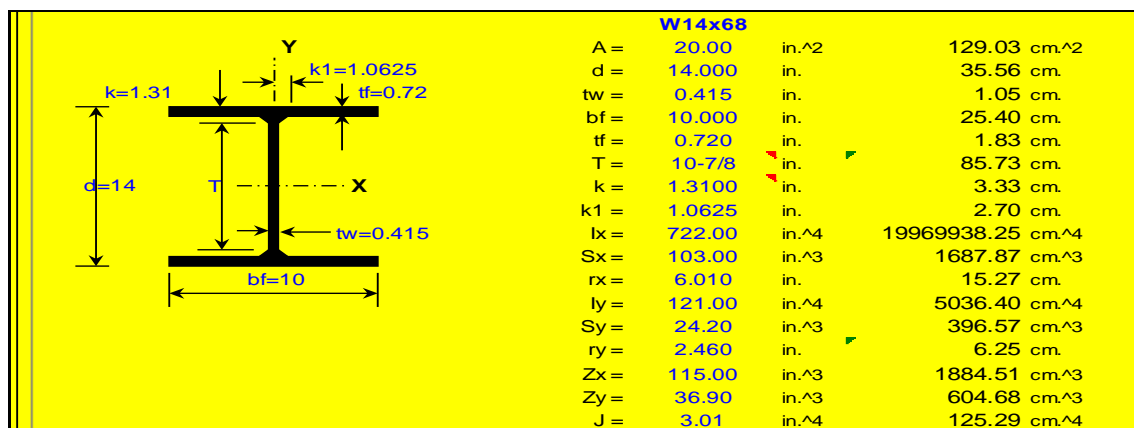


FIGURA 193: Dimensiones y características de Perfil W14x68 en pulgadas y cm

FUENTE: Elaboración propia

MONTANTE W10x39

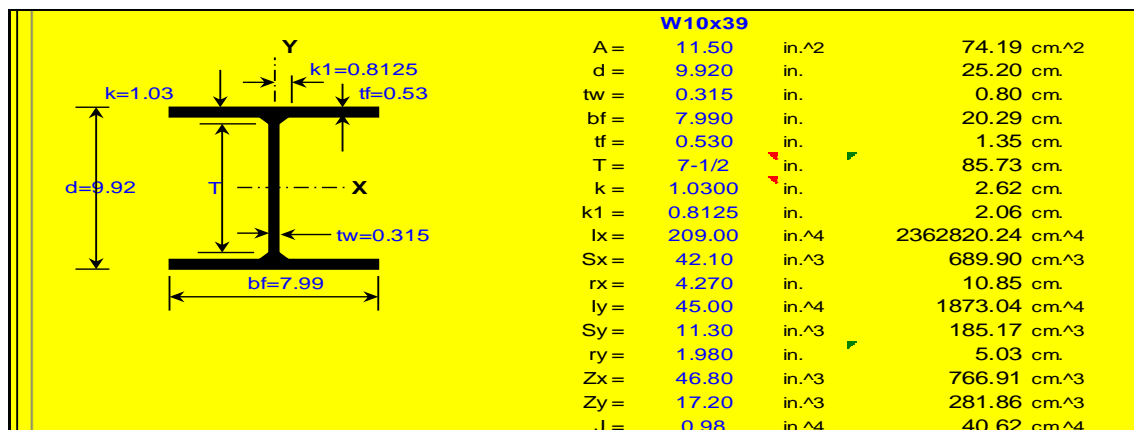


FIGURA 194: Dimensiones y características de Perfil W10x39 en pulgadas y cm

FUENTE: Elaboración propia

BRIDA SUPERIOR W14x90

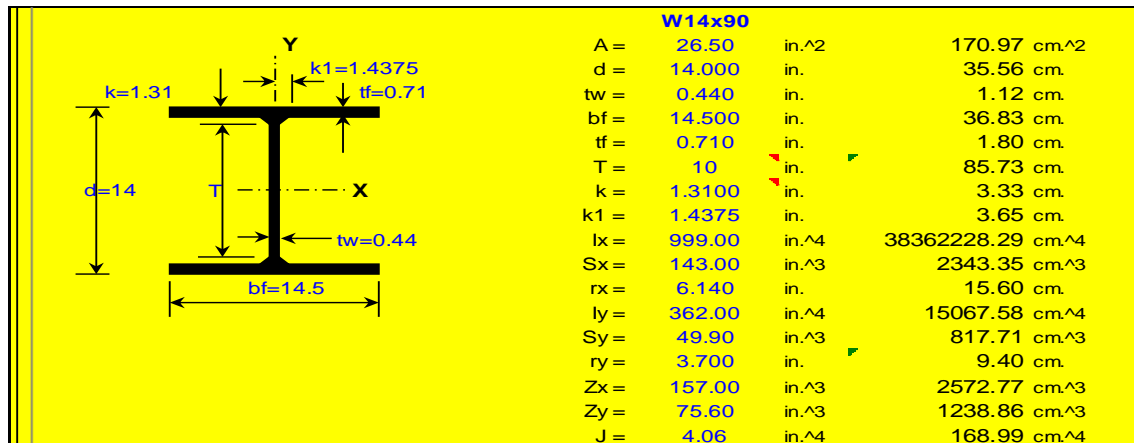


FIGURA 195: Dimensiones y características de Perfil W14x90 en pulgadas y cm

FUENTE: Elaboración propia

BRIDA SUPERIOR CENTRAL W14x99

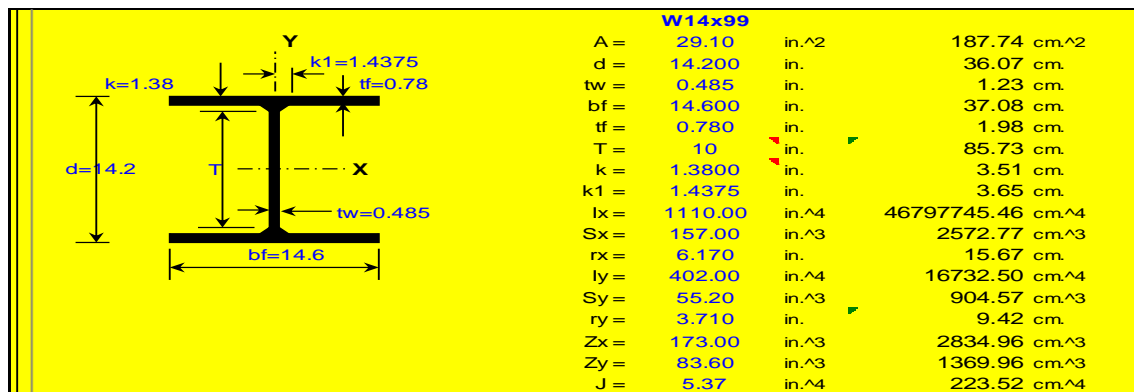


FIGURA 196: Dimensiones y características de Perfil W14x99 en pulgadas y cm

FUENTE: Elaboración propia

ARRIOSTRE SUPERIOR W10x30

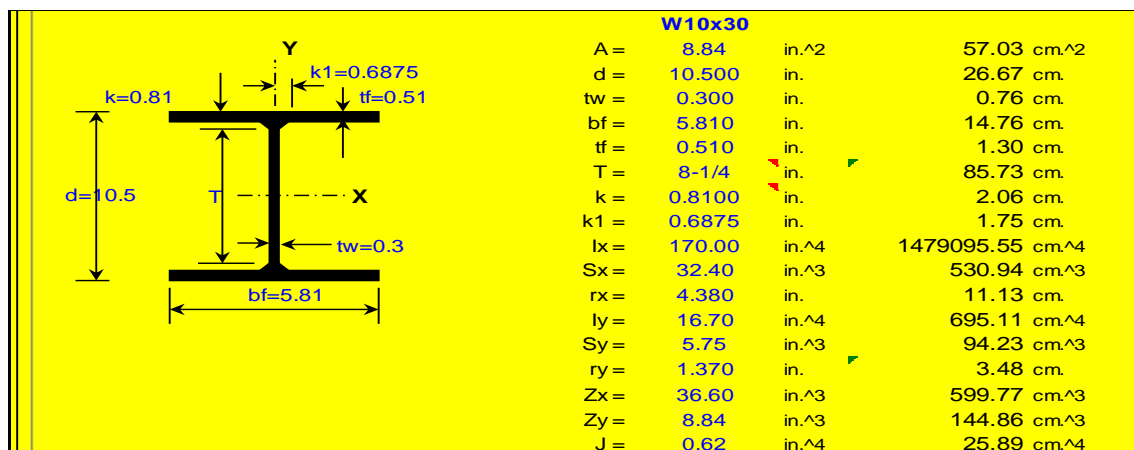


FIGURA 197: Dimensiones y características de Perfil W10x30 en pulgadas y cm

FUENTE: Elaboración propia

BRIDA INFERIOR W16x77

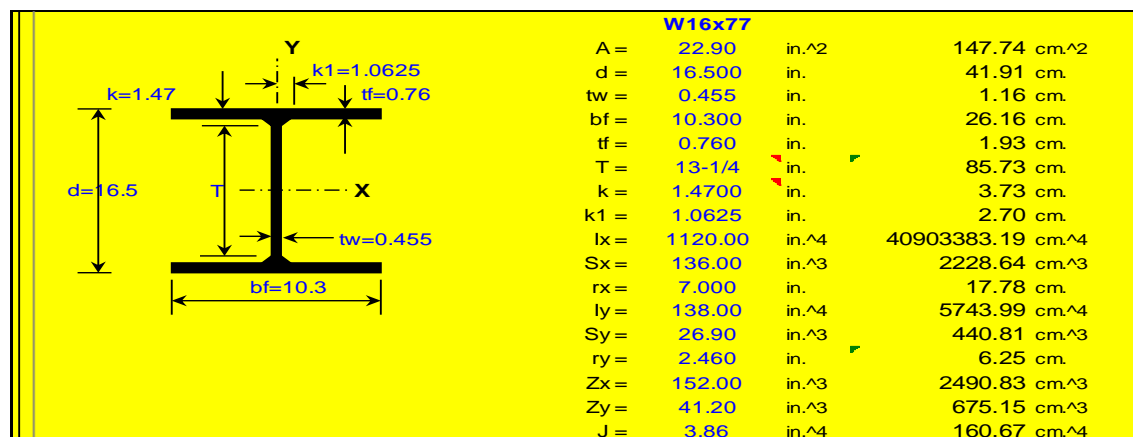


FIGURA 198: Dimensiones y características de Perfil W16x77 en pulgadas y cm

FUENTE: Elaboración propia

VERIFICACION DE PERFILES

VIGA TRANSVERSAL W40x192

File									
AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK									
Combo : RESISTENCIA I									
Units : TonF, m, C									
Frame	: 115	Design Sect:	W40X192						
X Mid	: 3.500	Design Type:	Beam						
Y Mid	: 0.000	Frame Type	: Moment Resisting Frame						
Z Mid	: -0.600	Sect Class	: Plastic						
Length	: 10.600	Major Axis	: 0.000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc	: 5.300	RLLF	: 1.000						
Area	: 0.036	SMajor	: 0.012	rMajor	: 0.393	AUMajor	: 0.017		
IMajor	: 0.006	SMinor	: 0.001	rMinor	: 0.094	AUMinor	: 0.016		
IMinor	: 3.205E-04	ZMajor	: 0.013	E	: 20387000.000				
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 0.002	Fy	: 35150.000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location		Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu		
5.300		-23.781	179.129	-17.755	-11.682	-1.535	-5.228E-06		
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check			
(6.9.2.2-1)	0.680	= 0.013	+ 0.428	+ 0.238	0.950	OK			
AXIAL FORCE DESIGN									
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity						
Axial	-23.781	899.977	1217.208						
MOMENT DESIGN									
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	Db Factor	Ds Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor	
Major Moment	179.133	418.229	1.000	1.000	1.000	1.000	0.096	1.000	
Minor Moment	-17.917	75.131	1.000	1.000	1.000	1.000	0.467		
SHEAR DESIGN									
	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion				
Major Shear	18.851	341.230	0.055	OK	0.000				
Minor Shear	17.267	386.676	0.045	OK	0.000				

FIGURA 199: Diseño de Viga Transversal W40x192

FUENTE: Elaboración propia

En la figura se observa el máximo momento para el diseño por flexión de la viga principal 179.133 Tn-m

DIAGONAL EXTERIOR W14x120

File								
AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK								
Combo : ERESISTENCIA I								
Units : Tonf, m, C								
Frame	: 8	Design Sect:	W14X120					
X Mid	: 1.750	Design Type:	Brace					
Y Mid	: -5.300	Frame Type	: Moment Resisting Frame					
Z Mid	: 2.900	Sect Class	: Plastic					
Length	: 7.826	Major Axis	: 0.000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc	: 0.000	RLLF	: 1.000					
Area	: 0.023	SMajor	: 0.003	rMajor	: 0.159	AVMajor	: 0.006	
IMajor	: 5.744E-04	SMinor	: 0.001	rMinor	: 0.095	AVMinor	: 0.015	
IMinor	: 2.060E-04	ZMajor	: 0.003	E	: 20387000.000			
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 0.002	Fy	: 35150.000			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location		Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu	
0.000		-285.083	0.000	6.240	-0.282	-0.561	0.003	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
(6.9.2.2-2)	0.759	= 0.649	+ 0.000	+ 0.110	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity					
Axial	-285.083	439.160	760.486					
MOMENT DESIGN								
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	Db Factor	Ds Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	0.000	103.223	1.000	1.178	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Moment	7.230	58.307	0.671	1.159	1.000	1.000	1.000	
SHEAR DESIGN								
	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion			
Major Shear	0.391	97.778	0.004	OK	0.000			
Minor Shear	0.960	362.751	0.003	OK	0.000			

FIGURA 200: Diseño de diagonal exterior W14x120

FUENTE: *Elaboración propia*

En la figura se observa la máxima solicitación es fuerza axial a compresión -285-083 Tn el cual es resultado de la combinación RESISTENCIA I.

DIAGONAL INTERIOR EN COMPRESION W14x90

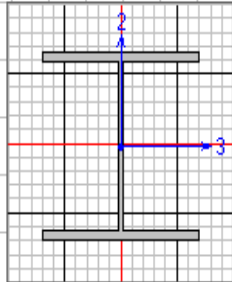
File								
AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK								
Combo : RESISTENCIA I								
Units : Tonf, m, C								
								
Frame	: 1	Design Sect:	W14X90					
X Mid	: 8.750	Design Type:	Brace					
Y Mid	: -5.300	Frame Type	: Moment Resisting Frame					
Z Mid	: 2.900	Sect Class	: Plastic					
Length	: 7.826	Major Axis	: 0.000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc	: 0.000	RLLF	: 1.000					
Area	: 0.017	SMajor	: 0.002	rMajor	: 0.156	AUMajor	: 0.004	
IMajor	: 4.158E-04	SMinor	: 8.171E-04	rMinor	: 0.094	AUMinor	: 0.011	
IMinor	: 1.507E-04	ZMajor	: 0.003	E	: 20387000.000			
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 0.001	Fy	: 35150.000			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location		Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu	
0.000		-194.292	0.000	4.928	-0.211	-0.132	0.002	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
(6.9.2.2-2)	0.701	= 0.597	+ 0.000	+ 0.104	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity					
Axial	-194.292	325.381	570.903					
MOMENT DESIGN								
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	Db Factor	Ds Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	0.000	73.150	1.000	1.166	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Moment	5.037	43.081	0.621	1.022	1.000	1.000	1.000	
SHEAR DESIGN								
	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion			
Major Shear	0.294	72.920	0.004	OK	0.000			
Minor Shear	0.840	271.191	0.003	OK	0.000			

FIGURA 201: Diseño de diagonal interior W14x90

FUENTE: Elaboración propia

En la figura se observa la máxima sollicitación es fuerza axial a compresión -194.292 Tn el cual es resultado de la combinación RESISTENCIA I.

DIAGONAL INTERIOR EN TRACCION W14x68

File								
AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK								
Combo : RESISTENCIA I								
Units : TonF, m, C								
Frame	: 2	Design Sect:	W14X68					
X Mid	: 12.250	Design Type:	Brace					
Y Mid	: -5.300	Frame Type	: Moment Resisting Frame					
Z Mid	: 2.900	Sect Class	: Plastic					
Length	: 7.826	Major Axis	: 0.000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc	: 7.826	RLLF	: 1.000					
Area	: 0.013	SMajor	: 0.002	rMajor	: 0.153	AUMajor	: 0.004	
IMajor	: 3.009E-04	SMinor	: 3.952E-04	rMinor	: 0.062	AUMinor	: 0.008	
IMinor	: 5.036E-05	ZMajor	: 0.002	E	: 20387000.000			
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 6.047E-04	Fy	: 35150.000			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu		
7.826	149.482	0.000	3.066	0.222	-0.596	0.002		
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
(6.8.2.3-2)	0.478	= 0.347	+ 0.000	+ 0.131	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity					
Axial	149.482	130.590	430.870					
MOMENT DESIGN								
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	Db Factor	Ds Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	0.000	44.679	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Moment	3.066	20.836	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
SHEAR DESIGN								
	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion			
Major Shear	0.222	68.776	0.003	OK	0.000			
Minor Shear	0.596	190.064	0.003	OK	0.000			

FIGURA 202: Diseño de diagonal interior W14x68

FUENTE: Elaboración propia

En la figura se observa la máxima sollicitación es fuerza axial a tracción 149.482 Tn el cual es resultado de la combinación RESISTENCIA I.

BRIDA SUPERIOR CENTRAL W14x99

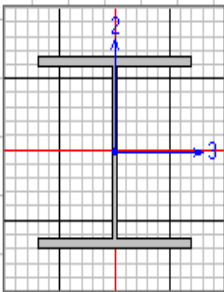
File								
AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK								
Combo : RESISTENCIA I								
Units : TonF, m, C								
								
Frame : 21	Design Sect: W14X99							
X Mid : 21.000	Design Type: Beam							
Y Mid : -5.300	Frame Type : Moment Resisting Frame							
Z Mid : 6.400	Sect Class : Plastic							
Length : 7.000	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3							
Loc : 3.500	RLLF : 1.000							
Area : 0.019	SMajor : 0.003	rMajor : 0.157	AUMajor: 0.004					
IMajor : 4.620E-04	SMinor : 9.046E-04	rMinor : 0.094	AUMinor: 0.012					
IMinor : 1.673E-04	ZMajor : 0.003	E : 20387000.000						
Ixy : 0.000	ZMinor : 0.001	Fy : 35150.000						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu		
3.500	-412.752	1.750	-3.122	-0.178	1.836	-0.003		
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
(6.9.2.2-2)	0.893	= 0.804	+ 0.021	+ 0.068	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity					
Axial	-412.752	513.454	626.916					
MOMENT DESIGN								
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	Db Factor	Ds Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	2.237	96.211	1.000	1.278	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Moment	-3.674	47.694	1.000	1.177	1.000	1.000	0.500	
SHEAR DESIGN								
	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion			
Major Shear	0.178	80.377	0.002	OK	0.000			
Minor Shear	1.836	208.852	0.006	OK	0.000			

FIGURA 203: Diseño de brida superior central W14x99

FUENTE: Elaboración propia

En la figura se observa la máxima sollicitación es fuerza axial a compresión -412.752 Tn el cual es resultado de la combinación RESISTENCIA I.

BRIDA INFERIOR W16x77

File								
AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK								
Combo : RESISTENCIA I								
Units : Tonf, m, C								
Frame : 82	Design Sect: W16X77							
X Mid : 19.250	Design Type: Beam							
Y Mid : -5.300	Frame Type : Moment Resisting Frame							
Z Mid : -0.600	Sect Class : Plastic							
Length : 3.500	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3							
Loc : 2.000	RLLF : 1.000							
Area : 0.015	SMajor : 0.002	rMajor : 0.178	AUMajor: 0.005					
IMajor : 4.620E-04	SMinor : 4.393E-04	rMinor : 0.063	AUMinor: 0.008					
IMinor : 5.744E-05	ZMajor : 0.002	E : 20387000.000						
Ixy : 0.000	ZMinor : 6.735E-04	Fy : 35150.000						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu		
2.000	249.086	0.215	0.000	0.026	0.000	0.008		
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
(6.8.2.3-2)	0.514	= 0.512	+ 0.002	+ 0.000	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity					
Axial	249.086	367.453	486.883					
MOMENT DESIGN								
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	Db Factor	Ds Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	0.215	77.553	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Moment	0.000	23.163	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
SHEAR DESIGN								
	Uu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion			
Major Shear	0.036	89.768	0.000	OK	0.000			
Minor Shear	0.000	205.821	0.000	OK	0.000			

FIGURA 204: Diseño de brida inferior W16x77

FUENTE: Elaboración propia

En la figura se observa la máxima sollicitación es fuerza axial a traccion 249.086Tn el cual es resultado de la combinación RESISTENCIA I.

3.4.11 DISEÑO DE LOSA DE CONCRETO PARA EL PUENTE RETICULADO 42.00 M

3.4.11.1 DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO

CONFIGURACION ESTRUCTURAL DE SECCION DE PUENTE

Tesis: Análisis comparativo de alternativas de puentes urbanos.

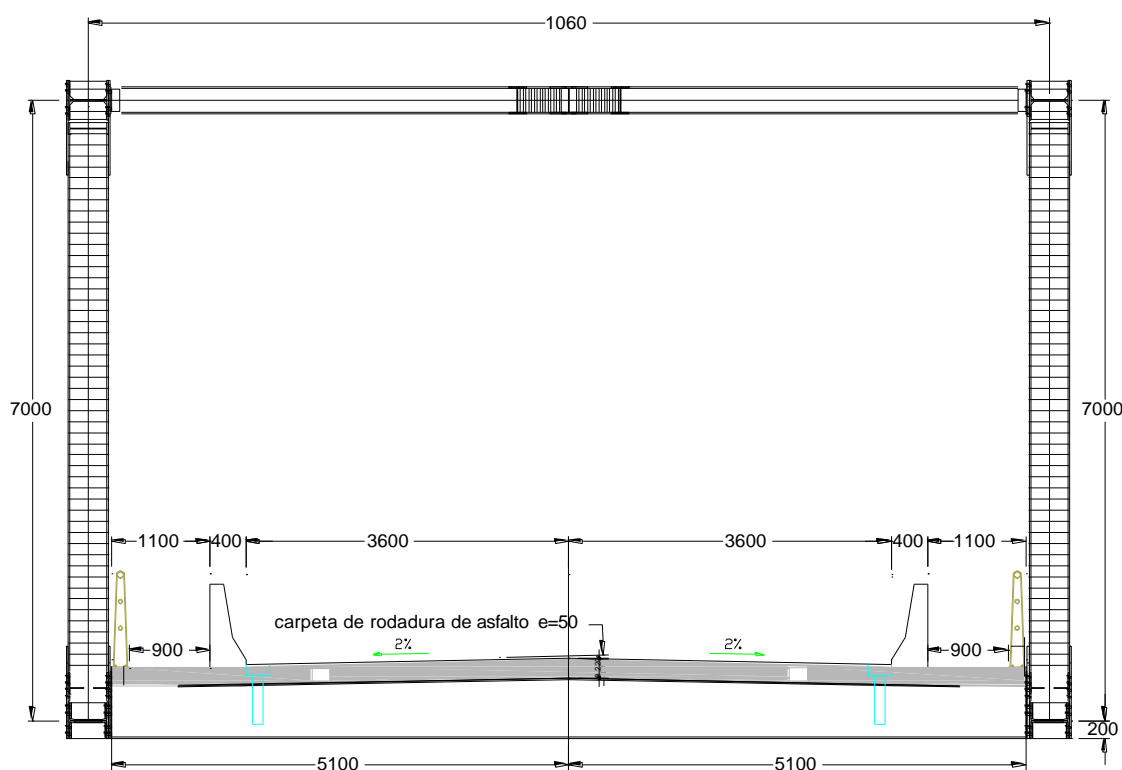


FIGURA 205: Seccion transversal

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 130: Datos de diseño

DATOS DE DISEÑO	SIMBOLO	VALOR	UND.
Longitud del puente	L	42	m
Numero de vigas diafragma		13	und
Angulo de inclinación		0	°
Separación de los diafragmas		3.5	m
Espesor de asfalto	e(asfalt.)	0.05	m
Espesor de losa	e(losa)	0.2	m
Resistencia del C° a la compresión (tablero)	f'c	280	kg/cm2
Fluencia del acero de refuerzo	Fy	4200	kg/cm2

Yacero

Peso específico del acero		7850	kg/m ³
Peso específico del concreto	$\gamma_{concreto}$	2400	kg/m ³
Peso de barandas	$\gamma_{barandas}$	100	kg/m
Peso específico del asfalto	$\gamma_{asfalto}$	2250	kg/m ³

FUENTE: Elaboración propia

TRAMO INTERIOR VIGA TRANSVERSAL

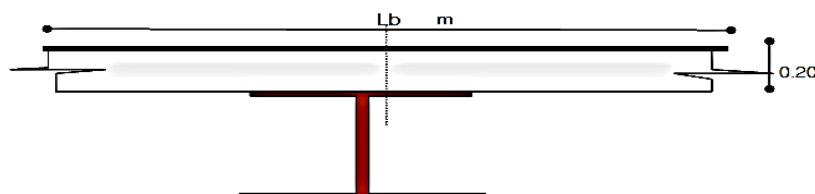


FIGURA 206: Tramo interior viga transversal

FUENTE: Elaboración propia

Para este diseño adoptamos los valores de :

TABLA 131: Valores de diseño

Estados limites	hD	hR	hl	hi	hi ≥ 0.95	1/hDhRhI ≤ 1
Resistencia I	1.00	1.00	1.05	1.05	1.05	0.95
Resistencia V	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Evento Extremo I	1.00	1.00	1.05	1.05	1.05	0.95
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio II	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Fatiga I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

FUENTE: Manual de diseño de puentes

TABLA 132: Factores de carga

Combinación de carga y factores de carga									
estados limite	factores de carga								
	DC		DW		LL	IM	WS	WL	EQ
	Max	Min.	Max	Min.					
Resistencia I	1.25	0.90	1.50	0.65	1.75	1.75	-	-	-
Resistencia V	1.25	0.90	1.50	0.65	1.35	1.35	0.40	1.00	-
Evento extremo I	1.25	0.90	1.50	0.65	0.50	0.50	-	-	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	-

Servicio II	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.30	-	-	-
Fatiga	-	-	-	-	0.75	0.75	-	-	-

FUENTE: Manual de diseño de puentes

TABLA 133: Factores de resistencia

Material	Tipo de resistencia	Factor de resistencia
Concreto	Para flexión y tracción	0.90
Reforzado	Para corte y torsión	0.90
	Para compresión axial	0.75
	Para compresión con flexión	0.75 a 0.9

FUENTE: Manual de diseño de puentes

Factor de presencia múltiple

TABLA 134: Factor de presencia multiple

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

(*) Afectado por 0.9 ADTT por debajo de los 100 camiones

FUENTE: Manual de diseño de puentes

TABLA 135: Incremento por carga dinamica

Incremento por Carga Dinámica	
Estado Limite	Incremento por Carga Dinámica IM
Estado Limite de Fatiga y Fractura	15%
Todos los demás Estados Limites	33%

FUENTE: Manual de diseño de puentes

3.4.11.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA

TABLA 136: Altura de losa de concreto

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

FUENTE: Manual de diseño de puentes

La altura de las losas de concreto apoyadas sobre vigas metálicas pueden ser aproximadamente de la tabla (Según Código AASTHO LRDF)

S=3500mm

Para Tramos Simples

$$t = \frac{1.2(s + 3000)}{30}$$

Para Tramos Continuos

$$t = \frac{s+3000}{30} \geq 16.5\text{mm}$$

En nuestro caso:

$$t = \frac{s+3000}{30} \geq 16.5\text{mm}$$

t=216.67mm

$t=0.22m$

En nuestro caso asumiremos:

$t=0.2m$

TRAMO INTERIOR:

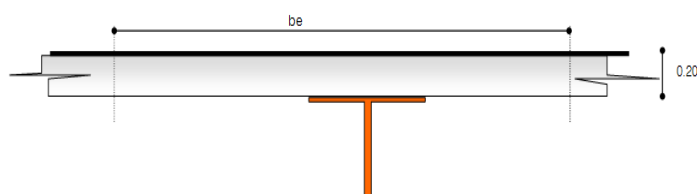


FIGURA 207: Tramo interior losa

FUENTE: Elaboración propia

PESOS DE COMPONENTES

Para un ancho de 1m de franja transversal

TABLA 137: Pesos para un ancho de 1m de franja transversal

Componente	Peso especifico	espesor	ancho	carga
Losa	2.4 Tn/m ³	0.20 m	1.00 m	0.48 Tn/m
Carpeta asfáltica	2.25 Tn/m ³	0.05 m	1.00 m	0.11 Tn/m
Barandas	0.1 Tn/m	-	-	0.10 Tn/m
Parapetos	0.864 Tn/m	-	-	0.86 Tn/m
Carga peatonal	0.36 Tn/m ²	-	1.00 m	0.36 Tn/m

FUENTE: Elaboracion propia

Resumen de metrado de cargas (por 1 m de franja transversal)

TABLA 138: Resumen de metrado de cargas

Componentes	Carga
Losa	0.48 Tn/m
Carpeta asfáltica	0.11 Tn/m
Barandas	0.10 Tn/m
Parapetos	0.86 Tn/m
Carga peatonal	0.36 Tn/m

FUENTE: Elaboracion propia

Resumen de metrado de carga por ancho tributario de 3.5 m

Ancho tributario= 3.5m

TABLA 139: Cargas ancho tributario 3.5m

Componentes	Carga
Losa	1.68 Tn/m
Carpeta asfáltica	0.39 Tn/m
Barandas	0.35 Tn/m
Parapetos	3.02 Tn/m
Carga peatonal	1.26 Tn/m

FUENTE: Elaboracion propia

3.4.11.3 DISEÑO DE FRANJA INTERIOR (1.00 M DE ANCHO)

Momentos de flexión por cargas

Carga muerta (DC):

Ancho tributario=1.00 m

$$W(\text{losa}) = (e_{\text{losa}}) \times (\text{ancho}) \times (\gamma_{\text{concreto}})$$

$$W_{\text{losa}} = 0.20 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3$$

$$W_{\text{losa}} = 0.48 \text{ Tn/m}$$

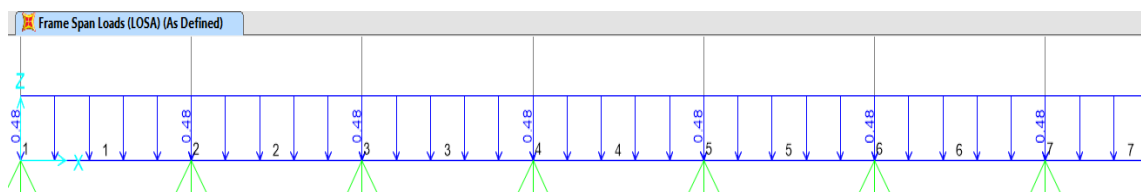


FIGURA 208: Asignación de peso propio (losa 0.48 Tn/m)

FUENTE: Elaboración propia

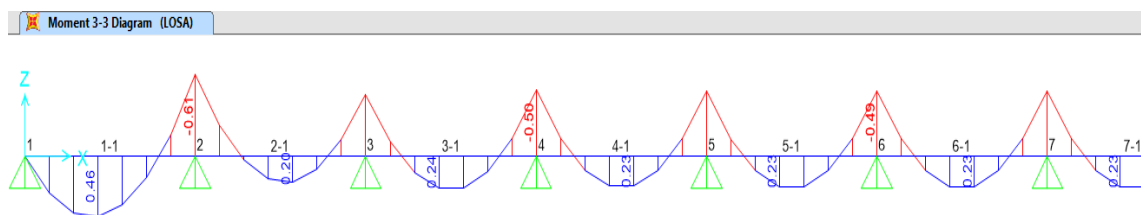


FIGURA 209: Diagrama de momentos por peso propio losa (Losa)

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 140: Momento positivos maximos

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. LOSA Tn-m
TRAMO 1-1	0.46
TRAMO 2-1	0.20

TRAMO 3-1	0.24
TRAMO 4-1	0.23
TRAMO 5-1	0.23
TRAMO 6-1	0.23

FUENTE: Elaboracion propia

TABLA 141: Momento negativos maximos

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. LOSA Tn-m
NUDO 2	0.61
NUDO 3	0.46
NUDO 4	0.50
NUDO 5	0.49
NUDO 6	0.49
NUDO 7	0.49

ENTE: Elaboracion propia

Carga por superficie de rodadura (DW)

Ancho tributario=1.00m

$$W(\text{asfalto}) = (\text{easfalto}) \times (\text{ancho}) \times (\gamma_{\text{asfalto}})$$

$$W_{\text{losa}} = 0.05 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 2.25 \text{ Tn/m}^3 = 0.11 \text{ Tn/m}$$

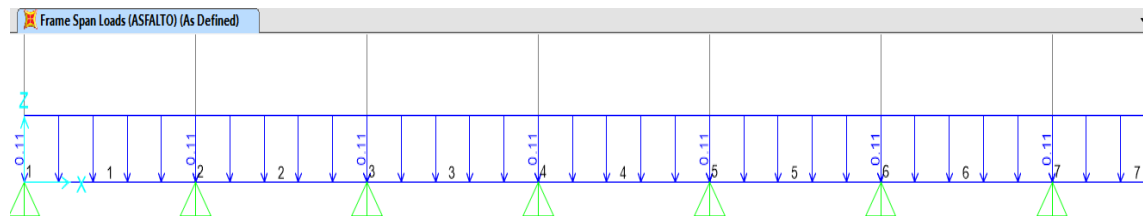


FIGURA 210: Asignación de peso propio (asfalto 0.11Tn/m)

FUENTE: Elaboración propia

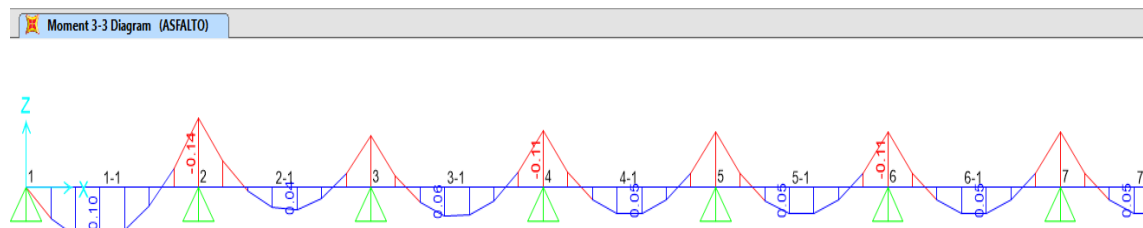


FIGURA 211: Diagrama de momentos por peso propio (asfalto)

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 142: Momentos máximos positivos

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. ASFALTO Tn-m
--------	-------------------------------

TRAMO 1-1	0.10
TRAMO 2-1	0.04
TRAMO 3-1	0.06
TRAMO 4-1	0.05
TRAMO 5-1	0.05
TRAMO 6-1	0.05

FUENTE: Elaboracion propia

TABLA 143: Momentos negativos maximos

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. ASFALTO Tn-m
NUDO 2	0.14
NUDO 3	0.11
NUDO 4	0.11
NUDO 5	0.11
NUDO 6	0.11
NUDO 7	0.11

FUENTE: Elaboracion propia

Sobrecarga vehicular (LL+IM)

Carga por camión HL-93K

Para vehículo HL-93, con la consideración de carga dinámica (33%)

Resultado de momentos flectores

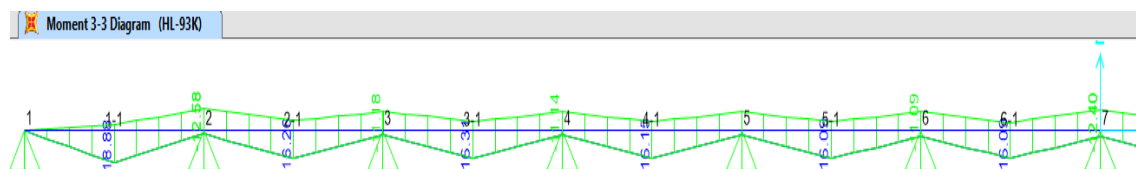


FIGURA 212: Resultado de momentos flectores sobrecarga vehicular

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 144: Momentos máximos positivos

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. HL-93K Tn-m
TRAMO 1-1	18.88
TRAMO 2-1	16.26
TRAMO 3-1	16.31
TRAMO 4-1	16.15
TRAMO 5-1	16.09
TRAMO 6-1	16.09

FUENTE: Elaboracion propia

TABLA 145: Momentos máximos negativos

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. HL-93K Tn-m
NUDO 2	12.58
NUDO 3	11.18
NUDO 4	11.14
NUDO 5	11.09
NUDO 6	11.09
NUDO 7	12.40

FUENTE: Elaboracion propia

Carga por camión HL-93M

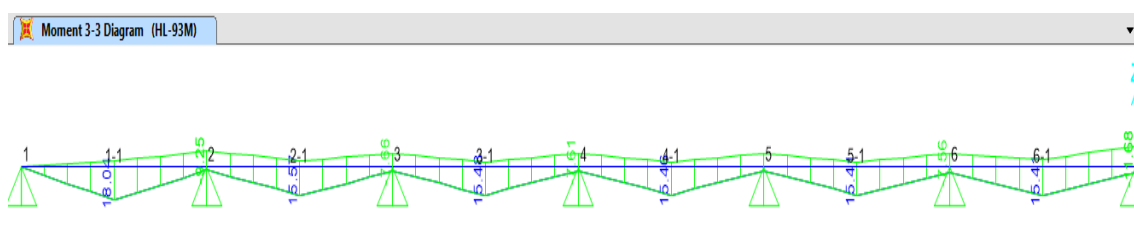


FIGURA 213: Resultado de momentos flectores sobrecarga vehicular

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 146: Momentos maximos positivos

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. HL-93M Tn-m
TRAMO 1-1	18.04
TRAMO 2-1	15.57
TRAMO 3-1	15.48
TRAMO 4-1	15.46
TRAMO 5-1	15.41
TRAMO 6-1	15.41

FUENTE: Elaboracion propia

TABLA 147: Momentos maximos negativos

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. HL-93M Tn-m
NUDO 2	9.25
NUDO 3	7.66
NUDO 4	7.61
NUDO 5	7.56
NUDO 6	7.56
NUDO 7	11.68

FUENTE: Elaboracion propia

Carga por camión HL-93K,M

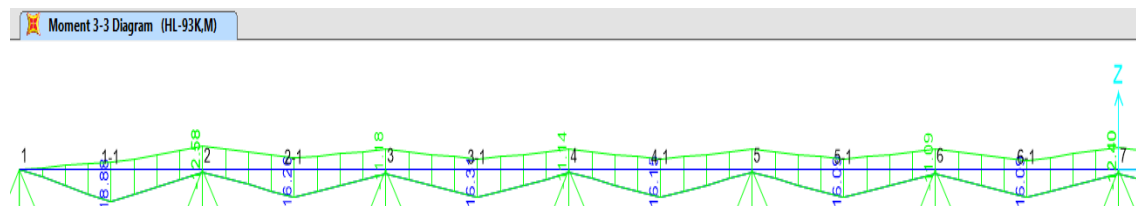


FIGURA 214: Resultado de momentos flectores sobrecarga vehicular

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 148: Momentos positivos maximos

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. HL-93K,M Tn-m
TRAMO 1-1	18.88
TRAMO 2-1	16.26
TRAMO 3-1	16.31
TRAMO 4-1	16.15
TRAMO 5-1	16.09
TRAMO 6-1	16.09

FUENTE: Elaboracion propia

TABLA 149: Momentos negativos maximos

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. HL-93K,M Tn-m
NUDO 2	12.58
NUDO 3	11.18
NUDO 4	11.14
NUDO 5	11.09
NUDO 6	11.09
NUDO 7	12.40

FUENTE: Elaboracion propia

RESUMEN

TABLA 150: Resumen de momentos maximos positivos

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. HL-93K Tn-m	MOMENTO (+) MAX. HL-93M Tn-m	MOMENTO (+) MAX. HL-93K,M Tn-m	REVISANDO MAXIMOS
TRAMO 1-1	18.88	18.04	18.88	18.88
TRAMO 2-1	16.26	15.57	16.26	16.26
TRAMO 3-1	16.31	15.48	16.31	16.31
TRAMO 4-1	16.15	15.46	16.15	16.15
TRAMO 5-1	16.09	15.41	16.09	16.09
TRAMO 6-1	16.09	15.41	16.09	16.09

FUENTE: Elaboracion propia

TABLA 151: Resumen de momentos negativos maximos

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. HL-93K Tn-m	MOMENTO (-)) MAX. HL- 93M Tn-m	MOMENTO (-) MAX. HL- 93K,M Tn-m	REVISANDO MAXIMOS
NUDO 2	12.58	9.25	12.58	12.58
NUDO 3	11.18	7.66	11.18	11.18
NUDO 4	11.14	7.61	11.14	11.14
NUDO 5	11.09	7.56	11.09	11.09
NUDO 6	11.09	7.56	11.09	11.09
NUDO 7	12.40	11.68	12.40	12.40

FUENTE: Elaboracion propia

Siendo la luz de los tramos $L= 3.5$ m, el ancho de faja E para carga viva es Aplicable (Art. 2.6.4.2.1.3). El momento se distribuye en un ancho de faja para carga viva E:

TABLA 152: Franjas efectivas

Tipo de Tablero	Dirección de franja principal relativa a la dirección de tráfico	Ancho de franjas principales (mm)
<p>Concreto:</p> <ul style="list-style-type: none"> Colocado en el lugar Colocado en el lugar con permanencia del encofrado Prefabricado, preesforzado. 	<p>Cantilever</p> <p>Paralelo o Perpendicular</p> <p>Paralelo o Perpendicular</p> <p>Paralelo o Perpendicular</p>	<p>$1140 + 0.833 X$</p> <p>+M: $660 + 0.55S$</p> <p>-M: $1220 + 0.25S$</p> <p>+M: $660 + 0.55S$</p> <p>-M: $1220 + 0.25S$</p> <p>+M: $660 + 0.55S$</p> <p>-M: $1220 + 0.25S$</p>
<p>Acero:</p> <ul style="list-style-type: none"> Emparrillado abierto Emparrillado lleno o parcialmente Lleno Emparrillado compuesto, no lleno 	<p>Barras principales</p> <p>Barras principales</p> <p>Barras principales</p>	<p>$0.007P + 4.0 S_b$</p> <p>Aplicar (Art 2.6.4.2.1.8)</p> <p>(AASHTO 9.8.2.4)</p>
<p>Madera :</p> <ul style="list-style-type: none"> Prefabricado colado No interconectado 	<p>Paralelo</p> <p>Perpendicular</p>	<p>$2.0 h + 760$</p> <p>$2.0 h + 1020$</p>
<ul style="list-style-type: none"> Interconectado Laminados por presión 	<p>Paralelo</p> <p>Perpendicular</p> <p>Paralelo</p>	<p>$2280 + 0.07L$</p> <p>$4.0 h + 760$</p> <p>$0.066S + 2740$</p>

	Perpendicular	$0.84 S + 610$
• Laminados por clavos o pernos Tableros continuos o paneles interconectado.	Paralelo	$2.0 h + 760$
Paneles no Interconectados.	Perpendicular	$4.0 h + 1020$
	Paralelo	$2.0 h + 760$
	Perpendicular	$2.0 h + 1020$
• Tablones o Entarimado		Ancho de tablones

FUENTE: Manual de diseño de puentes

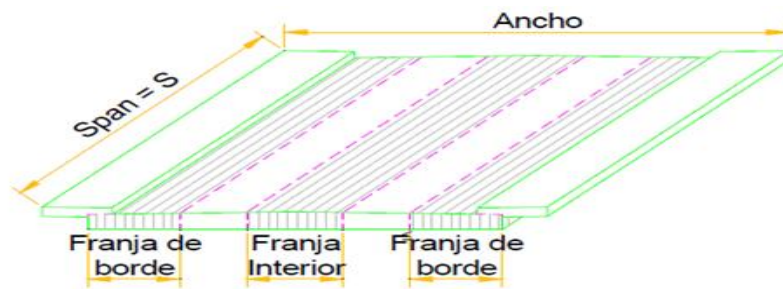


FIGURA 215: Franjas efectivas

FUENTE: Elaboración propia

Luz Principal paralela al trafico $s \leq 4600mm$

TABLA 153: Ancho transversal equivalente de carga de rueda (E) A4.6.2.1.3

Franja interior	
para Momento positivo	$E = 660 + 0.5S$ mm
para Momento negativo	$E = 1220 + 0.25.S$ mm
Franja de borde	$E = \text{espacio} + 300 + 1/2.E \leq 1800 \text{ mm}$

donde: espacio=distancia entre la cara exterior de la losa y la cara interior de la Vereda

FUENTE: Manual de diseño de puentes

FRANJA INTERIOR

Siendo (S)= 3500 mm

PARA MOMENTO POSITIVO= 2.585 m

PARA MOMENTO NEGATIVO= 2.095 m

TABLA 154: Momentos maximos positivos por sobrecarga vehicular + incremento dinamico

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. HL-93 Tn-m	$M_{(LL+IM)} (+)(Tn-$
TRAMO 1-1	18.88	7.30
TRAMO 2-1	16.26	6.29
TRAMO 3-1	16.31	6.31
TRAMO 4-1	16.15	6.25
TRAMO 5-1	16.09	6.22
TRAMO 6-1	16.09	6.22

FUENTE: Elaboracion propia

TABLA 155: Momentos maximos negativos por sobrecarga vehicular + incremento dinamico

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. HL- 93 Tn-m	$M_{(LL+IM)} (-)(Tn-$
NUDO 2	12.58	6.00
NUDO 3	11.18	5.34
NUDO 4	11.14	5.32
NUDO 5	11.09	5.29
NUDO 6	11.09	5.29
NUDO 7	12.40	5.92

FUENTE: Elaboracion propia

RESUMEN DE MOMENTOS POSITIVOS POR TRAMOS PARA CARGA (FRANJA INTERIOR)

TABLA 156: Resumen de momentos positivos por tramos para carga (franja interior)

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. LOSA Tn- m	MOMENTO (+) MAX. ASFALTO Tn-m	$M_{(LL+IM)} (+)(Tn-m)$
TRAMO 1-1	0.46	0.10	7.30
TRAMO 2-1	0.20	0.04	6.29
TRAMO 3-1	0.24	0.06	6.31
TRAMO 4-1	0.23	0.05	6.25
TRAMO 5-1	0.23	0.05	6.22
TRAMO 6-1	0.23	0.05	6.22

FUENTE: Elaboracion propia

RESUMEN DE MOMENTOS NEGATIVOS POR TRAMOS PARA CARGA (FRANJA INTERIOR)

TABLA 157: Resumen de momentos negativos por tramos para carga (franja interior)

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. LOSA Tn- m	MOMENTO (-) MAX. ASFALTO Tn-m	$M_{(LL+IM)} (-)(Tn-m)$
--------	-----------------------------------	----------------------------------	-------------------------

NUDO 2	0.61	0.14	6.00
NUDO 3	0.46	0.11	5.34
NUDO 4	0.50	0.11	5.32
NUDO 5	0.49	0.11	5.29
NUDO 6	0.49	0.11	5.29
NUDO 7	0.49	0.11	5.92

FUENTE: Elaboracion propia

MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA INTERIOR)

TRAMO 1-1

TABLA 158: Momentos positivos por cargas (franja interior) tramo 1-1

CARGA	M(+) Tn- m	γ		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga
DC	0.46	1.25	1.00	0.00
DW	0.10	1.50	1.00	0.00
LL+IM	7.30	1.75	1.00	0.75

Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)) = 14.18$

Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)) = 7.86$

Fatiga: $U = n(0.75(LL + IM)) = 5.48$

FUENTE: Elaboracion propia

TRAMO 2-1

TABLA 159: Momentos positivos por cargas (franja interior) tramo 2-1

CARGA	M(+) Tn- m	γ		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga
DC	0.20	1.25	1.00	0.00
DW	0.04	1.50	1.00	0.00
LL+IM	6.29	1.75	1.00	0.75

Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)) = 11.88$

Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)) = 6.53$

Fatiga: $U = n(0.75(LL + IM)) = 4.72$

FUENTE: Elaboracion propia

TRAMO 3-1

TABLA 160: Momentos positivos por cargas (franja interior) tramo 3-1

CARGA	M(+) Tn-	γ
-------	-------------	---

	m	Resistencia I	Servicio I	Fatiga
DC	0.24	1.25	1.00	0.00
DW	0.06	1.50	1.00	0.00
LL+IM	6.31	1.75	1.00	0.75
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)) =$				12.00
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)) =$				6.61
Fatiga: $U = n(0.75(LL + IM)) =$				4.73

FUENTE: Elaboracion propia

TRAMO 4-1

TABLA 161: Momentos positivos por cargas (franja interior) tramo 4-1

CARGA	M(+) γ Tn- m	γ		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga
DC	0.23	1.25	1.00	0.00
DW	0.05	1.50	1.00	0.00
LL+IM	6.25	1.75	1.00	0.75
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)) =$				11.86
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)) =$				6.53
Fatiga: $U = n(0.75(LL + IM)) =$				4.69

FUENTE: Elaboracion propia

TRAMO 5-1

TABLA 162: Momentos positivos por cargas (franja interior) tramo 5-1

CARGA	M(+) γ Tn- m	γ		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga
DC	0.23	1.25	1.00	0.00
DW	0.05	1.50	1.00	0.00
LL+IM	6.22	1.75	1.00	0.75
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)) =$				11.82
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)) =$				6.50
Fatiga: $U = n(0.75(LL + IM)) =$				4.67

FUENTE: Elaboracion propia

TRAMO 6-1

TABLA 163: Momentos positivos por cargas (franja interior) tramo 6-1

CARGA	M(+)/Tn- m	γ			
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga	
DC	0.23	1.25	1.00	0.00	
DW	0.05	1.50	1.00	0.00	
LL+IM	6.22	1.75	1.00	0.75	
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$				=	11.82
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$				=	6.50
Fatiga: $U = n(0.75(LL + IM))$				=	4.67

FUENTE: Elaboracion propia

MOMENTOS NEGATIVOS POR CARGA (FRANJA INTERIOR)

TABLA 164: Momentos negativos por carga (franja interior) nudo 2

NUDO 2					
CARGA	TIPO	M(-) Eje Tn-m	γ		
			Resistencia I	Servicio I	
LOSA	DC	0.61	1.25	1.00	
ASFALTO	DW	0.14	1.50	1.00	
CARGA VIVA	LL+IM	6.00	1.75	1.00	
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$				=	12.05
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$				=	6.75

FUENTE: Elaboracion propia

TABLA 165: Momentos negativos por carga (franja interior) nudo 3 y 4

NUDO 3					
CARGA	TIPO	M(-) Eje Tn-m	γ		
			Resistencia I	Servicio I	
LOSA	DC	0.46	1.25	1.00	
ASFALTO	DW	0.11	1.50	1.00	
CARGA VIVA	LL+IM	5.34	1.75	1.00	
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$				=	10.58
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$				=	5.91
NUDO 4					
CARGA	TIPO	M(-) Eje Tn-m	γ		

			Resistencia I	Servicio I
LOSA	DC	0.50	1.25	1.00
ASFALTO	DW	0.11	1.50	1.00
CARGA VIVA	LL+IM	5.32	1.75	1.00
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$			=	10.60
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$			=	5.93

FUENTE: Elaboracion propia

TABLA 166: Momentos negativos por carga (franja interior) nudo 5

NUDO 5

CARGA	TIPO	M(-) Eje Tn-m	γ Resistencia I	Servicio I
LOSA	DC	0.49	1.25	1.00
ASFALTO	DW	0.11	1.50	1.00
CARGA VIVA	LL+IM	5.29	1.75	1.00
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$			=	10.54
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$			=	5.89

FUENTE: Elaboracion propia

TABLA 167: Momentos negativos por carga (franja interior) nudo 6

NUDO 6

CARGA	TIPO	M(-) Eje Tn-m	γ Resistencia I	Servicio I
LOSA	DC	0.49	1.25	1.00
ASFALTO	DW	0.11	1.50	1.00
CARGA VIVA	LL+IM	5.29	1.75	1.00
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$			=	10.54
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$			=	5.89

FUENTE: Elaboracion propia

TABLA 168: Momentos negativos por carga (franja interior) nudo 7

NUDO 7

CARGA	TIPO	M(-) Eje Tn-m	γ Resistencia I	Servicio I
-------	------	---------------	---------------------------	------------

CARGA	TIPO	M(-) Eje Tn-m	γ	
			Resistencia I	Servicio I
LOSA	DC	0.49	1.25	1.00
ASFALTO	DW	0.11	1.50	1.00
CARGA VIVA	LL+IM	5.92	1.75	1.00

Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$	=	11.69
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$	=	6.52

FUENTE: Elaboracion propia

RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES POSITIVOS

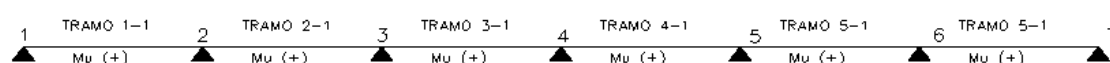


TABLA 169: Resumen de momentos flectores positivos

	Mu (calculado)	Mu(para diseño)
TRAMO 1-1	14.18	14.18
TRAMO 2-1	11.88	12.00
TRAMO 3-1	12.00	12.00
TRAMO 4-1	11.86	12.00
TRAMO 5-1	11.82	12.00
TRAMO 6-1	11.82	12.00

FUENTE: Elaboracion propia

RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES NEGATIVOS

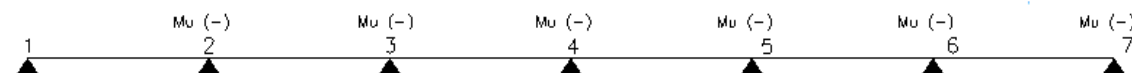


TABLA 170: Resumen de momentos flectores negativos

	Mu (calculado)	Mu(para diseño)
NUDO 2	12.05	12.05
NUDO 3	10.58	11.69
NUDO 4	10.60	11.69
NUDO 5	10.54	11.69
NUDO 6	10.54	11.69
NUDO 7	11.69	11.69

FUENTE: Elaboracion propia

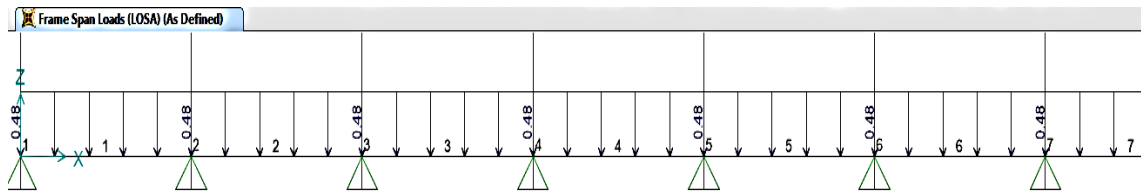


FIGURA 217: Asignación de peso propio (losa 0.48 Tn/m)
 FUENTE: Elaboración propia

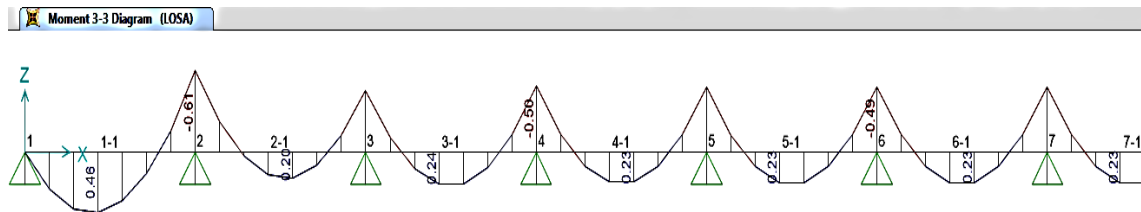


FIGURA 218: Diagrama de momentos por peso propio losa (Losa)
 FUENTE: Elaboración propia

TABLA 171: Momentos positivos maximos

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. LOSA Tn-m
TRAMO 1-1	0.46
TRAMO 2-1	0.20
TRAMO 3-1	0.24
TRAMO 4-1	0.23
TRAMO 5-1	0.23
TRAMO 6-1	0.23

FUENTE: Elaboracion propia

TABLA 172: Momentos negativos maximos

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. LOSA Tn-m
NUDO 2	0.61
NUDO 3	0.46
NUDO 4	0.50
NUDO 5	0.49
NUDO 6	0.49
NUDO 7	0.49

FUENTE: Elaboracion propia

Carga por superficie de desgaste (DW):

(DW) Asfalto:

Ancho tributario= 1.00m

$$W(\text{parapeto}) = (\text{area transversal}) \times (\gamma_{\text{concreto}}) / E_{\text{borde}}$$

$$W_{\text{parapeto}} = 0.36 \text{ m}^2 \quad \times \quad 2.40 \text{ Tn/m}^3 \quad / \quad 1.8$$

$$W_{\text{parapeto}} = 0.48 \text{ Tn/m}$$

(DW) Baranda:

Ancho tributario= 1.00m

$$W(\text{parapeto}) = (\text{peso}) \times E_{\text{borde}}$$

$$W_{\text{parapeto}} = 0.10 \text{ Tn/m} \quad / \quad 1.8$$

$$W_{\text{parapeto}} = 0.06 \text{ Tn/m}$$

$$WDW = W(\text{asfalto}) + W(\text{parapeto}) + W(\text{baranda})$$

$$WDW = 0.55 \text{ Tn/m}$$

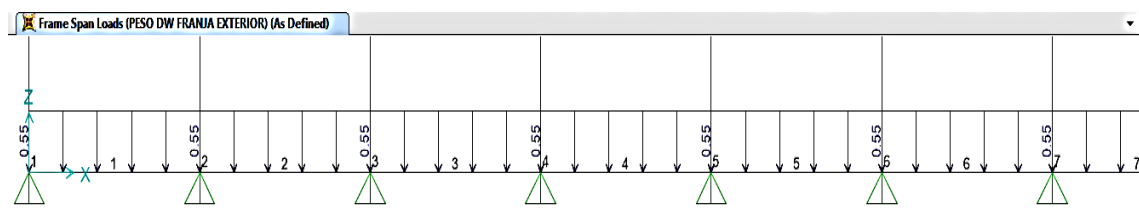


FIGURA 219: Asignación de peso propio (ASFALTO + PARAPETO+ BARANDA 0.55 Tn/m)

FUENTE: Elaboración propia

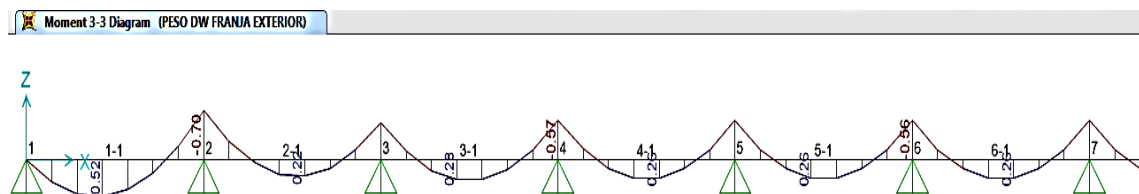


FIGURA 220: Diagrama de momentos por superficie de desgaste (DW)

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 173: Momentos positivos maximos

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX DW Tn-m
TRAMO 1-1	0.52
TRAMO 2-1	0.22
TRAMO 3-1	0.28
TRAMO 4-1	0.26
TRAMO 5-1	0.26
TRAMO 6-1	0.26

FUENTE: Elaboracion propia

TABLA 174: Momentos negativos maximos

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. DW Tn-m
NUDO 2	0.70
NUDO 3	0.53
NUDO 4	0.57
NUDO 5	0.56
NUDO 6	0.56
NUDO 7	0.56

FUENTE: Elaboracion propia

Carga peatonal (PL):

Ancho tributario= 1.00m

(PL) Peonato:

$$W(\text{peatonal}) = (\text{sobrecarga}) \times (\text{ancho}) / E\text{borde}$$

$$W_{\text{parapeto}} = 0.36 \text{ Tn/m}^2 \times 0.9 / 1.8$$

$$W_{\text{parapeto}} = 0.18 \text{ Tn/m}$$

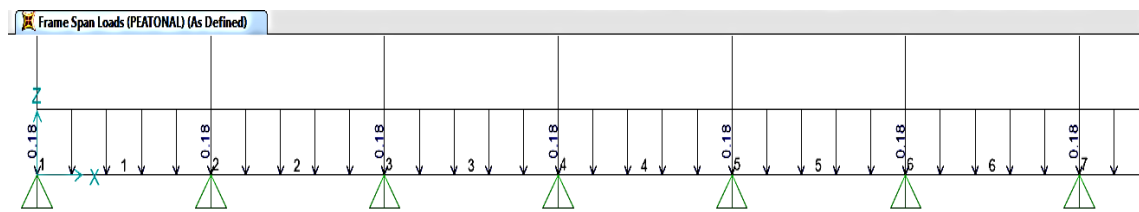


FIGURA 221: Asignación de carga viva (CARGA PEATONAL 0.18 Tn/m)

FUENTE: Elaboración propia

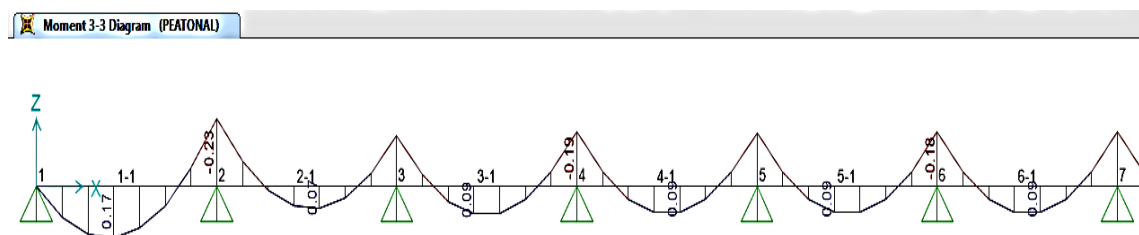


FIGURA 222: Diagrama de momentos por carga peatonal (PL)

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 175: Momentos positivos maximos

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX PL Tn-m
TRAMO 1-1	0.17
TRAMO 2-1	0.07
TRAMO 3-1	0.09
TRAMO 4-1	0.09
TRAMO 5-1	0.09

TRAMO 6-1	0.09
-----------	------

FUENTE: Elaboracion propia

TABLA 176: Momentos negativos maximos

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. PL Tn-m
NUDO 2	0.23
NUDO 3	0.17
NUDO 4	0.19
NUDO 5	0.18
NUDO 6	0.18
NUDO 7	0.18

FUENTE: Elaboracion propia

Sobrecarga vehicular (LL):

Carga por camión HL-93K:

Diagrama de momentos por camión HL-93K considerando una línea de ruedas con un factor de presencia múltiple 1.2

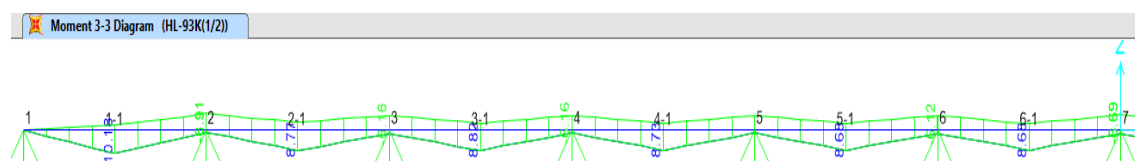


FIGURA 223: Diagrama de momentos camión HL-93K

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 177: Momentos positivos maximos

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. HL-93K Tn-m
TRAMO 1-1	10.18
TRAMO 2-1	8.77
TRAMO 3-1	8.82
TRAMO 4-1	8.73
TRAMO 5-1	8.68
TRAMO 6-1	8.68

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 178: Momentos negativos maximos

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. HL-93K Tn-m
NUDO 2	6.91
NUDO 3	6.16

NUDO 4	6.16
NUDO 5	6.11
NUDO 6	6.12
NUDO 7	6.69

FUENTE: Elaboración propia

Carga por tándem HL-93M:

Diagrama de momentos por camión HL-93M considerando una línea de ruedas con un factor de presencia múltiple 1.2

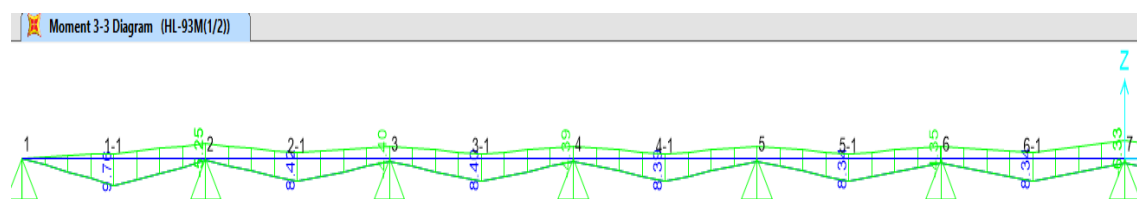


FIGURA 224: Diagrama de momentos camión HL-93M

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 179: Momentos positivos maximos

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. HL-93M Tn-m
TRAMO 1-1	9.76
TRAMO 2-1	8.42
TRAMO 3-1	8.40
TRAMO 4-1	8.39
TRAMO 5-1	8.34
TRAMO 6-1	8.34

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 180: Momentos negativos maximos

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. HL-93M Tn-m
NUDO 2	5.25
NUDO 3	4.40
NUDO 4	4.39
NUDO 5	4.35
NUDO 6	4.35
NUDO 7	6.33

FUENTE: Elaboración propia

Carga por camión HL-93K,M:

Diagrama de momentos por camión HL-93k,M considerando una línea de ruedas con un factor de presencia múltiple 1.2

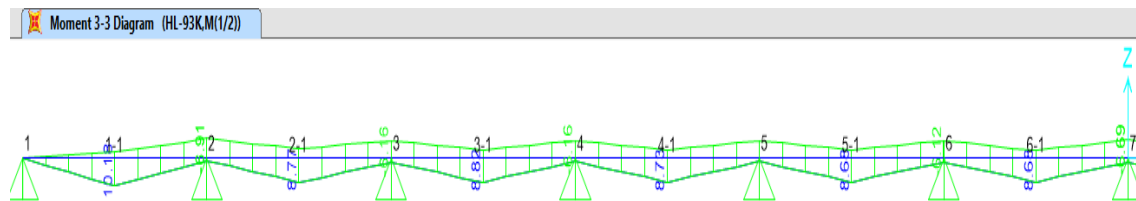


FIGURA 225: Diagrama de momento camión HL-93k,m

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 181: Momentos positivos maximos

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. HL-93K,M Tn-m
TRAMO 1-1	10.18
TRAMO 2-1	8.77
TRAMO 3-1	8.82
TRAMO 4-1	8.73
TRAMO 5-1	8.68
TRAMO 6-1	8.68

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 182: Momentos negativos maximos

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. HL-93K,M Tn-m
NUDO 2	6.91
NUDO 3	6.16
NUDO 4	6.16
NUDO 5	6.11
NUDO 6	6.12
NUDO 7	6.69

FUENTE: Elaboración propia

RESUMEN

TABLA 183: Resumen de momentos máximos positivos

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. HL-93K Tn-m	MOMENTO (+) MAX. HL-93M Tn-m	MOMENTO (+) MAX. HL-93K,M Tn-m	REVISANDO MAXIMOS
TRAMO 1-1	10.18	9.76	10.18	10.18
TRAMO 2-1	8.77	8.42	8.77	8.77
TRAMO 3-1	8.82	8.40	8.82	8.82
TRAMO 4-1	8.73	8.39	8.73	8.73
TRAMO 5-1	8.68	8.34	8.68	8.68
TRAMO 6-1	8.68	8.34	8.68	8.68

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 184: Resumen de momentos negativos maximos

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. HL-93K Tn-m	MOMENTO (-) MAX. HL-93M Tn-m	MOMENTO (-)) MAX. HL- 93K,M Tn-m	REVISANDO MAXIMOS
NUDO 2	6.91	5.25	6.91	6.91
NUDO 3	6.16	4.40	6.16	6.16
NUDO 4	6.16	4.39	6.16	6.16
NUDO 5	6.11	4.35	6.11	6.11
NUDO 6	6.12	4.35	6.12	6.12
NUDO 7	6.69	6.33	6.69	6.69

FUENTE: Elaboración propia

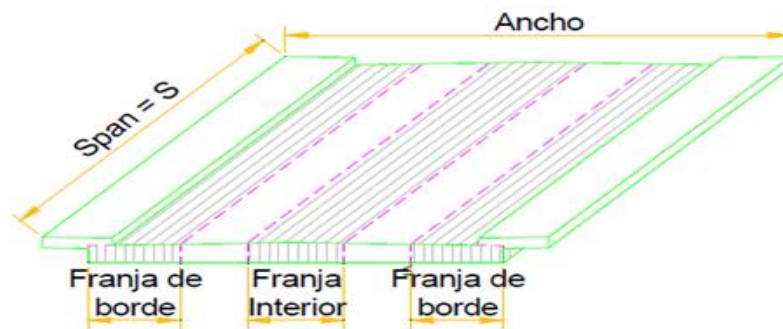
Siendo la luz de los tramos $L= 42$ m, el ancho de faja E para carga viva es Aplicable (Art. 2.6.4.2.1.3). El momento se distribuye en un ancho de faja para carga viva E:

TABLA 185: Franjas efectivas

Tipo de Tablero	Dirección de franja principal relativa a la dirección de tráfico	Ancho de franjas principales (mm)
<p>Concreto:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Colocado en el lugar • Colocado en el lugar con permanencia del encofrado • Prefabricado, preesforzado. 	<p>Cantilever</p> <p>Paralelo o Perpendicular</p> <p>Paralelo o Perpendicular</p> <p>Paralelo o Perpendicular</p>	<p>$1140 + 0.833 X$</p> <p>+M: $660 + 0.55S$</p> <p>-M: $1220 + 0.25S$</p> <p>+M: $660 + 0.55S$</p> <p>-M: $1220 + 0.25S$</p> <p>+M: $660 + 0.55S$</p> <p>-M: $1220 + 0.25S$</p>
<p>Acero:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Emparrillado abierto • Emparrillado lleno o parcialmente Lleno • Emparrillado compuesto, no lleno 	<p>Barras principales</p> <p>Barras principales</p> <p>Barras principales</p>	<p>$0.007P + 4.0 S_b$</p> <p>Aplicar (Art 2.6.4.2.1.8)</p> <p>(AASHTO 9.8.2.4)</p>
<p>Madera :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Prefabricado colado No interconectado <p>Interconectado</p> <ul style="list-style-type: none"> • Laminados por presión 	<p>Paralelo</p> <p>Perpendicular</p> <p>Paralelo</p> <p>Perpendicular</p> <p>Paralelo</p>	<p>$2.0 h + 760$</p> <p>$2.0 h + 1020$</p> <p>$2280 + 0.07L$</p> <p>$4.0 h + 760$</p> <p>$0.066S + 2740$</p>

	Perpendicular	$0.84 S + 610$
• Laminados por clavos o pernos Tableros continuos o paneles interconectado.	Paralelo	$2.0 h + 760$
Paneles no Interconectados.	Perpendicular	$4.0 h + 1020$
	Paralelo	$2.0 h + 760$
	Perpendicular	$2.0 h + 1020$
• Tablones o Entarimado		Ancho de tablones

FUENTE: Manual de diseño de puentes



Luz Principal paralela al trafico $S \leq 4600$ mm

Ancho transversal equivalente de carga de rueda (E) A4.6.2.1.3		
Franja interior		
para Momento positivo	$E = 660 + 0.55.S$	mm
para Momento negativo	$E = 1220 + 0.25.S$	mm
Franja de borde	$E = \text{espacio} + 300 + 1/2.E \leq 1800$	mm
donde:	espacio = distancia entre la cara exterior de la losa y la cara interior de la Vereda	

FIGURA 226: Franja efectiva

FUENTE: Manual de diseño de puentes

FRANJA INTERIOR

PARA MOMENTO POSITIVO $E = 660 + 0.55S$

PARA MOMENTO NEGATIVO $E = 1220 + 0.25S$

Siendo (S) = 3500 mm

Por lo tanto:

PARA MOMENTO POSITIVO = 2.585 m

PARA MOMENTO NEGATIVO = 2.095 m

Utilizaremos una franja de borde de 1.8 m

EN FRANJA EXTERIOR

TABLA 186: Momento positivo máximos sobre carga vehicular

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. HL-93K,M Tn-m	$M_{(LL+IM)}$ (+)(Tn-
TRAMO 1-1	10.18	5.66
TRAMO 2-1	8.77	4.87
TRAMO 3-1	8.82	4.90
TRAMO 4-1	8.73	4.85
TRAMO 5-1	8.68	4.82
TRAMO 6-1	8.68	4.82

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 187: Momento negativos máximos sobre carga vehicular

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. HL- 93K,M Tn-m	$M_{(LL+IM)}$ (-)(Tn-
NUDO 2	6.91	3.84
NUDO 3	6.16	3.42
NUDO 4	6.16	3.42
NUDO 5	6.11	3.39
NUDO 6	6.12	3.40
NUDO 7	6.69	3.72

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 188: RESUMEN DE MOMENTOS POSITIVOS POR TRAMOS PARA CARGAS (FRANJA DE BORDE)

TRAMOS	MOMENTO (+) MAX. LOSA Tn- m	MOMENTO (+) MAX DW Tn-m	$M_{(LL+IM)}$ (+)(Tn-	MOMENTO (+) MAX PL Tn-m
TRAMO 1-1	0.46	0.52	5.66	0.17
TRAMO 2-1	0.20	0.22	4.87	0.07
TRAMO 3-1	0.24	0.28	4.90	0.09
TRAMO 4-1	0.23	0.26	4.85	0.09
TRAMO 5-1	0.23	0.26	4.82	0.09
TRAMO 6-1	0.23	0.26	4.82	0.09

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 189: RESUMEN DE MOMENTOS NEGATIVOS POR TRAMOS PARA CARGAS (FRANJA DE BORDE)

TRAMOS	MOMENTO (-) MAX. LOSA Tn- m	MOMENTO (-) MAX. DW Tn-m	$M_{(LL+IM)}$ (-)(Tn-	MOMENTO (-) MAX. PL Tn-m
NUDO 2	0.61	0.70	3.84	0.23
NUDO 3	0.46	0.53	3.42	0.17

NUDO 4	0.50	0.57	3.42	0.19
NUDO 5	0.49	0.56	3.39	0.18
NUDO 6	0.49	0.56	3.40	0.18
NUDO 7	0.49	0.56	3.72	0.18

FUENTE: Elaboración propia

MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA BORDE)

TABLA 190: Momentos positivos por cargas (franja de borde) tramo 1-1

TRAMO 1-1				
CARGA	M(+) Tn- m	Resistencia I	γ Servicio I	Fatiga
DC	0.46	1.25	1.00	0.00
DW	0.52	1.50	1.00	0.00
LL+IM	5.66	1.75	1.00	0.75
PL	0.17	1.75	1.00	0.75
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$			=	12.13
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$			=	6.81
Fatiga: $U = n(0.75(LL + IM))$			=	4.37

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 191: Momentos positivos por cargas (franja de borde) tramo 2-1

TRAMO 2-1				
CARGA	M(+) Tn- m	Resistencia I	γ Servicio I	Fatiga
DC	0.20	1.25	1.00	0.00
DW	0.22	1.50	1.00	0.00
LL+IM	4.87	1.75	1.00	0.75
PL	0.07	1.75	1.00	0.75
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$			=	9.69
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$			=	5.36
Fatiga: $U = n(0.75(LL + IM))$			=	3.71

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 192: Momentos positivos por cargas (franja de borde) tramo 3-1

TRAMO 3-1				
-----------	--	--	--	--

CARGA	M(+) Tn- m	Resistencia I	γ Servicio I	Fatiga
DC	0.24	1.25	1.00	0.00
DW	0.28	1.50	1.00	0.00
LL+IM	4.90	1.75	1.00	0.75
PL	0.09	1.75	1.00	0.75
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$				= 9.93
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$				= 5.51
Fatiga: $U = n(0.75(LL + IM))$				= 3.74

FUENTE: *Elaboración propia*

TABLA 193: Momentos positivos por cargas (franja de borde) tramo 4-1

TRAMO 4-1				
CARGA	M(+) Tn- m	Resistencia I	γ Servicio I	Fatiga
DC	0.23	1.25	1.00	0.00
DW	0.26	1.50	1.00	0.00
LL+IM	4.85	1.75	1.00	0.75
PL	0.09	1.75	1.00	0.75
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$				= 9.79
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$				= 5.43
Fatiga: $U = n(0.75(LL + IM))$				= 3.71

FUENTE: *Elaboración propia*

TABLA 194: Momentos positivos por cargas (franja de borde) tramo 5-1

TRAMO 5-1				
CARGA	M(+) Tn- m	Resistencia I	γ Servicio I	Fatiga
DC	0.23	1.25	1.00	0.00
DW	0.26	1.50	1.00	0.00
LL+IM	4.82	1.75	1.00	0.75
PL	0.09	1.75	1.00	0.75
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$				= 9.74
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$				

	=	5.40
Fatiga: $U = n(0.75(LL + IM))$	=	3.68

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 195: Momentos positivos por cargas (franja de borde) tramo 6-1

TRAMO 6-1				
CARGA	M(+) Tn- m	Resistencia I	γ Servicio I	Fatiga
DC	0.23	1.25	1.00	0.00
DW	0.26	1.50	1.00	0.00
LL+IM	4.82	1.75	1.00	0.75
PL	0.09	1.75	1.00	0.75
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$		=	9.74	
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$		=	5.40	
Fatiga: $U = n(0.75(LL + IM))$		=	3.68	

FUENTE: Elaboración propia

MOMENTOS NEGATIVOS POR CARGA (FRANJA BORDE)

TABLA 196: Momentos negativo por carga (franja borde) nudo 2 y 3

NUDO 2					
CARGA	TIPO	M(-) Eje Tn-m	γ Resistencia I	Servicio I	
LOSA	DC	0.61	1.25	1.00	
ASFALTO	DW	0.70	1.50	1.00	
CARGA VIVA	LL+IM	3.84	1.75	1.00	
PEATON	PL	0.23	1.75	1.00	
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$		=	9.38		
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$		=	5.38		

NUDO 3

CARGA	TIPO	M(-) Eje Tn-m	γ Resistencia I	Servicio I	
LOSA	DC	0.46	1.25	1.00	
ASFALTO	DW	0.53	1.50	1.00	

CARGA VIVA	LL+IM	3.42	1.75	1.00
PEATON	PL	0.17	1.75	1.00
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$			=	8.04
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$			=	4.58

FUENTE: *Elaboración propia*

TABLA 197: Momentos negativo por carga (franja borde) nudo 4

NUDO 4					
CARGA	TIPO	M(-) Eje Tn-m	γ		
			Resistencia I	Servicio I	
LOSA	DC	0.50	1.25	1.00	
ASFALTO	DW	0.57	1.50	1.00	
CARGA VIVA	LL+IM	3.42	1.75	1.00	
PEATON	PL	0.19	1.75	1.00	
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$			=	8.19	
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$			=	4.68	

FUENTE: *Elaboración propia*

TABLA 198: Momentos negativo por carga (franja borde) nudo 5

NUDO 5					
CARGA	TIPO	M(-) Eje Tn-m	γ		
			Resistencia I	Servicio I	
LOSA	DC	0.49	1.25	1.00	
ASFALTO	DW	0.56	1.50	1.00	
CARGA VIVA	LL+IM	3.39	1.75	1.00	
PEATON	PL	0.18	1.75	1.00	
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$			=	8.09	
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$			=	4.62	

FUENTE: *Elaboración propia*

TABLA 199: Momentos negativo por carga (franja borde) nudo 6

NUDO 6					
--------	--	--	--	--	--

CARGA	TIPO	M(-) Eje Tn-m	γ Resistencia I	Servicio I
LOSA	DC	0.49	1.25	1.00
ASFALTO	DW	0.56	1.50	1.00
CARGA VIVA	LL+IM	3.40	1.75	1.00
PEATON	PL	0.18	1.75	1.00
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$			=	8.10
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$			=	4.63

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 200: Momentos negativo por carga (franja borde) nudo 7

NUDO 7

CARGA	TIPO	M(-) Eje Tn-m	γ Resistencia I	Servicio I
LOSA	DC	0.49	1.25	1.00
ASFALTO	DW	0.56	1.50	1.00
CARGA VIVA	LL+IM	3.72	1.75	1.00
PEATON	PL	0.18	1.75	1.00
Resistencia I: $U = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM))$			=	8.69
Servicio I: $U = n(1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM))$			=	4.95

FUENTE: Elaboración propia

RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES POSITIVOS

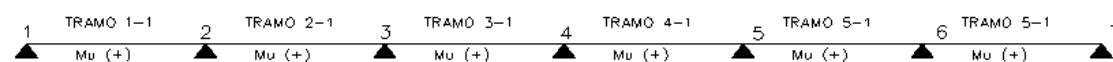


TABLA 201: Resumen de momentos flectores positivos

	Mu (calculado)	Mu(para diseño)
TRAMO 1-1	12.13	12.13
TRAMO 2-1	9.69	9.93
TRAMO 3-1	9.93	9.93
TRAMO 4-1	9.79	9.93
TRAMO 5-1	9.74	9.93

TRAMO 6-1	9.74	9.93
-----------	------	------

FUENTE: Elaboración propia

RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES NEGATIVOS

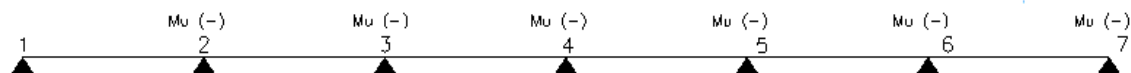


TABLA 202: Resumen de momentos flectores negativos

	Mu (calculado)	Mu(para diseño)
NUDO 2	9.38	9.38
NUDO 3	8.04	8.69
NUDO 4	8.19	8.69
NUDO 5	8.09	8.69
NUDO 6	8.10	8.69
NUDO 7	8.69	8.69

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 203: Momentos positivos franja interior y de borde

	FRANJA INTERIOR		FRANJA DE BORDE	
	Mu (+) (calculado)	Mu (+) (para diseño)	Mu (+) (calculado)	Mu (+)(para diseño)
TRAMO 1-1	14.18	14.18	12.13	12.13
TRAMO 2-1	11.88	12.00	9.69	9.93
TRAMO 3-1	12.00	12.00	9.93	9.93
TRAMO 4-1	11.86	12.00	9.79	9.93
TRAMO 5-1	11.82	12.00	9.74	9.93
TRAMO 6-1	11.82	12.00	9.74	9.93

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 204: Momentos negativos franja interior y de borde

	FRANJA INTERIOR		FRANJA DE BORDE	
	Mu (-) (calculado)	Mu (-) (para diseño)	Mu (-) (calculado)	Mu (-) (para diseño)
NUDO 2	12.05	12.05	9.38	9.38
NUDO 3	10.58	11.69	8.04	8.69
NUDO 4	10.60	11.69	8.19	8.69
NUDO 5	10.54	11.69	8.09	8.69
NUDO 6	10.54	11.69	8.10	8.69
NUDO 7	11.69	11.69	8.69	8.69

FUENTE: Elaboración propia

3.4.11.5 CALCULO DEL ACERO

DISEÑO DE LA FRANJA INTERIOR (AS POSITIVO)

MOMENTOS DE FLEXION POR CARGAS

TABLA 205: Momentos de flexion por cargas

	FRANJA INTERIOR		FRANJA DE BORDE	
	Mu (+) (calculado)	Mu (+) (para diseño)	Mu (+) (calculado)	Mu (+)(para diseño)
TRAMO 1-1	14.18	14.18	12.13	12.13
TRAMO 2-1	11.88	12.00	9.69	9.93
TRAMO 3-1	12.00	12.00	9.93	9.93
TRAMO 4-1	11.86	12.00	9.79	9.93
TRAMO 5-1	11.82	12.00	9.74	9.93
TRAMO 6-1	11.82	12.00	9.74	9.93

FUENTE: *Elaboración propia*

MU= 14.18T-m

AS PRINCIPAL PARALELO AL TRÁFICO

TABLA 206: Aceros Arequipa

CUADRO ACEROS AREQUIPA								
TIPO DE BARRA A SELECCIONAR			DIAME TRO	PERIMET RO	AREA DE SECCION	PESO	ESPACIA M. ENTRE CORRUG .	ALTUR A DE LOS RESAL TES
#	Pulg.	mm.	(cm)	(mm)	mm ²	kg/m	(cm)	mm- mín.
		6.0 mm	0.600	18.8	28.0	0.222	-	0.24
		8.0 mm	0.800	25.1	50.0	0.400	-	0.32
# 2	1/4 "	6.35 mm	0.635	19.9	31.7	0.255	-	0.28
# 3	3/8 "	9.53 mm	0.953	29.9	71.0	0.560	0.662	0.38
		12.0 mm	1.200	37.7	113.0	0.890	-	0.48
# 4	1/2 "	12.70 mm	1.270	39.9	129.0	0.994	0.888	0.51
# 5	5/8 "	15.88 mm	1.588	49.9	199.0	1.552	1.110	0.71
# 6	3/4 "	19.05 mm	1.905	59.8	284.0	2.235	1.335	0.97

# 7	7/8 "	22.23 mm	2.223	69.8	387.9	3.042	1.538	1.11
# 8	1 "	25.40 mm	2.540	79.8	510.0	3.973	1.779	1.27
# 9	1 1/8 "	28.58 mm	2.865	90.0	644.7	5.060	2.010	1.42
# 10	1 1/4 "	31.75 mm	3.226	101.3	817.4	6.403	2.250	1.62
# 11	1 3/8 "	34.93 mm	3.580	112.5	1006.6	7.907	2.500	1.80
# 14	1 11/16 "	42.86 mm	4.300	135.1	1452.2	11.384	3.020	2.15
	2 "	50.80 mm	5.080	159.6	2026.8	16.215	3.515	2.37
# 18	2 1/4 "	57.15 mm	5.733	180.1	2581.4	20.238	4.010	2.58

FUENTE: *Elaboración propia*

ACERO UTILIZADO

BARRA AS Ø = 1

AREA= 510.00 mm²

DIAMETRO= 25.4 mm

RECUBRIMIENTO

r=2.50 cm

z=3.77 cm

d=16.23 cm

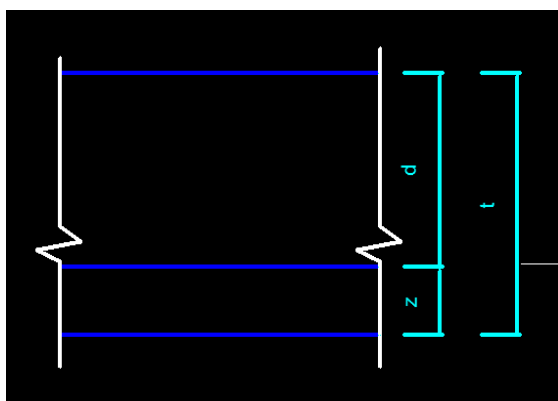


FIGURA 227: Recubrimiento de acero

Fuentes: *Elaboracion propia*

Calculo de acero método cuadrático

Coefficientes

a= 0.088235294

$$b = -16.23 \text{ cm}$$

$$c = 375.1786482$$

$$\text{solucion1} = 156.83$$

$$\text{solucion2} = 27.11$$

$$\text{Elegimos} = 27.11 \text{ cm}^2$$

Numero de varillas: 6

La separación será: 0.19 m

USAR: 1 Ø 1 " @ 0.19 m

ACERO MAXIMO

Una sección no sobre esforzada

Cumple con: $C/de \leq 0.42$

$$C = a/B1$$

$$a = 4.78 \text{ cm}$$

$$B1 = 0.85$$

$$C = 5.63$$

$$de = 16.23 \text{ cm}$$

ENTONCES: $0.35 \leq 0.42$ OK!

ACERO MINIMO

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2Mcr$

y $1.33Mu$:

$$1.2Mcr = 2.69 \text{ T-m}$$

$$1.33Mu = 18.86 \text{ T-m}$$

$14.18 > 2.69$ OK!

ACERO DE DISTRIBUCION

Armadura principal paralela al tráfico si:

$$\% = 30.46 \leq 50$$

% asumido 30.46

As repart= 8.26 cm²

UTILIZAMOS VARILLAD DE:

TIPO= 5/8 "

AREA=199.00 mm²

DIAMETRO= 15.9 mm

NUMERO DE VARILLAS= 5

SEPARACION= 0.24

USAR 1 Ø 5/8 " @ 0.24 m

ACERO DE TEMPERATURA

Astemp = 3.60 cm²

ACERO DE TEMPERATURA POR CAPA

Numero de capas= 1

Astemp= 3.60 cm²

UTILIZAMOS VARILLAS DE

TIPO= 1/2 "

AREA= 129.00 mm²

DIAMETRO= 12.7 mm

NUMERO DE VARILLAS= 3

SEPARACION= 0.36

S_{MAX}=3t= 0.60 m

S_{MAX}= 0.45 m

SEPARACION MAX = 0.45 m OK!

USAR 1 Ø 1/2 " @ 0.36 m

REVISION DE FISURACION POR DISTRIBUCION DE ARMADURA

ESFUERZO MAXIMO DEL ACERO

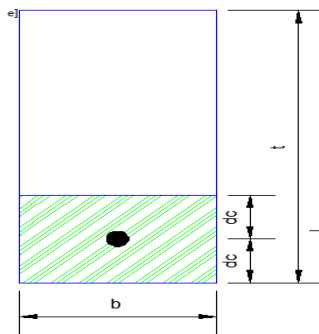


FIGURA 228: Sección transversal configuración del acero

Fuente: Elaboración propia

$$dc = 3.77 \text{ cm}$$

$$b = \text{espaciamiento del acero} = 0.19 \text{ m}$$

$$\text{Numero de varillas} = 1$$

$$A = 141.83 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30591 \text{ kg/cm}$$

Condición de exposición moderada

$$f_{sa} = 3768.983017$$

$$f_{sa} \leq 2520$$

$$\text{por lo tanto } f_{sa} = 2520$$

ESFUERZO DEL ACERO BAJO CARGAS DE SERVICIO

Para el diseño por estado límite de Servicio I, con $n = n_D n_{RnI} = 1$

$$\text{Servicio: } U = n(1.0 DC + 1.0 DW + 1.0(LL + IM))$$

$$M_s = 7.86 \text{ T-m}$$

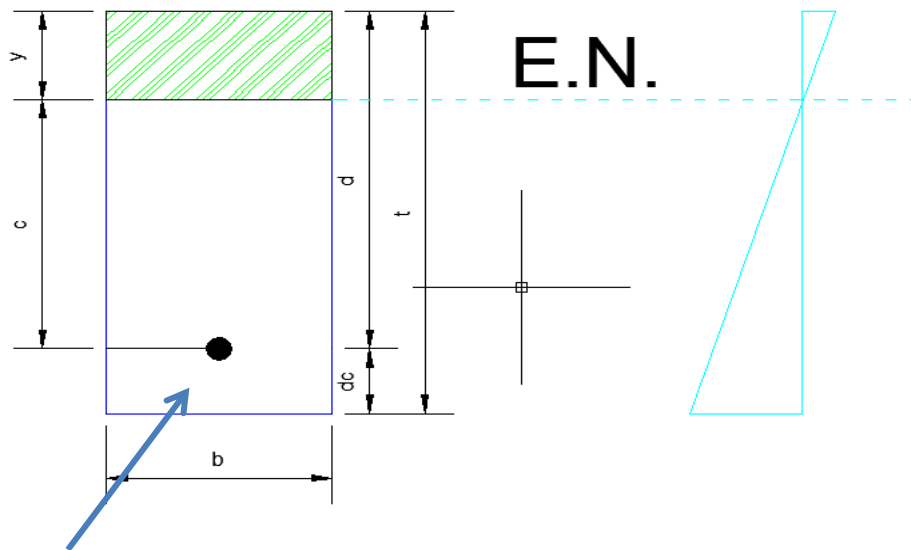
Para un ancho tributario de: 0.19 m

$$M_s = 1.48 \text{ T-m}$$

$$E_s = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 256754 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_s / E_c \quad n = 8$$



USAR 1 Ø 1 " @ 0.19 m

FIGURA 229: Acero asumido

Fuente: Elaboracion propia

area de acero transformada:

$ast = n(\text{relacion modular}) * \text{area de acero.}$

$$ast = 40.8 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar y se obtienen los coeficientes

$$a = 9.405151352$$

$$b = 40.8$$

$$c = -662.184$$

$$\text{solucion1} = 6.50$$

$$\text{solucion2} = -10.84$$

Elegimos

$$y = 6.50$$

$$c = 9.73$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada:

$$I = 5585 \text{ cm}^4$$

$f_s = 1804.457796$

Comprobación

$f_s < f_{sa}$

$1804.4578 < 2520$ OK!

DISEÑO DE FRANJA DE BORDE (AS POSITIVO)

MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA BORDE)

TABLA 207: Momentos positivos por cargas

	FRANJA INTERIOR		FRANJA DE BORDE	
	Mu (+) (calculado)	Mu (+) (para diseño)	Mu (+) (calculado)	Mu (+)(para diseño)
TRAMO 1-1	14.18	14.18	12.13	12.13
TRAMO 2-1	11.88	12.00	9.69	9.93
TRAMO 3-1	12.00	12.00	9.93	9.93
TRAMO 4-1	11.86	12.00	9.79	9.93
TRAMO 5-1	11.82	12.00	9.74	9.93
TRAMO 6-1	11.82	12.00	9.74	9.93

FUENTE: Elaboración propia

CALCULO DE ACERO

$M_u = 12.13T\text{-m}$

As PRINCIPAL PARALELO AL TRÁFICO

BARRA AS $\varnothing = 1$

AREA= 510.00 mm²

DIAMETRO= 25.4 mm

RECUBRIMIENTO

$r = 2.50$ cm

$z = 3.77$ cm

$d = 16.23$ cm

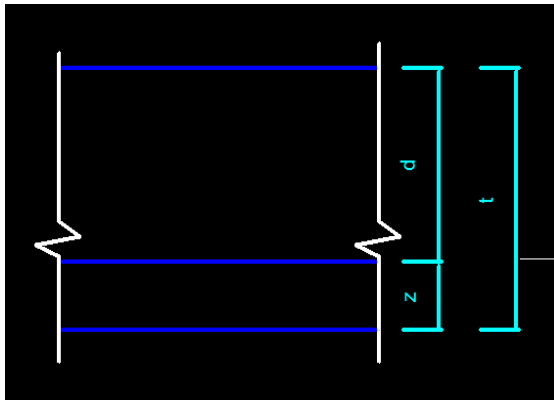


FIGURA 230: Ubicación del acero

Fuente: Elaboracion propia

Calculo de acero método cuadrático

Coefficientes

$$a = 0.088235294$$

$$b = -16.23 \text{ cm}$$

$$c = 320.8256173$$

$$\text{solucion1} = 161.41$$

$$\text{solucion2} = 22.53$$

$$\text{Elegimos} = 22.53 \text{ cm}^2$$

Numero de varillas: 5

La separación será: 0.23 m

USAR: 1 Ø 1 " @ 0.23 m

ACERO MAXIMO

Una sección no sobre esforzada

Cumple con: $C/d_e \leq 0.42$

$$C = a/B1$$

$$a = 3.98 \text{ cm}$$

$$B1 = 0.85$$

$$C = 4.68$$

de= 16.23 cm

ENTONCES: $0.29 \leq 0.42$ OK!

ACERO MINIMO

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

$1.2M_{cr} = 2.69$ T-m

$1.33M_u = 16.13$ T-m

$12.13 > 2.69$ OK!

ACERO DE DISTRIBUCION

Armadura principal paralela al tráfico si:

$\% = 30.46 \leq 50$

% asumido 30.46

As repart= 6.86 cm²

UTILIZAMOS VARILLAD DE:

TIPO= 5/8 "

AREA=199.00 mm²

DIAMETRO= 15.9 mm

NUMERO DE VARILLAS= 4

SEPARACION= 0.29

USAR 1 Ø 5/8 " @ 0.29 m

REVISION DE FISURACION POR DISTRIBUCION DE ARMADURA

ESFUERZO MAXIMO DEL ACERO

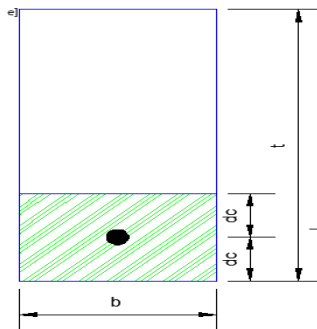


FIGURA 231: Ubicación del acero

Fuente: *Elaboracion propia*

$$dc = 3.77 \text{ cm}$$

$$b = \text{espaciamiento del acero} = 0.23 \text{ m}$$

$$\text{Numero de varillas} = 1$$

$$A = 170.71 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30591 \text{ kg/cm}$$

Condición de exposición moderada

$$f_{sa} = 3543.191514$$

$$f_{sa} \leq 2520$$

$$\text{por lo tanto } f_{sa} = 2520$$

ESFUERZO DEL ACERO BAJO CARGAS DE SERVICIO

Para el diseño por estado límite de Servicio I, con $n = n_D n_{RnI} = 1$

$$\text{Servicio: } U = n(1.0 DC + 1.0 DW + 1.0(LL + IM))$$

$$M_s = 6.81 \text{ T-m}$$

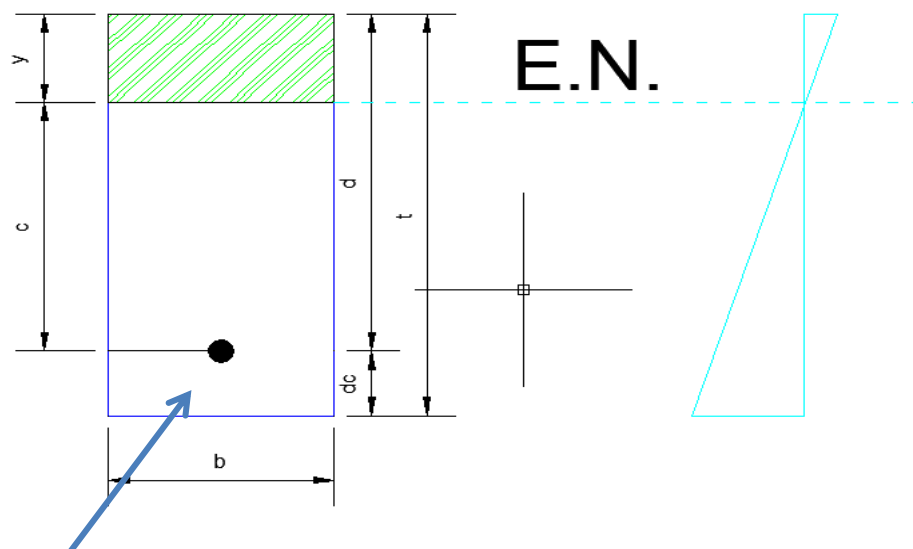
Para un ancho tributario de: 0.23 m

$$M_s = 1.54 \text{ T-m}$$

$$E_s = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 256754 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_s / E_c \quad n = 8$$



USAR 1 Ø 1 " @ 0.23 m

FIGURA 232: Acero asumido

Fuente: Elaboracion propia

area de acero transformada:

$ast = n(\text{relacion modular}) * \text{area de acero.}$

$ast = 40.8 \text{ cm}^2$

Momentos respecto al eje neutro para determinar y se obtienen los coeficientes

$a = 11.3202091$

$b = 40.8$

$c = -662.184$

solucion1 = 6.06

solucion2 = -9.66

Elegimos

$y = 6.06$

$c = 10.17$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada:

$I = 5899 \text{ cm}^4$

$fs = 1860.145917$

comprobación

$f_s < f_{sa}$

1860.14592 < 2520 OK!

DISEÑO DE LA FRANJA INTERIOR (AS NEGATIVO)

MOMENTOS DE FLEXION POR CARGAS

TABLA 208: Momentos de flexion por cargas

	FRANJA INTERIOR		FRANJA DE BORDE	
	Mu (-) (calculado)	Mu (-) (para diseño)	Mu (-) (calculado)	Mu (-) (para diseño)
NUDO 2	12.05	12.05	9.38	9.38
NUDO 3	10.58	11.69	8.04	8.69
NUDO 4	10.60	11.69	8.19	8.69
NUDO 5	10.54	11.69	8.09	8.69
NUDO 6	10.54	11.69	8.10	8.69
NUDO 7	11.69	11.69	8.69	8.69

FUENTE: Elaboración propia

MU= 12.05 T-m

AS PRINCIPAL PARALELO AL TRÁFICO

TABLA 209: Aceros Arequipa

#	TIPO DE BARRA A SELECCIONAR		DIAMETRO (cm)	PERIMETRO (mm)	AREA DE SECCION (mm ²)	PESO (kg/m)	ESPA CIAM. ENTR E CORR UG. (cm)	ALTUR A DE LOS RESAL TES (mm-mín.)
	Pulg.	mm.						
		6.0 mm	0.600	18.8	28.0	0.222	-	0.24
		8.0 mm	0.800	25.1	50.0	0.400	-	0.32
# 2	1/4 "	6.35 mm	0.635	19.9	31.7	0.255	-	0.28
# 3	3/8 "	9.53 mm	0.953	29.9	71.0	0.560	0.662	0.38
		12.0 mm	1.200	37.7	113.0	0.890	-	0.48
# 4	1/2 "	12.70 mm	1.270	39.9	129.0	0.994	0.888	0.51

# 5	5/8 "	15.88 mm	1.588	49.9	199.0	1.552	1.110	0.71
# 6	3/4 "	19.05 mm	1.905	59.8	284.0	2.235	1.335	0.97
# 7	7/8 "	22.23 mm	2.223	69.8	387.9	3.042	1.538	1.11
# 8	1 "	25.40 mm	2.540	79.8	510.0	3.973	1.779	1.27
# 9	1 1/8 "	28.58 mm	2.865	90.0	644.7	5.060	2.010	1.42
# 10	1 1/4 "	31.75 mm	3.226	101.3	817.4	6.403	2.250	1.62
# 11	1 3/8 "	34.93 mm	3.580	112.5	1006.6	7.907	2.500	1.80
# 14	1 1/2 "	42.86 mm	4.300	135.1	1452.2	11.38	3.020	2.15
# 18	2 "	50.80 mm	5.080	159.6	2026.8	16.21	3.515	2.37
# 18	2 1/4 "	57.15 mm	5.733	180.1	2581.4	20.23	4.010	2.58

FUENTE: Elaboración propia

ACERO UTILIZADO

BARRA AS $\varnothing = 1$

AREA= 510.00 mm²

DIAMETRO= 25.4 mm

RECUBRIMIENTO

r=2.50 cm

z=3.77 cm

d=16.23 cm

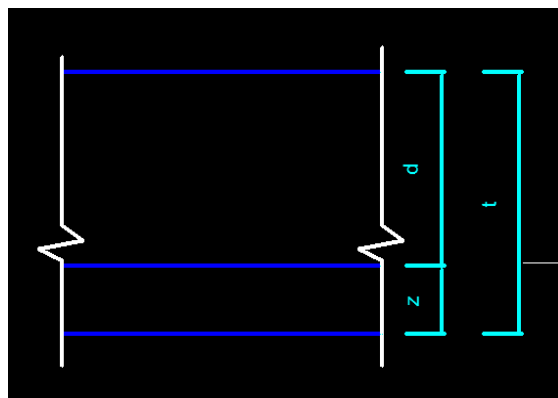


FIGURA 233: Ubicación del acero

Fuente: Elaboración propia

Calculo de acero método cuadrático

Coefficientes

$$a = 0.088235294$$

$$b = -16.23 \text{ cm}$$

$$c = 318.9125895$$

$$\text{solucion1} = 161.57$$

$$\text{solucion2} = 22.37$$

$$\text{Elegimos} = 22.37 \text{ cm}^2$$

Numero de varillas: 5

La separación será: 0.23 m

USAR: 1 Ø 1 " @ 0.23 m

ACERO MAXIMO

Una sección no sobre esforzada

Cumple con: $C/de \leq 0.42$

$$C = a/B1$$

$$a = 3.95 \text{ cm}$$

$$B1 = 0.85$$

$$C = 4.64$$

$$de = 16.23 \text{ cm}$$

ENTONCES: $0.29 \leq 0.42$ OK!

ACERO MINIMO

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$

y $1.33M_u$:

$$1.2M_{cr} = 2.69 \text{ T-m}$$

$$1.33M_u = 16.03T\text{-m}$$

$$12.05 > 2.69 \text{ OK!}$$

REVISION DE FISURACION POR DISTRIBUCION DE ARMADURA

ESFUERZO MAXIMO DEL ACERO

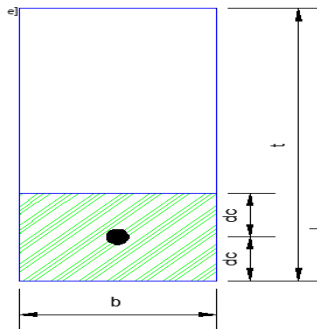


FIGURA 234: Ubicación del acero

Fuente: Elaboración propia

$$d_c = 3.77 \text{ cm}$$

$$b = \text{espaciamiento del acero} = 0.23 \text{ m}$$

$$\text{Numero de varillas} = 1$$

$$A = 171.90 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30591 \text{ kg/cm}$$

Condición de exposición moderada

$$f_{sa} = 3534.997063$$

$$f_{sa} \leq 2520$$

$$\text{por lo tanto } f_{sa} = 2520$$

area de acero transformada:

$$a_{st} = n(\text{relacion modular}) * \text{area de acero.}$$

$$a_{st} = 40.8 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar y se obtienen los coeficientes

$$a = 11.39911562$$

$$b = 40.8$$

$c = -662.184$

$\text{solucion1} = 6.04$

$\text{solucion2} = -9.62$

Elegimos

$y = 6.04$

$c = 10.19$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada:

$I = 5911 \text{ cm}^4$

$f_s = 1858.42903$

comprobación

$f_s < f_{sa}$

$1858.42903 < 2520 \text{ OK!}$

DISEÑO DE FRANJA DE BORDE (AS NEGATIVO)

MOMENTOS NEGATIVOS POR CARGAS (FRANJA BORDE)

TABLA 210: Momentos negativos por cargas

	FRANJA INTERIOR		FRANJA DE BORDE	
	Mu (-) (calculado)	Mu (-) (para diseño)	Mu (-) (calculado)	Mu (-) (para diseño)
NUDO 2	12.05	12.05	9.38	9.38
NUDO 3	10.58	11.69	8.04	8.69
NUDO 4	10.60	11.69	8.19	8.69
NUDO 5	10.54	11.69	8.09	8.69
NUDO 6	10.54	11.69	8.10	8.69
NUDO 7	11.69	11.69	8.69	8.69

FUENTE: Elaboración propia

CALCULO DE ACERO

$M_u = 9.38 \text{ T-m}$

As PRINCIPAL PARALELO AL TRAFICO

BARRA AS $\emptyset = 1$

AREA= 510.00 mm²

DIAMETRO= 25.4 mm

RECUBRIMIENTO

r=2.50 cm

z=3.77 cm

d=16.23 cm

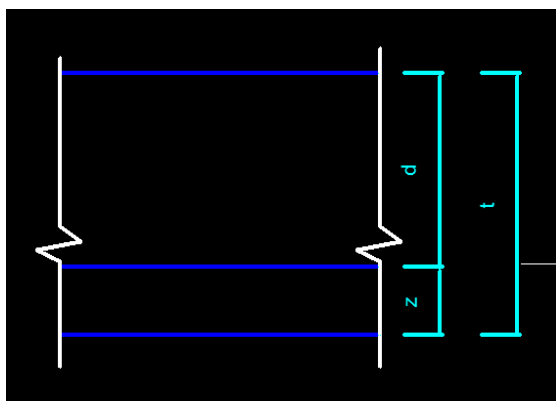


FIGURA 235: Ubicación del acero

Fuente: Elaboracion propia

Calculo de acero método cuadrático

Coefficientes

a= 0.088235294

b= -16.23 cm

c= 248.1404321

solucion1= 167.11

solucion2= 16.83

Elegimos= 16.83 cm²

Numero de varillas: 4

La separación será: 0.30 m

USAR: 1 Ø 1 " @ 0.30 m

ACERO MAXIMO

Una sección no sobre esforzada

Cumple con: $C/de \leq 0.42$

$$C = a/B1$$

$$a = 2.97 \text{ cm}$$

$$B1 = 0.85$$

$$C = 3.49$$

$$de = 16.23 \text{ cm}$$

ENTONCES: $0.22 \leq 0.42$ OK!

ACERO MINIMO

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

$$1.2M_{cr} = 2.69 \text{ T-m}$$

$$1.33M_u = 12.48 \text{ T-m}$$

$$9.38 > 2.69 \text{ OK!}$$

REVISION DE FISURACION POR DISTRIBUCION DE ARMADURA

ESFUERZO MAXIMO DEL ACERO

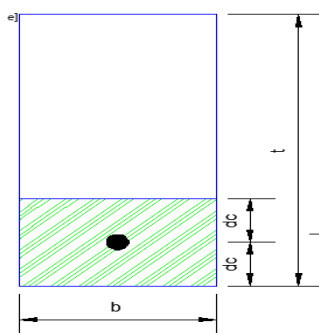


FIGURA 236: Ubicación del acero

Fuente: Elaboración propia

$$dc = 3.77 \text{ cm}$$

$$b = \text{espaciamiento del acero} = 0.30 \text{ m}$$

$$\text{Numero de varillas} = 1$$

$$A= 228.50 \text{ cm}^2$$

$$Z= 30591 \text{ kg/cm}$$

Condición de exposición moderada

$$f_{sa}= 3215.011015$$

$$f_{sa} \leq 2520$$

por lo tanto $f_{sa}= 2520$

ESFUERZO DEL ACERO BAJO CARGAS DE SERVICIO

Para el diseño por estado límite de Servicio I, con $n=nDnRnI=1$

$$\text{Servicio: } U=n(1.0 \text{ DC}+1.0\text{DW}+1.0(\text{LL}+\text{IM}))$$

$$M_s= 5.38\text{T-m}$$

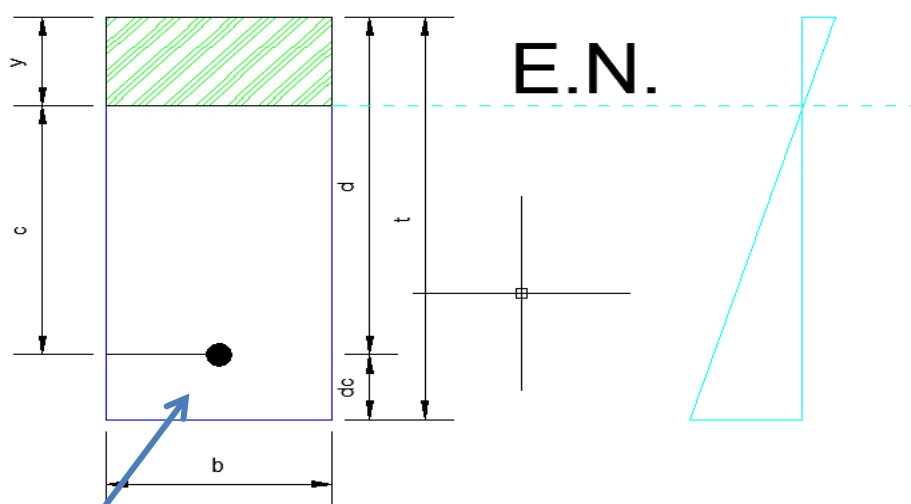
Para un ancho tributario de: 0.30 m

$$M_s= 1.63\text{T-m}$$

$$E_s= 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c= 256754 \text{ kg/cm}^2$$

$$n=E_s/E_c \quad n= 8$$



USAR 1 Ø 1 " @ 0.30 m

FIGURA 237: Acero asumido

Fuente: Elaboracion propia

area de acero transformada:

$a_s = n(\text{relacion modular}) \cdot \text{area de acero.}$

$a_s = 40.8 \text{ cm}^2$

Momentos respecto al eje neutro para determinar y se obtienen los coeficientes

$a = 15.15273175$

$b = 40.8$

$c = -662.184$

$\text{solucion1} = 5.40$

$\text{solucion2} = -8.09$

Elegimos

$y = 5.40$

$c = 10.83$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada:

$I = 6376 \text{ cm}^4$

$f_s = 1938.14184$

Comprobación

$f_s < f_{sa}$

$1938.14184 < 2520 \text{ OK!}$

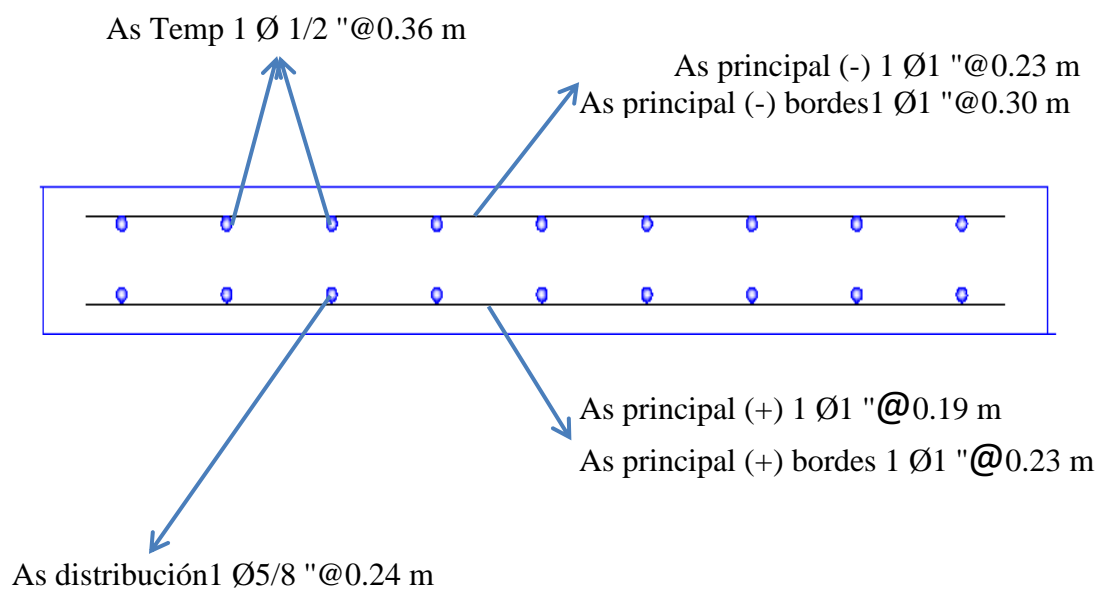


FIGURA 238: Distribucion de acero losa

FUENTE: Elaboración propia

3.5 SUPERESTRUCTURA DE PUENTE ARCO EN CELOSIA O RETICULADO

3.5.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION

3.5.1.1 RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

Las estructura reticular deberá tener resistencia adecuada, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada una de sus elementos, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño.

Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia.

El sistema estructural de un puente reticular se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles para las solicitaciones de carga impuestas antes de la falla.

El comportamiento dúctil es caracterizado por la presencia de significativas deformaciones inelásticas antes de que ocurra cualquier pérdida significativa de capacidad de carga.

El comportamiento dúctil advierte la ocurrencia de la falla estructural debido a que se producen deformaciones inelásticas. Bajo la acción de cargas sísmica que se repite, grandes ciclos invertidos de deformación inelástica disipan energía teniendo un efecto beneficioso en la supervivencia estructural.

Para alcanzar adecuado comportamiento inelástico el sistema debería tener un número suficiente de miembros dúctiles y también:

- Conexiones y uniones dúctiles que puedan proveer disipación de energía sin pérdida de capacidad, o
- Uniones y conexiones que tengan suficiente resistencia como para asegurar que ocurra respuesta inelástica en los lugares designados para proveer ductilidad.

3.5.1.2 UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien bruscamente su rigidez, para evitar la concentración de esfuerzos.

3.5.1.3 RIGIDEZ LATERAL

Para que la estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario proveerla de elementos de arriostramiento lateral superior e inferior que servirán para resistir fuerzas laterales causadas por el viento y el movimiento lateral causado por los vehículos que transitan sobre el puente.

3.5.1.4 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Otro aspecto que debe ser tomado en cuenta en una estructuración es la influencia de los elementos secundarios.

3.5.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Se plantea como tercera alternativa para nuestra superestructura de 42m de luz, una armadura en arco en celosía o reticulado

3.5.3 NORMAS DE DISEÑO

AASHTO LFRD 2002,

Manual de Diseño de puentes MTC 2003

3.5.4 DATOS GENERALES:

3.5.4.1 GEOMETRÍA GENERAL:

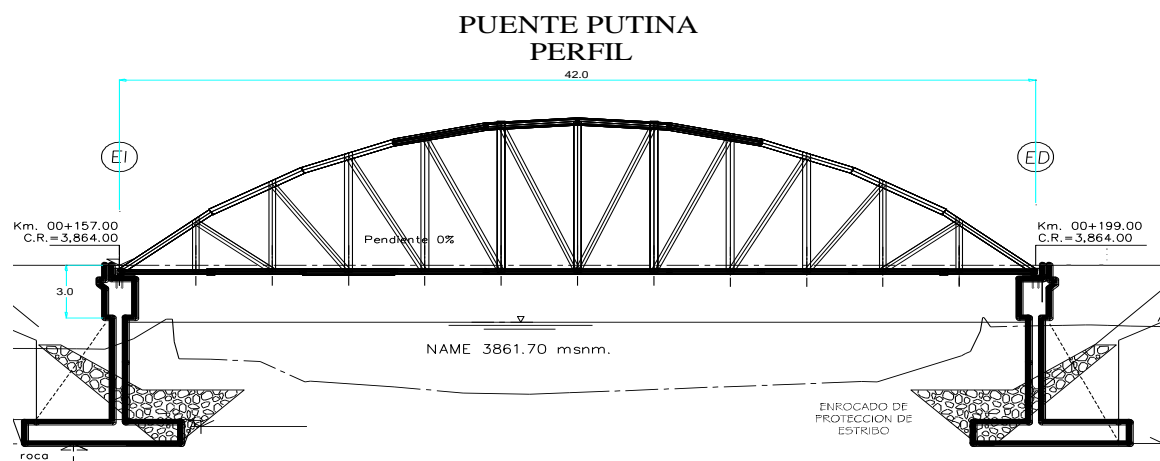


FIGURA 239: Perfil de Puentes de sección reticulada

FUENTE: *Elaboración propia*

Longitud 42.00 m (longitud entre ejes)

Ancho Calzada 7.20 m

Ancho peatonal 1.50 m (ambos lados, incluye barrera de protección y baranda)

Ancho Total 10.20 m

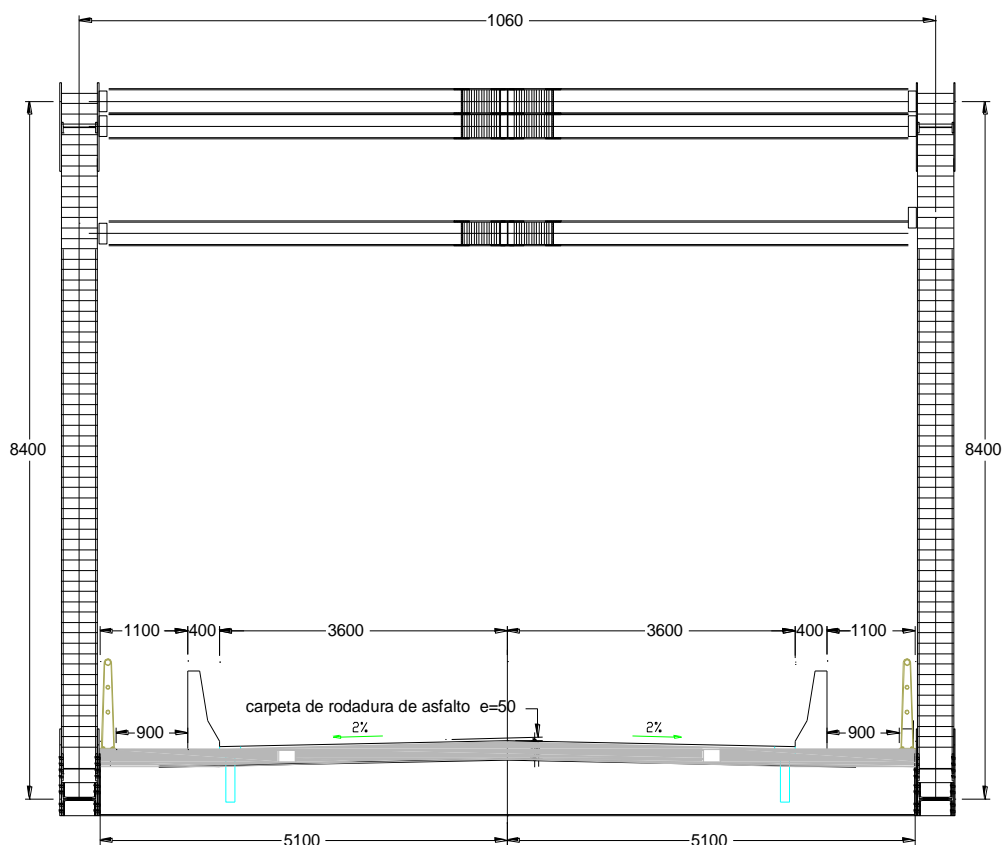


FIGURA 240: Sección Transversal de Puentes Reticulados

FUENTE: *Elaboración propia*

3.5.4.2 MATERIALES A USARSE:

Acero Estructural protecciones	ASTM-A-572 Gr 50
Concreto Armado del Tablero	$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Acero de Refuerzo	$F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
Acero Estructural	ASTM A-572 $F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$ ASTM A-572 $F_u = 4570 \text{ Kg/cm}^2$

3.5.5 DATOS PARTICULARES:

3.5.5.1 GEOMETRÍA:

Luz de cálculo: La luz de cálculo se toma como la distancia de centro a centro entre apoyos.

Número de span: Se adoptara el número de paños, en función del ancho del puente y la separación entre estas.

$N_s = 12$

Numero de vigas Principales

$N_v = 13$ (entre las armaduras)

Longitud de Viga: La separación de armaduras será tal que el tablero de concreto pueda apoyarse en las vigas principales

Longitud entre ejes = 10.80 m. (aprox 10.40m-10.50m)

Acera: Es importante adoptar una vereda continua con el tablero que sea fundida al mismo tiempo. Esta disposición de vereda, permite, disminuir pesos y se ganará en inercia de la estructura total.

Capa de Rodadura: En puentes metálicos deberá tomarse en cuenta el criterio de cuándo debe colocarse la capa de rodadura. Este criterio estará acorde con el diseño del puente.

Si la capa de rodadura es considerada como una carga de acabados o lo que denominamos cargas posteriores, en el diseño, tendrá entonces que ser colocada una vez que el tablero haya alcanzado la resistencia especificada, por lo tanto la sección

resistente es ya compuesta. De acuerdo a normas se nos da un recubrimiento de 5 cm. y no indica que no deba colocarse una capa de rodadura adicional.

Por razones, de que después de construir un puente con o sin capa de rodadura, se coloca pavimento sobre el puente por mantenimiento, nosotros asumiremos la capa de rodadura como carga posterior.

3.5.5.2 SOBRECARGA:

HL-93:Carga Equivalente, debemos tener presente que de acuerdo a la luz y el punto investigado, se puede obtener una mayor solicitación, sea con el camión o con la carga equivalente.

3.5.6 DATOS Y ESPECIFICACIONES

a) ESPECIFICACIONES LOSA:

-	Longitud entre ejes de Apoyo	$L = 42,00$ mts.
-	Número de Vías del puente	$N^{\circ} V = 2$ Vías; Ancho vial = 7.20mts
-	Espesor de la losa	$t = 0,20$ mts.
-	Ancho de Losa	$t = 10.20$ mts
-	Resistencia del concreto a emplear en losa	$f'c = 280$ kg/cm ²
-	Fluencia del acero de refuerzo en losa	$f'y = 4,200$ kg/cm ²
-	Peso específico del concreto	$g = 2,500$ Kg/m ³
-	Modulo de Elasticidad	$E = 28,440$ Mpa
-	Sobrecarga móvil	s/c = HL - 93
-	Sobrecarga peatonal en vereda	$S/Cv = 0,036$ ton/m ²
-	Peso de la baranda metálica /m ²	$Wb/m^2 = 0.0100$ tn/m ²
-	Peso específico del Concreto Armado	$Wc = 2,400$ tn/m ³
-	Peso Específico Asfalto	$g = 2250$ Kg/m ³

3.5.7 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA:

Elección de la curva directriz de los arcos

$$y = 4 \cdot f \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) \cdot \frac{x}{L}$$

donde:

f = flecha del miembro curvo

L = luz o claro del miembro curvo

X e **Y** = coordenadas del eje con origen en el extremo izquierdo del mismo.

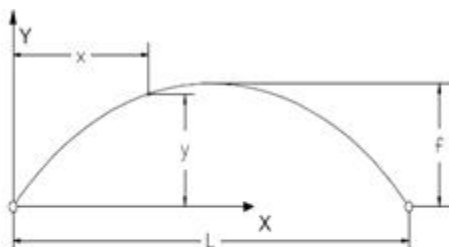


FIGURA 241: Ecuacion de la curva directriz arco

FUENTE: *Elaboración propia*

Flecha de la armadura

Luz	=			42.000
Centro de Luz	=			21.000
	=	L/4	25% * L	10.500
f	=	L/5	20% * L	8.400
	=	L/6	16.67% * L	6.300
Asumido	=			8.400 *

*por consideraciones al galibo mínimo 5.50 m, asumimos la altura total h = 8.40 m. <> 840,00 cm.

TABLA 211: Coordenadas de la parábola superior

X	Y
0	0.0000
3.5	2.5667
7	4.6667
10.5	6.3000
14	7.4667
17.5	8.1667
21	8.4000
24.5	8.1667
28	7.4667
31.5	6.3000
35	4.6667

38.5	2.5667
42	0.0000

FUENTE: *Elaboración propia*

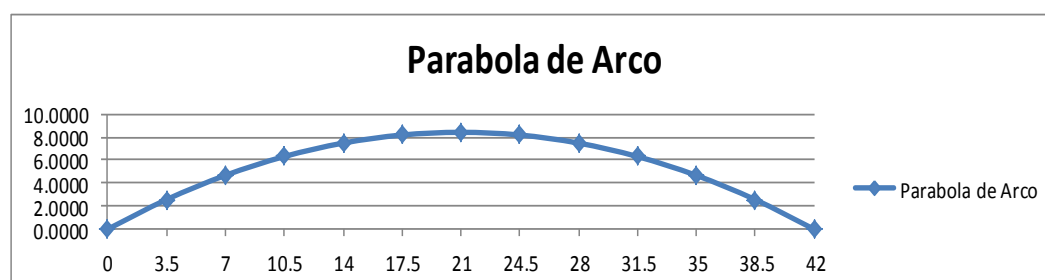


FIGURA 242: Grafica del arco

FUENTE: *Elaboración propia*

Espesor de la losa

Losa continua con reforzamiento en dirección paralela a la dirección del tráfico

$$S = 3.50 - 0.20 = 3.20 \text{ luz libre}$$

$$t = 0.1 + S/30 = 0,103 \text{ m};$$

Asumir $t = 20,00 \text{ cm}$.

Esfuerzos típicos de diseño

Resistencia mín. a la fluencia del acero: $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

Acero tipo A572 Gr 50 SIDER

Esfuerzo mínimo admisible en flexión del acero según reglamento AASTHO es: $f_b = 18,00 \text{ KSI} = 1\ 260,00 \text{ kg/cm}^2$.

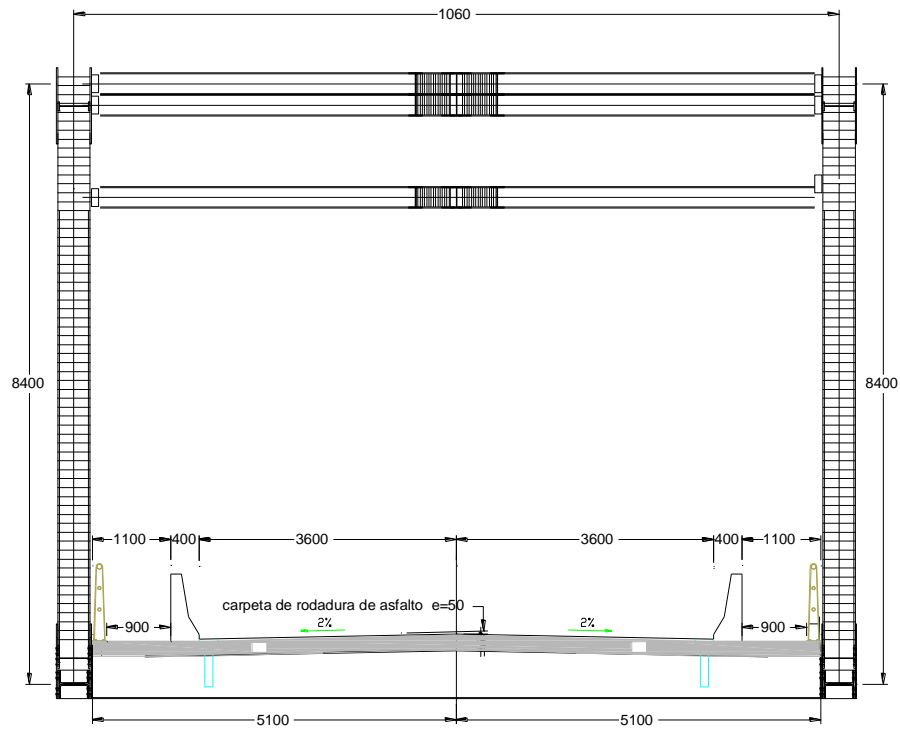


FIGURA 243: DETALLE DE LA SECCION TRANSVERSAL

FUENTE: Elaboración propia

3.5.8 MODELADO EN SOFTWARE CSI BRIDGE v 15.2

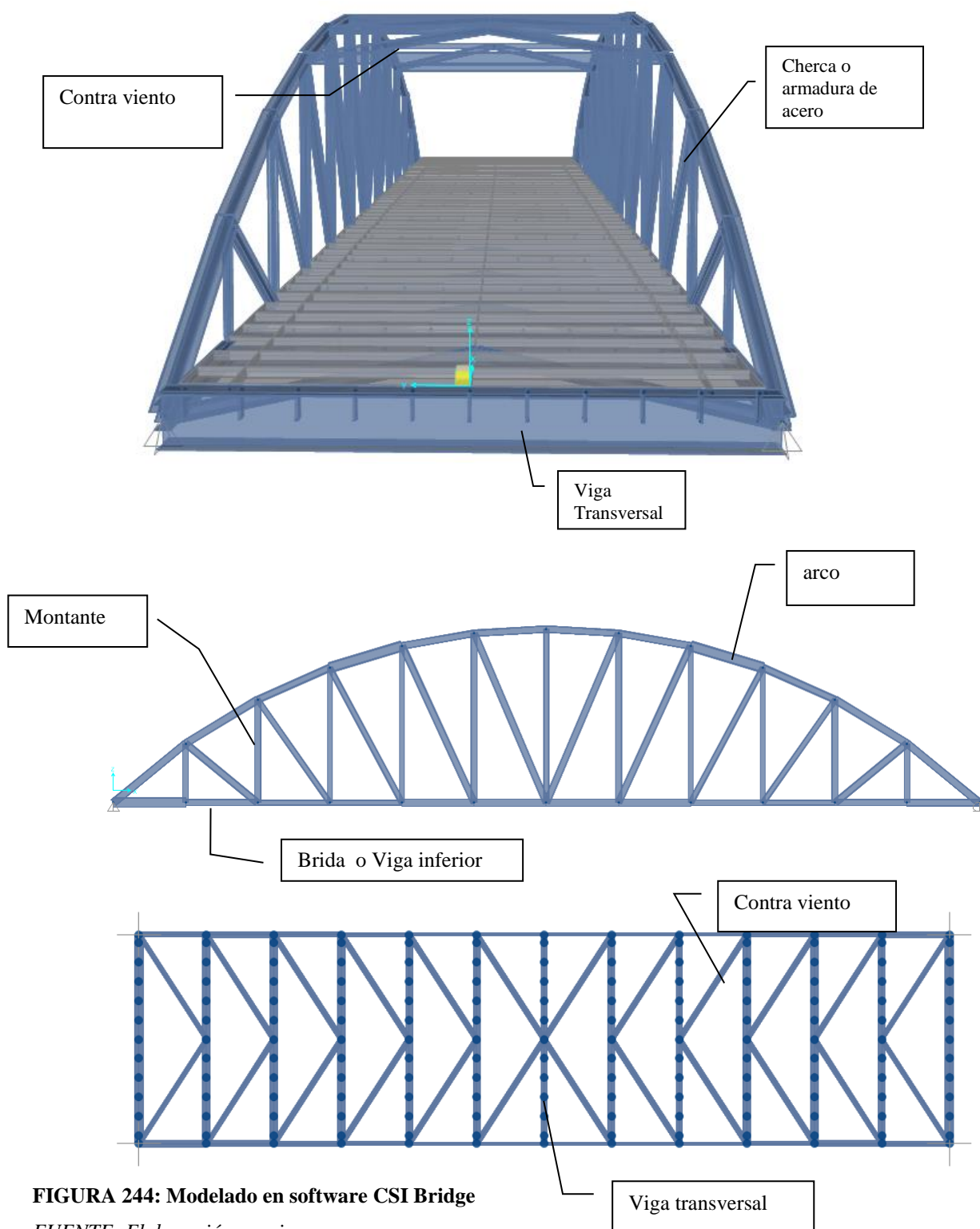


FIGURA 244: Modelado en software CSI Bridge

FUENTE: Elaboración propia

3.5.8.1 PROPIEDADES MATERIALES UTILIZADOS

Propiedades del concreto de resistencia $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$

Dónde:

Peso específico del concreto (γ_{concreto})= 2400 kg/m^3

Módulo de Elasticidad (E_c)= $275, 438.04 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson (U)= 0.2

$$E_c = 0.14 * (\gamma^{1.5}) * \sqrt{f'c} \dots\dots(\text{kg/cm}^2)$$

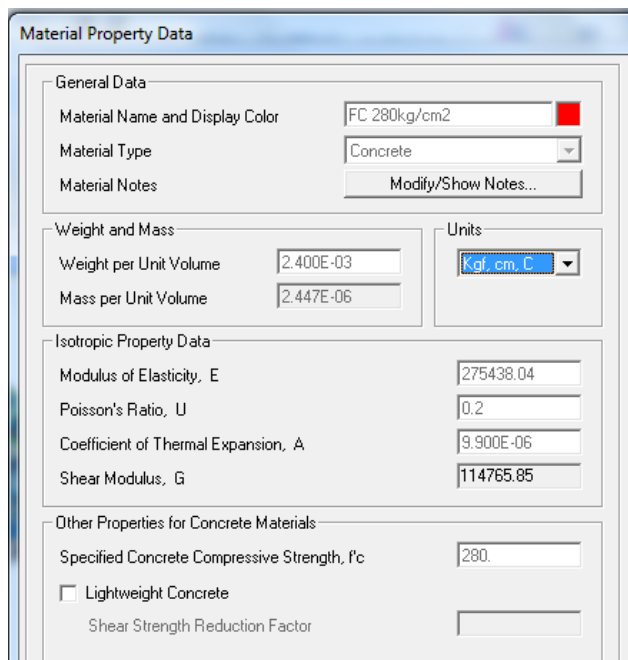


FIGURA 245: Propiedades del concreto de resistencia $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$

FUENTE: Elaboración propia

Propiedades del Acero Estructural ASTM572 G50

Dónde:

Peso específico del Acero (γ_{acero})= 7850 kg/m^3

Módulo de Elasticidad (E_A)= $29,000.00 \text{ ksi} = 2 038,700.00 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson (U)= 0.3

Módulo de corte

$$G = \frac{E}{2.(1+u)} \dots\dots(\text{kg/cm}^2)$$

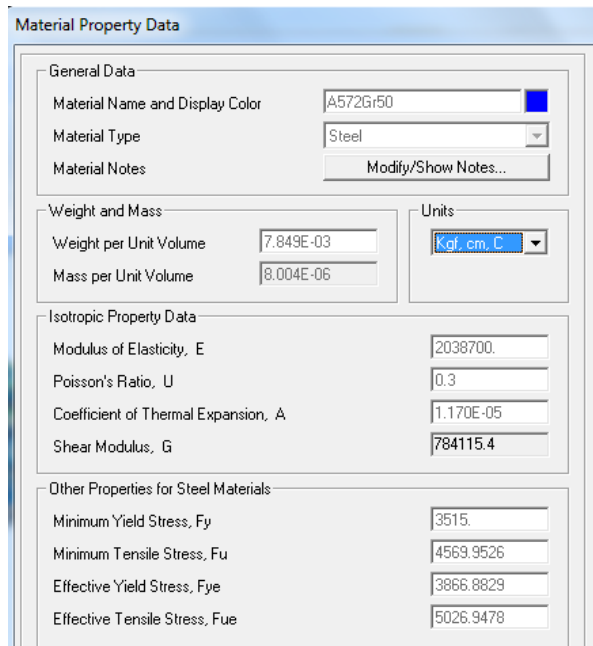


FIGURA 246: Propiedades del Acero Estructural ASTM572 G50

FUENTE: Elaboración propia

3.5.9 CARGAS DE DISEÑO Y COMBINACIONES

Las cargas de Diseño y Combinaciones son iguales a las cargas de diseño usadas en los modelamientos del puente de sección mixta o alma llena y el puente reticulado o Warren

TABLA 212: Combinaciones de Cargas LRDF

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación			
										EQ	IC	CT	CV
Estado Límite													
RESISTENCIA I	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 Solamente EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5		1.00			1.00	0.50/1.20						
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	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
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	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}				
FATIGA - Solamente LL,IM y CE		0.75											

Fuente: Manual de Puentes 2003 M.T.C.

Del cuadro se usara para el Diseño estructural la Envolvente de Combinaciones de cargas, LL (carga viva), IM (Cargas de impacto 33%), DC (peso propio), DW (peso de asfalto), BR (carga por frenado) ,DW(cargas de viento), EQ (cargas por sismo)

3.5.10 ANALISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural será realizado en toda la estructura con ayuda del software CSI-BRIDGE, buscando las respuestas estructurales del modelo planteado. Entre estas las mas importantes como el esfuerzo axial en las diagonales y montantes, momentos en la viga transversal, brida o viga inferior y el arco.

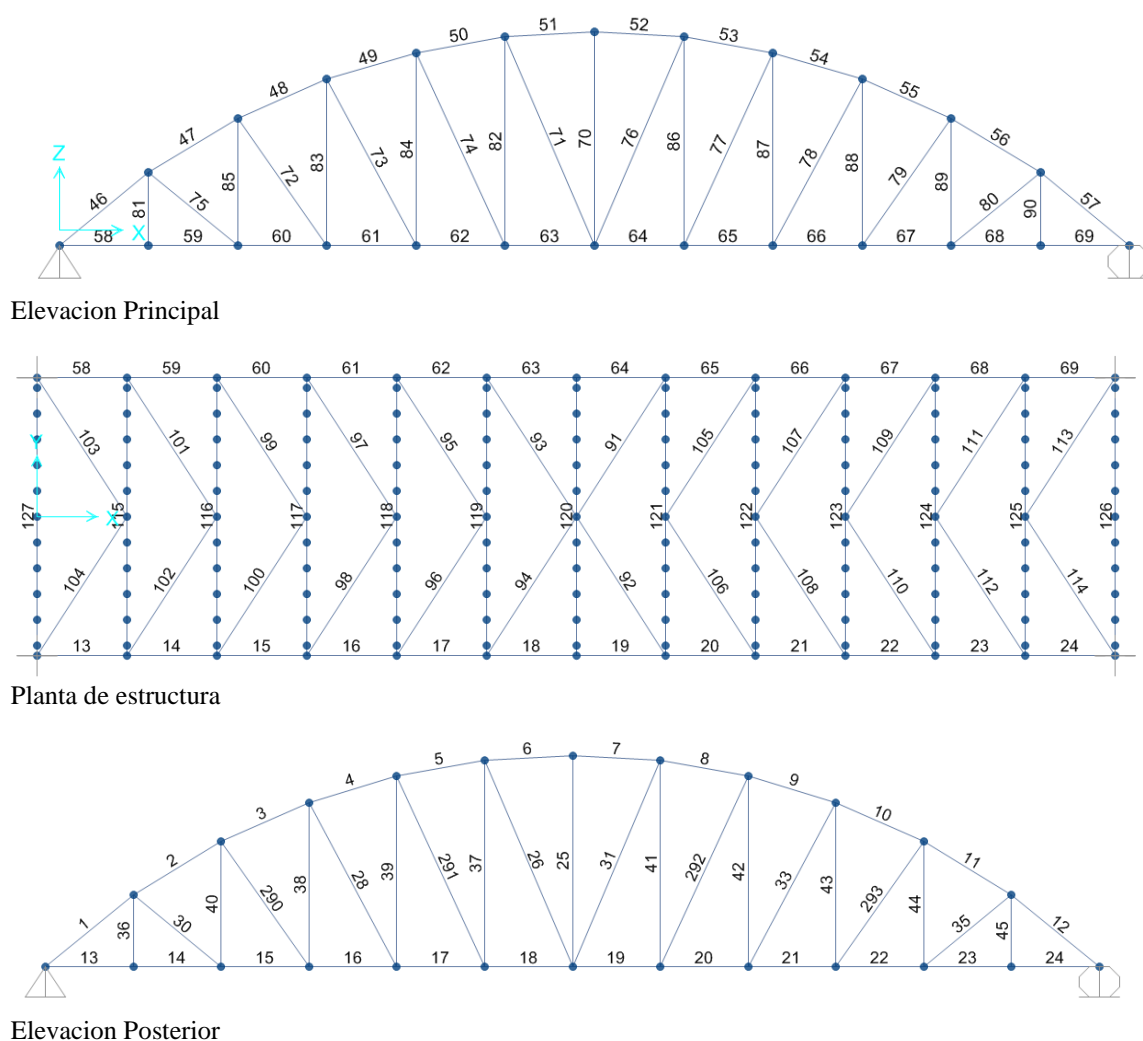


FIGURA 247: Nomenclatura a los elementos de cercha o armadura

FUENTE: Elaboración propia

RESPUESTAS ESTRUCTURALES A LA CARGA VIVA HL-93

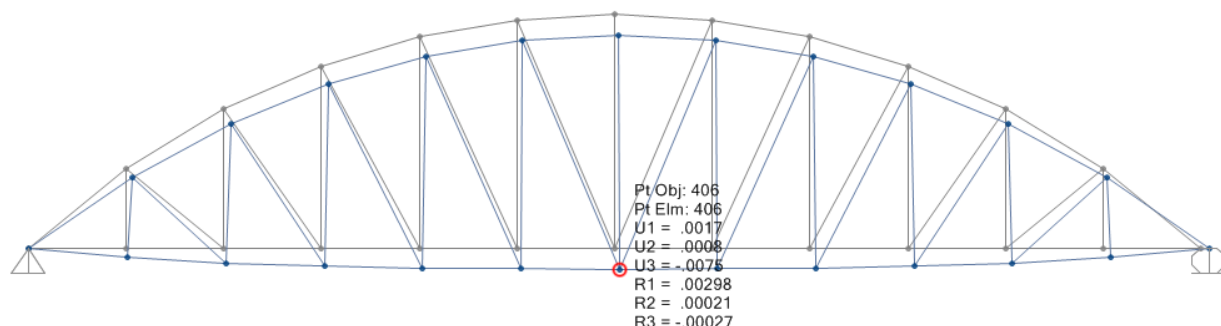


FIGURA 248: Deflexion Maxima en cercha o armadura en centro de luz por la carga Móvil HL-93 en Tn-m

FUENTE: Elaboración propia

Deflexión= 0.0075m = 0.75cm y cumple con el requerimiento mínimo L/800 para 42m de luz 0.0525m o 5.25cm

TABLA 213: Esfuerzo Axial En arco (Compresión) y brida inferior (Tensión) por la carga Móvil HL-93 en Tn-m

Element	Compresión	Element	Tensión
o		o	
1	-91.35	13	62.13
2	-89.44	14	51.22
3	-86.86	15	42.96
4	-84.49	16	34.48
5	-83.10	17	27.48
6	-79.82	18	22.68
7	-79.82	19	22.30
8	-83.08	20	26.95
9	-85.10	21	31.75
10	-86.85	22	40.37
11	-89.58	23	49.48
12	-90.86	24	61.31

FUENTE: Elaboración propia

TABLA 214: Esfuerzos en Diagonales (Tensión y Compresión) y montantes por carga móvil HL-93 en Tn-m

Elemento	Tension-Compresion	Elemento	Tension-Compresion	Elemento	Tension-Compresion	Elemento	Tension-Compresion
25	Max 9.07	35	Max 13.20	41	Max 28.40	291	Max 20.50
25	Min 0.00	35	Min -10.75	41	Min -15.23	291	Min -22.23
26	Max 23.42	36	Max 21.26	42	Max 30.08	292	Max 20.30
26	Min -22.62	36	Min -1.48	42	Min -12.79	292	Min -23.39
28	Max 18.07	37	Max 28.43	43	Max 28.71	293	Max 15.39
28	Min -20.87	37	Min -15.15	43	Min -10.96	293	Min -18.12
30	Max 13.12	38	Max 29.05	44	Max 25.90		
30	Min -11.84	38	Min -10.35	44	Min -6.72		
31	Max 23.50	39	Max 28.82	45	Max 19.80		
31	Min -22.64	39	Min -12.94	45	Min -1.52		
33	Max 18.84	40	Max 25.70	290	Max 15.46		
33	Min -20.61	40	Min -6.76	290	Min -18.02		

FUENTE: Elaboración propia

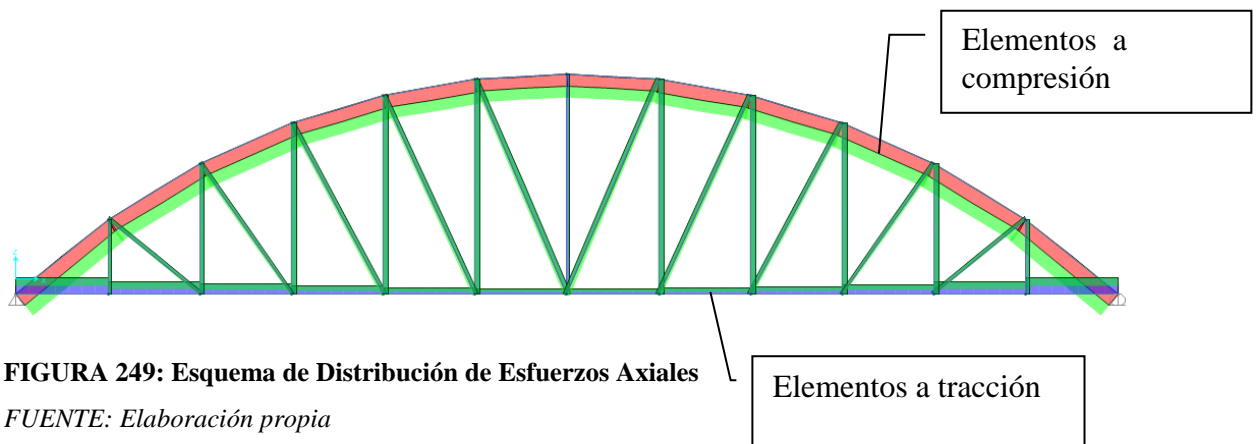


FIGURA 249: Esquema de Distribución de Esfuerzos Axiales

FUENTE: Elaboración propia

MOMENTOS

TABLA 215: Esfuerzos Axiales (P), Fuerzas Cortantes (V2 y V3) y Momentos Flectores (M2 y M3) en Vigas Transversales por carga móvil HL-93 en Tn-m

Frame	Station	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
115	0	Max	2.10	0.93	0.62	0.00	0.25	0.01
115	6.4	Max	2.74	9.31	0.89	0.00	0.61	61.06
115	6.4	Max	2.68	11.78	0.25	0.00	0.61	61.16
115	10.8	Max	2.20	23.61	8.65	0.00	0.30	0.01

115	0	Min	-13.16	-23.66	-8.44	0.00	-3.95	-0.01	
115	6.4	Min	-9.71	-6.71	-4.90	0.00	-0.68	-2.57	
115	6.4	Min	-9.92	-3.34	-1.98	0.00	-0.68	-2.58	
115	10.8	Min	-12.99	-0.92	-0.63	0.00	-4.31	-0.01	
116	0	Max	2.72	0.42	0.46	0.00	0.06	0.00	
116	6.4	Max	3.24	9.67	0.56	0.00	0.64	67.68	
116	6.4	Max	3.18	12.47	0.14	0.00	0.64	67.79	
116	10.8	Max	2.73	25.49	7.85	0.00	0.07	0.00	
116	0	Min	-11.95	-25.46	-7.87	0.00	-3.10	-0.01	
116	6.4	Min	-8.57	-6.74	-5.37	0.00	-0.75	-0.39	
116	6.4	Min	-8.77	-3.21	-2.10	0.00	-0.75	-0.39	
116	10.8	Min	-11.92	-0.42	-0.47	0.00	-3.06	-0.01	
117	0	Max	3.13	0.38	0.52	0.00	0.12	0.00	
117	6.4	Max	3.94	9.49	0.84	0.00	0.56	65.74	
117	6.4	Max	3.85	12.18	0.19	0.00	0.56	65.85	
117	10.8	Max	3.16	25.37	5.96	0.00	0.12	0.00	
117	0	Min	-10.64	-25.38	-5.97	0.00	-1.56	0.00	
117	6.4	Min	-6.96	-6.67	-4.92	0.00	-0.74	-0.40	
117	6.4	Min	-7.17	-3.22	-1.74	0.00	-0.74	-0.40	
117	10.8	Min	-10.58	-0.38	-0.53	0.00	-1.56	0.00	
118	0	Max	3.23	0.41	0.81	0.00	0.26	0.00	
118	6.4	Max	4.22	8.96	1.12	0.00	0.55	58.33	
118	6.4	Max	4.11	11.21	0.24	0.00	0.55	58.46	
118	10.8	Max	3.26	24.18	4.31	0.00	0.26	0.00	
118	0	Min	-11.05	-24.18	-4.31	0.00	-0.83	0.00	
118	6.4	Min	-6.70	-6.44	-4.31	0.00	-0.64	-0.35	
118	6.4	Min	-6.98	-3.25	-1.27	0.00	-0.64	-0.35	
118	10.8	Min	-11.00	-0.41	-0.81	0.00	-0.83	0.00	
119	0	Max	0.94	0.49	1.61	0.00	0.16	0.00	
119	6.4	Max	1.67	8.73	1.25	0.00	0.58	55.05	
119	6.4	Max	1.36	10.77	0.30	0.00	0.58	55.18	
119	10.8	Max	0.95	23.60	3.11	0.00	0.16	0.00	
119	0	Min	-8.51	-23.61	-3.11	0.00	-0.26	0.00	
119	6.4	Min	-4.68	-6.30	-4.49	0.00	-0.53	-0.18	
119	6.4	Min	-4.79	-3.24	-1.08	0.00	-0.53	-0.18	
119	10.8	Min	-8.46	-0.49	-1.61	0.00	-0.26	0.00	
120	0	Max	0.03	0.12	2.15	0.00	0.12	0.00	
	Frame	Station	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
120	6.4	Max	5.79	9.63	2.60	0.00	0.58	69.05	
120	6.4	Max	5.26	12.53	0.30	0.00	0.58	69.17	
120	10.8	Max	0.03	26.58	2.24	0.00	0.12	0.00	
120	0	Min	-0.01	-26.55	-2.25	0.00	-0.13	0.00	
120	6.4	Min	-0.48	-6.64	-2.69	0.00	-0.56	-0.09	
120	6.4	Min	-0.38	-3.14	-0.31	0.00	-0.56	-0.09	

120	10.8	Min	-0.01	-0.11	-2.16	0.00	-0.13	0.00
121	0	Max	1.25	0.61	2.99	0.00	0.24	0.00
121	6.4	Max	1.66	8.62	3.90	0.00	0.55	52.32
121	6.4	Max	1.42	10.46	0.98	0.00	0.55	52.45
121	10.8	Max	1.18	22.67	1.82	0.00	0.25	0.00
121	0	Min	-8.29	-22.67	-1.84	0.00	-0.18	0.00
121	6.4	Min	-4.67	-6.31	-1.37	0.00	-0.51	-0.24
121	6.4	Min	-4.77	-3.32	-0.34	0.00	-0.51	-0.24
121	10.8	Min	-8.31	-0.61	-3.00	0.00	-0.18	0.00
122	0	Max	3.49	0.40	3.69	0.00	0.67	0.00
122	6.4	Max	4.27	10.09	3.91	0.00	0.47	74.66
122	6.4	Max	4.17	13.35	0.79	0.00	0.47	74.76
122	10.8	Max	3.47	27.05	0.91	0.00	0.67	0.00
122	0	Min	-9.86	-27.06	-0.94	0.00	-0.24	0.00
122	6.4	Min	-6.67	-6.88	-0.98	0.00	-0.59	-0.51
122	6.4	Min	-6.85	-3.15	-0.17	0.00	-0.59	-0.51
122	10.8	Min	-9.89	-0.40	-3.71	0.00	-0.24	0.00
123	0	Max	2.85	0.64	5.74	0.00	0.95	0.00
123	6.4	Max	3.36	9.38	5.27	0.00	0.68	62.76
123	6.4	Max	3.28	11.82	1.87	0.00	0.68	62.86
123	10.8	Max	2.83	24.53	0.45	0.00	0.95	0.00
123	0	Min	-10.33	-24.50	-0.46	0.00	-0.06	0.00
123	6.4	Min	-7.10	-6.69	-0.36	0.00	-0.56	-0.38
123	6.4	Min	-7.29	-3.31	-0.12	0.00	-0.56	-0.38
123	10.8	Min	-10.39	-0.61	-5.79	0.00	-0.06	0.00
124	0	Max	1.68	0.36	7.64	0.00	2.14	0.00
124	6.4	Max	2.33	9.73	5.85	0.00	0.75	69.13
124	6.4	Max	2.26	12.65	2.28	0.00	0.75	69.24
124	10.8	Max	1.80	25.96	0.37	0.00	2.92	0.00
124	0	Min	-12.84	-26.01	-0.39	0.00	-0.03	0.00
124	6.4	Min	-9.24	-6.74	-0.38	0.00	-0.66	-0.71
124	6.4	Min	-9.42	-3.18	-0.10	0.00	-0.66	-0.71
124	10.8	Min	-12.56	-0.36	-8.19	0.00	-0.02	-0.01
125	0	Max	1.80	0.81	8.67	0.00	3.91	0.01
125	6.4	Max	2.43	8.78	4.69	0.00	0.58	53.47
125	6.4	Max	2.34	10.76	1.75	0.00	0.58	53.59
125	10.8	Max	1.77	22.45	0.52	0.00	4.15	0.01
125	0	Min	-13.99	-22.38	-0.47	0.00	-0.19	-0.01
125	6.4	Min	-10.40	-6.48	-0.71	0.00	-0.57	-2.22
125	6.4	Min	-10.64	-3.40	-0.20	0.00	-0.57	-2.22
125	10.8	Min	-14.03	-0.82	-8.70	0.00	-0.19	-0.01
126	0	Max	2.09	2.24	7.54	0.01	3.20	0.27
126	6.4	Max	3.01	11.06	0.78	0.01	1.36	89.94
126	6.4	Max	2.76	14.49	0.98	0.01	1.36	90.03

126	10.8	Max	2.21	28.91	2.81	0.01	2.73	0.28
126	0	Min	-12.65	-28.93	-2.76	-0.01	-1.47	-0.59
126	6.4	Min	-11.40	-6.04	-0.61	-0.01	-0.95	-2.40
126	6.4	Min	-11.54	-2.23	-0.59	-0.01	-0.95	-2.41
126	10.8	Min	-12.37	-2.26	-7.12	-0.01	-1.41	-0.59
127	0	Max	2.44	2.23	2.73	0.01	1.32	0.26
127	6.4	Max	1.58	10.99	0.60	0.01	0.98	88.65
127	6.4	Max	1.42	14.33	0.59	0.01	0.98	88.74
127	10.8	Max	2.44	28.66	7.02	0.01	1.48	0.25
127	0	Min	-3.71	-28.66	-6.77	-0.01	-2.62	-0.57
127	6.4	Min	-0.25	-6.05	-0.77	-0.01	-1.26	-2.50
127	6.4	Min	-0.67	-2.25	-0.94	-0.01	-1.26	-2.50
127	10.8	Min	-3.70	-2.26	-2.82	-0.01	-3.13	-0.57

FUENTE: Elaboración propia

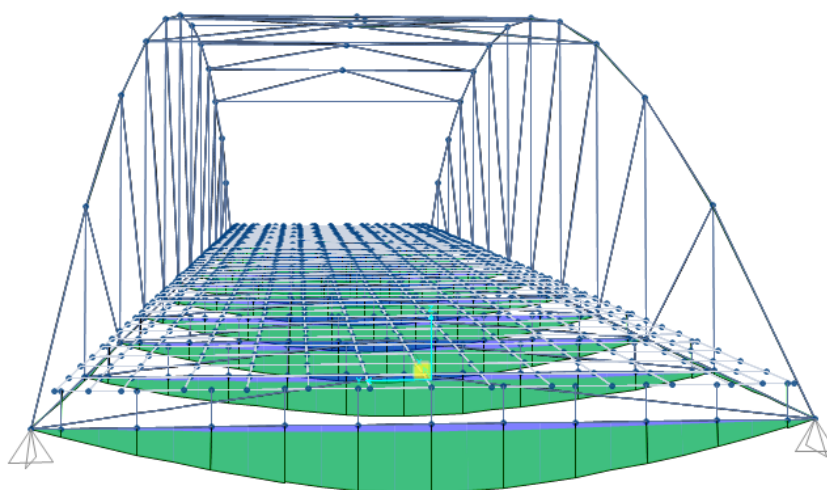


FIGURA 250: Vigas Transversales Momentos positivos

FUENTE: Elaboración propia

En la figura anterior se observa que el mayor momento en la estructura se presenta en las vigas transversales

TABLA 216: Respuestas estructurales a la envolvente de combinaciones de cargas de diseño

Frame	DesignSect	Design Type	Location	Pr	Mr Major	Mr Minor	Vr Major	Vr Minor
Text	Text	Text	m	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf
1	W24X131	Arco	4.53	-414.09	48.37	1.11	-2.19	0.36
2	W24X131	Arco	0.00	-424.84	48.37	1.11	7.73	0.36
3	W14X109	Arco	3.82	-419.86	14.58	-1.78	-0.24	0.36
4	W14X99	Arco	0.00	-412.93	14.58	-0.97	-1.41	-0.04
5	W14X99	Arco	0.00	-407.79	13.58	-0.19	-1.74	0.04

6	W14X90	Arco	0.00	-370.06	11.36	-0.57	-0.11	-0.13
7	W14X90	Arco	3.51	-370.06	11.36	-0.57	-1.65	0.28
8	W14X99	Arco	3.55	-407.75	13.52	-0.18	-1.55	0.04
9	W14X99	Arco	3.65	-412.86	14.43	-0.95	-0.85	0.44
10	W14X109	Arco	0.00	-419.76	14.42	-1.73	-1.73	0.03
11	W24X131	Arco	4.09	-424.91	46.83	1.06	-2.93	0.03
12	W24X131	Arco	0.00	-413.24	46.83	1.07	6.95	0.03
13	W24X104	Brida o Viga inferior	3.50	313.08	64.39	5.16	-8.11	-0.51
14	W21X101	Brida o Viga inferior	0.00	276.84	64.40	-4.55	4.48	-0.53
15	W24X84	Brida o Viga inferior	0.00	295.01	21.04	-4.24	-1.70	-0.39
16	W18X76	Brida o Viga inferior	0.00	283.82	19.08	-3.42	-1.98	-0.09
17	W14X74	Brida o Viga inferior	0.00	275.42	16.84	-2.85	-2.54	0.07
18	W18X65	Brida o Viga inferior	0.00	250.47	16.65	-1.65	-1.49	0.68
19	W18X65	Brida o Viga inferior	3.50	249.49	16.64	-1.65	-2.95	0.72
20	W12X72	Brida o Viga inferior	3.50	271.29	16.77	-2.75	-1.68	1.37
21	W18X76	Brida o Viga inferior	3.50	275.64	18.89	-3.26	-1.97	1.63
22	W14X82	Brida o Viga inferior	3.50	282.55	20.84	-3.98	-1.76	2.07
23	W30X99	Brida o Viga inferior	3.50	260.79	62.73	-4.31	-12.37	2.31
24	W27X102	Brida o Viga inferior	0.00	291.86	62.72	4.56	21.07	2.90
25	W10X49	Montante	0.00	38.31	0.00	0.00	0.00	0.00
26	W12X65	Diagonal	4.46	-34.71	1.22	0.00	0.00	0.00
28	W10X49	Diagonal	3.71	-22.54	1.02	0.00	0.00	0.00
30	W12X26	Diagonal	2.26	76.99	0.62	0.00	0.00	0.00
31	W12X65	Diagonal	4.46	-34.73	1.22	0.00	0.00	0.00
33	W10X49	Diagonal	3.71	-22.50	1.02	0.00	0.00	0.00
35	W12X26	Diagonal	2.26	75.56	0.62	0.00	0.00	0.00
36	W10X17	Montante	0.00	41.46	0.00	0.00	0.00	0.00
37	W12X65	Montante	0.00	67.54	0.00	0.00	0.00	0.00
38	W10X49	Montante	0.00	60.16	0.00	0.00	0.00	0.00
39	W10X49	Montante	0.00	64.54	0.00	0.00	0.00	0.00

Frame	DesignSect	DesignTyp	Location	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor
Text	Text	Text	m	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf
40	W10X33	Montante	0.00	51.17	0.00	0.00	0.00	0.00
41	W12X65	Montante	0.00	67.52	0.00	0.00	0.00	0.00
42	W10X49	Montante	0.00	64.50	0.00	0.00	0.00	0.00
43	W10X49	Montante	0.00	60.13	0.00	0.00	0.00	0.00
44	W10X33	Montante	0.00	50.66	0.00	0.00	0.00	0.00
45	W10X15	Montante	0.00	40.41	0.00	0.00	0.00	0.00
46	W24X131	Arco	4.53	-409.24	47.83	-1.11	-7.25	0.04
47	W24X131	Arco	0.00	-419.95	47.83	-1.10	2.48	0.04
48	W14X109	Arco	3.82	-415.08	14.44	1.78	1.73	0.04
49	W14X99	Arco	0.00	-408.27	14.45	0.97	0.86	0.44
50	W14X99	Arco	0.00	-403.21	13.47	0.19	1.55	0.04
51	W14X90	Arco	0.00	-365.51	11.26	0.57	1.64	0.28
52	W14X90	Arco	3.51	-365.51	11.26	0.57	0.12	-0.13
53	W14X99	Arco	3.55	-403.17	13.41	0.18	1.73	0.04
54	W14X99	Arco	3.65	-408.20	14.29	0.95	1.40	-0.05
55	W24X104	Arco	0.00	-414.98	14.28	1.73	0.25	0.35
56	W24X131	Arco	4.09	-420.02	46.29	-1.06	-7.30	0.35
57	W24X131	Arco	0.00	-408.38	46.29	-1.06	2.50	0.35
58	W24X104	Brida o Viga inferior	3.50	309.66	63.66	-5.14	-21.24	3.24
59	W30X99	Brida o Viga inferior	0.00	273.88	63.66	4.52	12.64	2.44
60	W24X84	Brida o Viga inferior	0.00	291.94	20.84	4.21	1.76	2.19
61	W18X76	Brida o Viga inferior	0.00	280.95	18.91	3.41	1.99	1.71
62	W12X72	Brida o Viga inferior	0.00	272.69	16.70	2.84	1.68	1.42
63	W21X62	Brida o Viga inferior	0.00	247.76	16.52	1.64	2.93	0.71
64	W21X62	Brida o Viga inferior	3.50	246.79	16.51	1.64	1.51	0.66
65	W12X72	Brida o Viga inferior	3.50	268.55	16.64	2.74	2.54	0.00
66	W18X76	Brida o Viga inferior	3.50	272.77	18.72	3.25	1.96	-0.20
67	W18X76	Brida o Viga inferior	3.50	279.49	20.63	3.96	1.72	-0.54
68	W30X99	Brida o Viga inferior	3.50	257.83	61.99	4.28	-4.78	-0.72
69	W21X101	Brida o	0.00	288.44	61.99	-4.54	8.31	-0.77

Frame	DesignSect	DesignTyp	Location	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor
Text	Text	Text	m	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf
		Viga inferior						
70	W10X49	Montante	0.00	37.82	0.00	0.00	0.00	0.00
71	W12X65	Diagonal	4.46	-34.79	1.22	0.00	0.00	0.00
73	W10X49	Diagonal	3.71	-22.73	1.02	0.00	0.00	0.00
75	W12X26	Diagonal	2.26	76.30	0.62	0.00	0.00	0.00
76	W12X65	Diagonal	4.46	-34.81	1.22	0.00	0.00	0.00
78	W10X49	Diagonal	3.71	-22.69	1.02	0.00	0.00	0.00
80	W12X26	Diagonal	2.26	74.87	0.62	0.00	0.00	0.00
81	W10X19	Montante	0.00	41.21	0.00	0.00	0.00	0.00
82	W12X65	Montante	0.00	67.06	0.00	0.00	0.00	0.00
83	W10X49	Montante	0.00	59.76	0.00	0.00	0.00	0.00
84	W10X49	Montante	0.00	64.09	0.00	0.00	0.00	0.00
85	W10X33	Montante	0.00	50.85	0.00	0.00	0.00	0.00
86	W12X65	Montante	0.00	67.04	0.00	0.00	0.00	0.00
87	W10X49	Montante	0.00	64.05	0.00	0.00	0.00	0.00
88	W10X49	Montante	0.00	59.73	0.00	0.00	0.00	0.00
89	W10X33	Montante	0.00	50.34	0.00	0.00	0.00	0.00
90	W10X17	Montante	0.00	40.15	0.00	0.00	0.00	0.00
91	W10X33	Contra viento	3.47	51.58	1.61	-0.70	0.06	0.26
92	W10X33	Contra viento	2.97	51.71	1.61	-0.70	-0.08	0.14
93	W10X33	Contra viento	3.47	53.77	1.61	0.71	0.08	0.13
94	W10X33	Contra viento	2.97	53.90	1.61	0.71	-0.06	0.26
95	W10X49	Contra viento	2.97	32.67	1.61	0.85	-0.06	0.27
96	W10X49	Contra viento	3.47	33.01	1.61	0.85	0.08	0.18
97	W10X49	Contra viento	2.48	39.52	1.54	1.04	-0.17	0.34
98	W10X49	Contra viento	3.96	40.03	1.54	1.05	0.23	0.15
99	W10X49	Contra viento	1.98	46.05	1.38	1.26	-0.28	0.39
100	W10X49	Contra viento	4.46	46.67	1.38	1.27	0.39	0.12
101	W10X49	Contra viento	1.98	50.13	1.38	1.24	-0.28	0.38
102	W10X49	Contra viento	4.46	50.75	1.38	1.25	0.39	0.13
103	W10X49	Contra viento	1.49	52.67	1.15	1.94	-0.39	0.57
104	W10X49	Contra viento	4.95	53.13	1.15	1.94	0.54	0.17
105	W10X49	Contra viento	2.97	31.78	1.61	-0.84	-0.08	0.17
106	W10X49	Contra viento	3.47	32.12	1.61	-0.84	0.06	0.27
107	W10X49	Contra	2.48	38.04	1.54	-1.02	-0.23	0.13

Frame	Design	Sect	Design	Location	Pr	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor
Text	Text	Text	Text	m	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	Tonf
			viento						
108	W10X49		Contra	3.96	38.55	1.54	-1.02	0.17	0.33
			viento						
109	W10X49		Contra	1.98	43.88	1.38	-1.22	-0.39	0.10
			viento						
110	W10X49		Contra	4.46	44.51	1.38	-1.22	0.28	0.37
			viento						
111	W10X49		Contra	2.48	47.27	1.54	-1.12	-0.23	0.10
			viento						
112	W10X49		Contra	3.96	47.89	1.54	-1.13	0.17	0.36
			viento						
113	W10X49		Contra	1.49	45.89	1.15	-1.80	-0.54	0.13
			viento						
114	W10X49		Contra	4.46	46.35	1.38	-1.66	0.28	0.51
			viento						
115	W30X173		Viga	5.40	-32.61	172.28	-15.73	-11.24	-0.34
			Transversal						
116	W30X173		Viga	5.40	-28.53	179.69	-14.94	-10.64	-0.45
			Transversal						
117	W36X170		Viga	5.40	-22.58	180.23	-13.64	-10.63	0.36
			Transversal						
118	W36X160		Viga	5.40	-16.91	179.89	-11.63	-10.64	1.65
			Transversal						
119	W36X160		Viga	5.40	-34.01	181.39	-9.53	-10.57	3.00
			Transversal						
120	W27X146		Viga	5.40	11.91	185.51	5.80	9.71	6.79
			Transversal						
121	W36X160		Viga	5.40	-32.11	181.45	9.26	19.07	10.57
			Transversal						
122	W36X160		Viga	5.40	-16.20	179.84	11.17	18.97	12.67
			Transversal						
123	W27X161		Viga	5.40	-21.43	180.03	12.98	18.97	14.62
			Transversal						
124	W36X170		Viga	5.40	-26.80	179.38	14.05	18.97	15.77
			Transversal						
125	W27X161		Viga	5.40	-30.39	171.57	13.66	18.49	15.26
			Transversal						
126	W40X192		Viga	5.40	-33.15	180.41	1.16	19.16	0.86
			Transversal						
127	W40X192		Viga	5.40	4.21	180.84	-1.15	-10.14	0.50
			Transversal						
128	W12X30		Contra	5.40	0.56	-5.43	0.00	1.76	0.00
			viento						
129	W14X38		Contra	5.40	54.74	11.10	-1.27	-1.21	0.47
			viento						
130	W10X33		Contra	5.40	-0.76	10.75	-1.34	-1.14	0.45
			viento						
131	W14X90		Contra	5.40	-0.59	4.57	-0.20	0.00	0.01
			viento						
132	W14X38		Contra	5.40	54.75	11.10	1.28	-0.47	-0.22
			viento						
133	W10X33		Contra	5.40	-0.68	10.59	1.33	-0.48	-0.08
			viento						
134	W14X90		Contra	5.40	-0.62	4.57	0.20	0.00	0.01
			viento						
136	W10X49		Contra	0.00	-65.69	-3.09	0.74	-0.57	0.11

		viento						
137	W10X49	Contra viento	0.00	-65.69	-3.11	-0.73	-1.42	-0.23
138	W10X49	Contra viento	0.00	-65.69	-3.11	0.73	-0.57	0.11
139	W10X49	Contra viento	0.00	-65.69	-3.09	-0.74	-1.42	-0.23
140	W10X49	Contra viento	3.23	-0.74	2.48	-0.14	-0.25	0.09
141	W10X49	Contra viento	3.23	-0.74	2.52	0.14	0.22	-0.02
142	W10X49	Contra viento	3.23	-0.74	2.52	-0.14	-0.24	0.09
143	W10X49	Contra viento	3.23	-0.74	2.48	0.14	0.20	-0.02
144	W10X49	Contra viento	6.52	-2.21	-1.42	-1.16	0.37	-0.20
145	W10X49	Contra viento	3.26	-2.05	2.52	0.45	0.37	0.20
288	W10X49	Contra viento	0.00	-2.31	-1.43	-1.18	-1.38	-0.25
289	W10X49	Contra viento	6.52	-2.32	-1.43	-1.18	0.37	-0.20
72	W10X45	Contra viento	3.05	47.93	0.84	0.00	0.00	0.00
74	W12X65	Contra viento	4.18	-29.47	1.15	0.00	0.00	0.00
77	W12X65	Contra viento	4.18	-29.48	1.15	0.00	0.00	0.00
79	W10X45	Contra viento	3.05	47.99	0.84	0.00	0.00	0.00
290	W10X45	Diagonal	3.05	48.19	0.84	0.00	0.00	0.00
291	W12X65	Diagonal	4.18	-29.35	1.15	0.00	0.00	0.00
292	W12X65	Diagonal	4.18	-29.36	1.15	0.00	0.00	0.00
293	W10X45	Diagonal	3.05	48.24	0.84	0.00	0.00	0.00

FUENTE: *Elaboración propia*

3.5.11 DISEÑO ESTRUCTURAL

RESULTADOS

Mediante la iteración usada por el Software CSI Bridge se ha seleccionado los perfiles para el puente

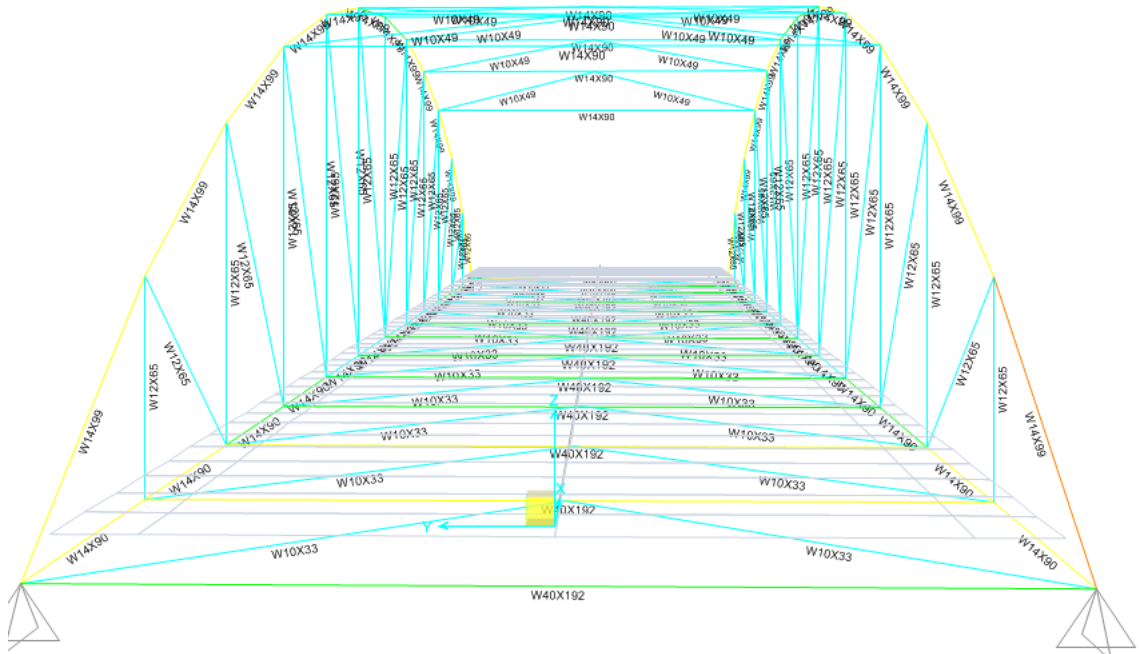


FIGURA 251: Vigas Transversales, Y Contraviento

FUENTE: Elaboración propia

El perfil seleccionado para viga transversal es el W40x192, y los perfiles para el contraviento inferior y superior son W10x33, W10x49 y W14x90

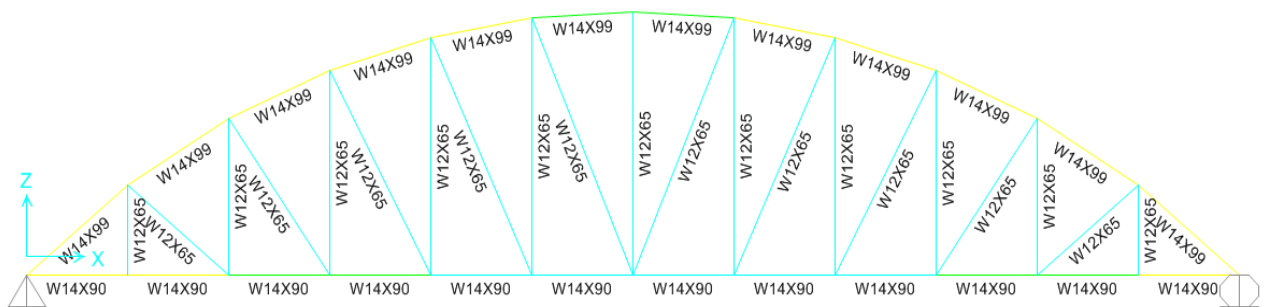


FIGURA 252: Perfiles de arco, Perfiles inferiores y péndolas

FUENTE: Elaboración propia

Los perfiles seleccionados para el arco son W14X99, para la brida inferior W14x90 y los perfiles seleccionados para las diagonales y montantes son W12x65

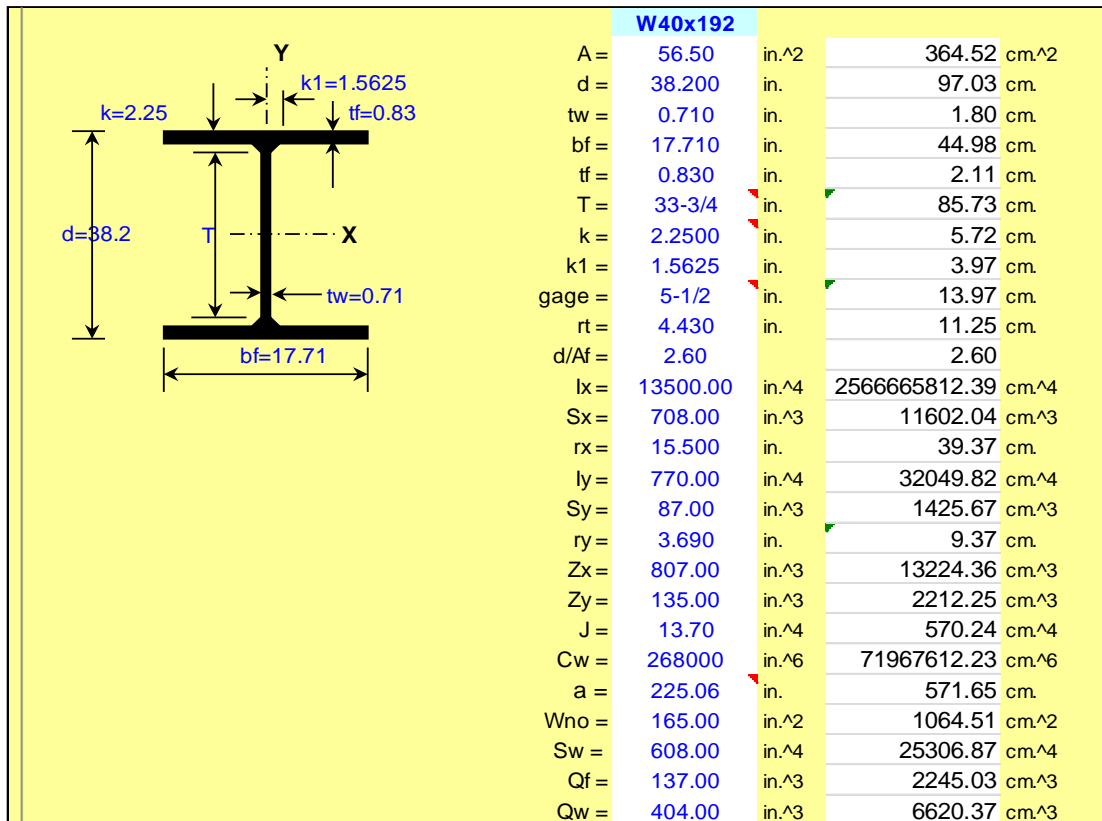


FIGURA 253: VIGA TRASVERSAL W40X192

FUENTE: Elaboración propia

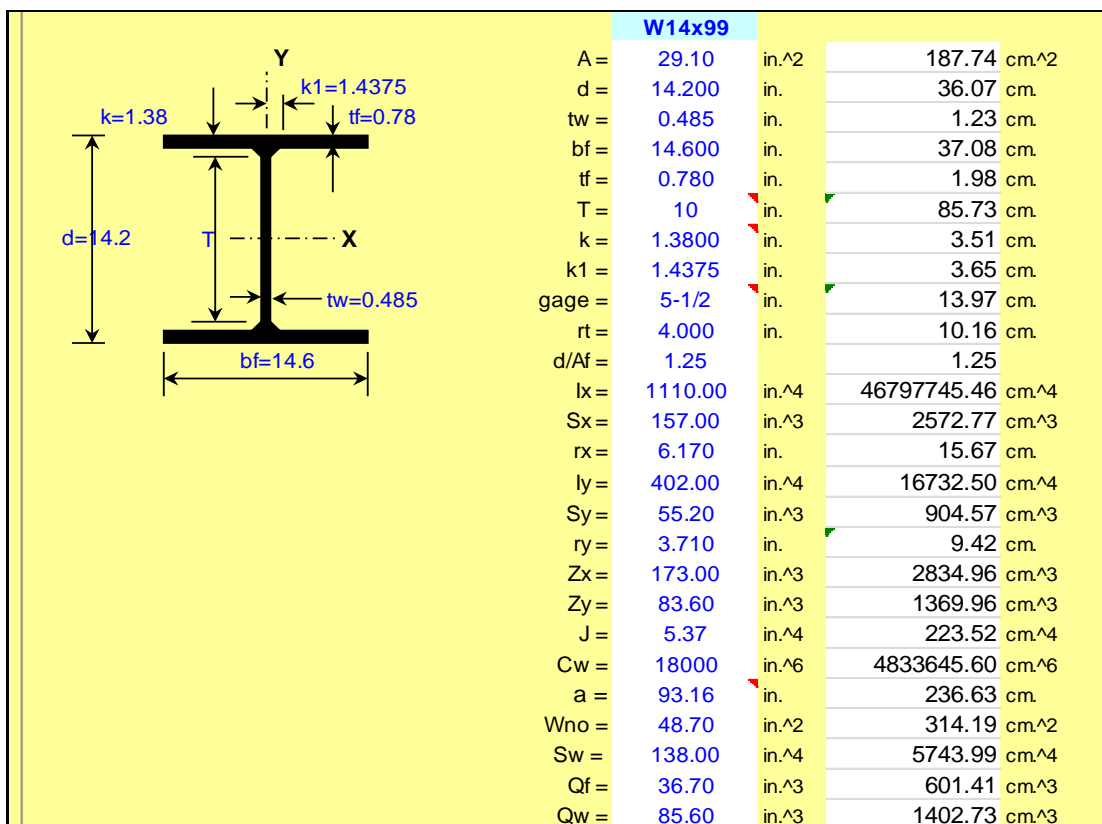


FIGURA 254: ARCO 14X99

FUENTE: Elaboración propia

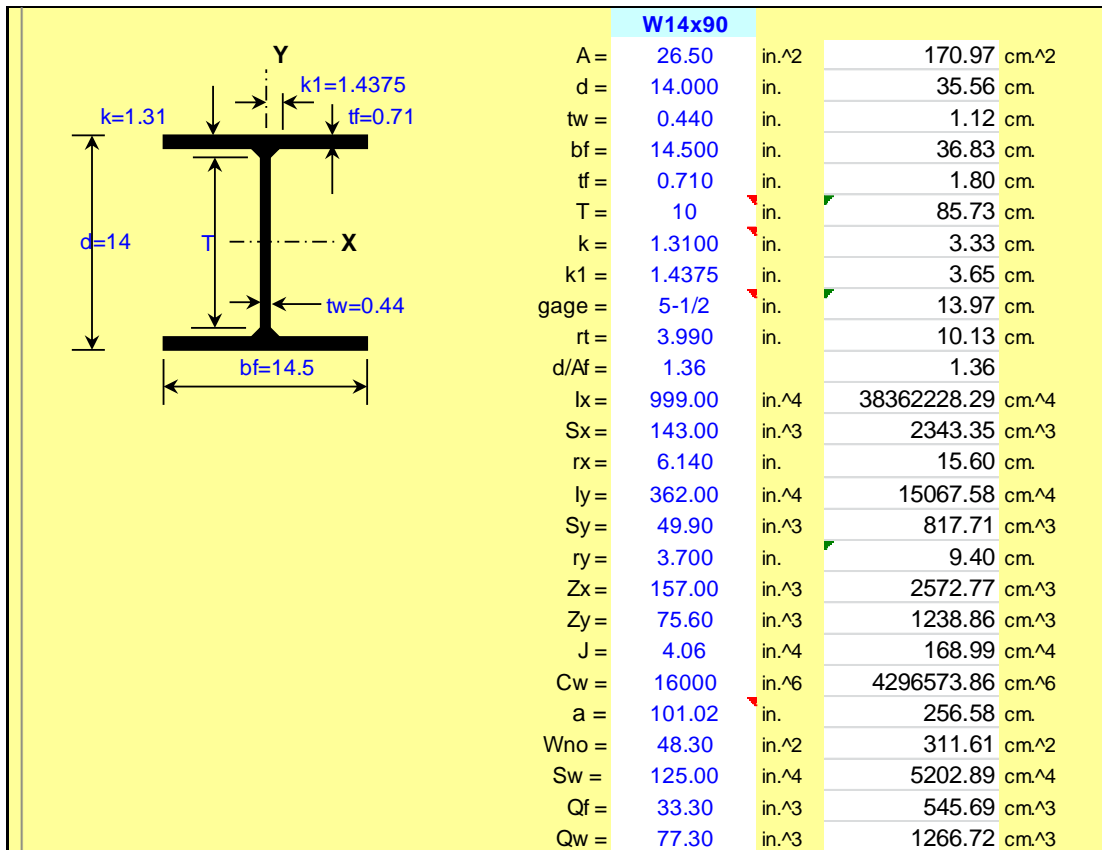


FIGURA 255: BRIDA O VIGA INFERIOR W14X90

FUENTE: Elaboración propia

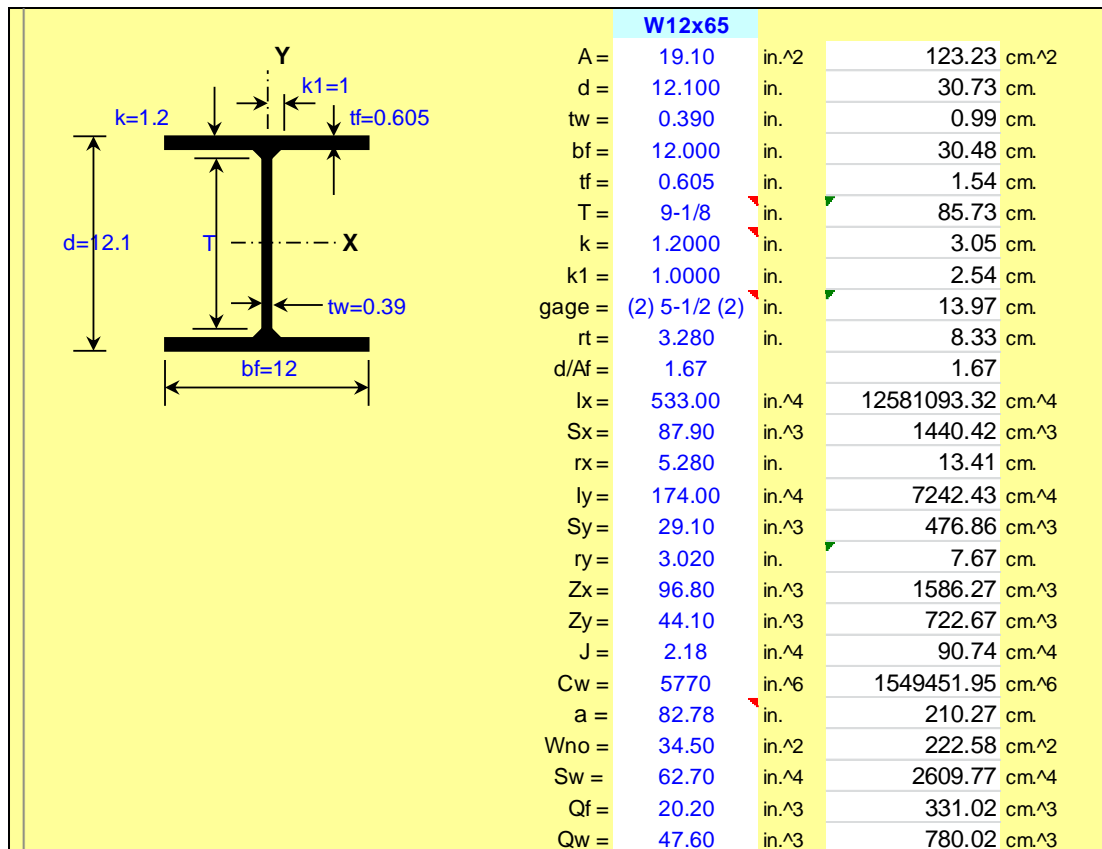


FIGURA 256: PERFILES DE DIAGONALES Y MONTANTES W12X65

FUENTE: Elaboración propia

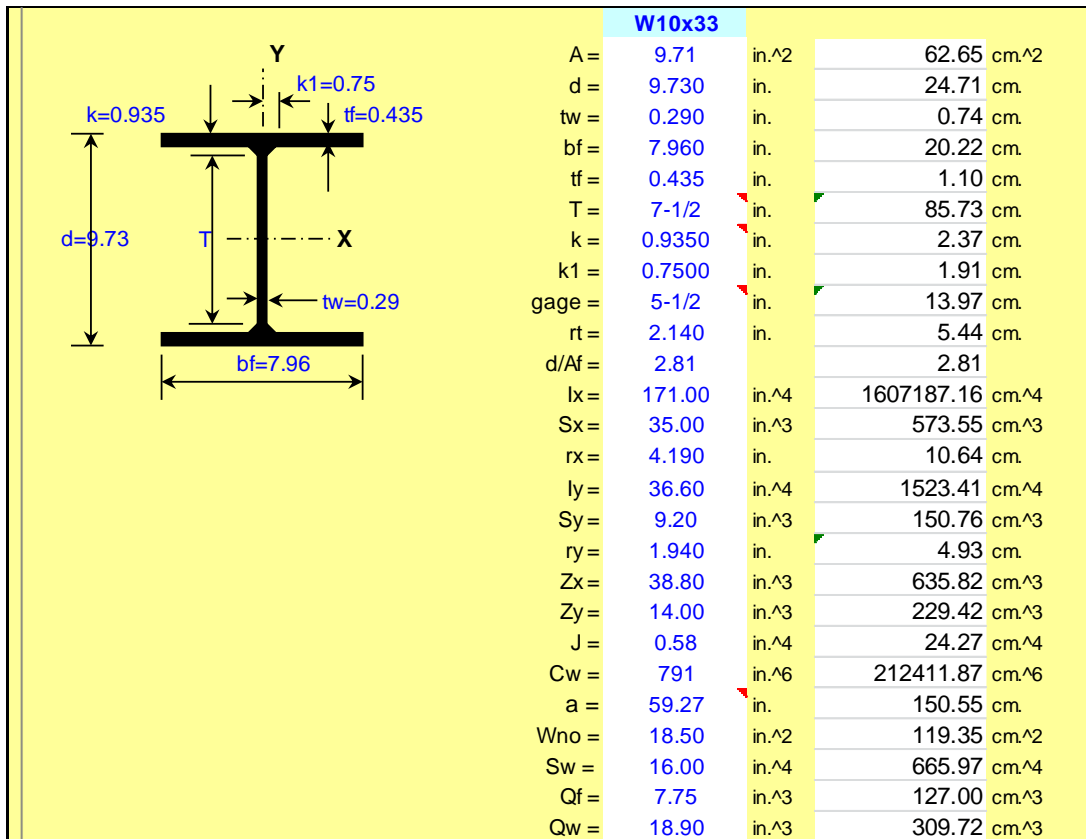


FIGURA 257: PERFILES DE CONTRAVIENTOS W10X33

FUENTE: Elaboración propia

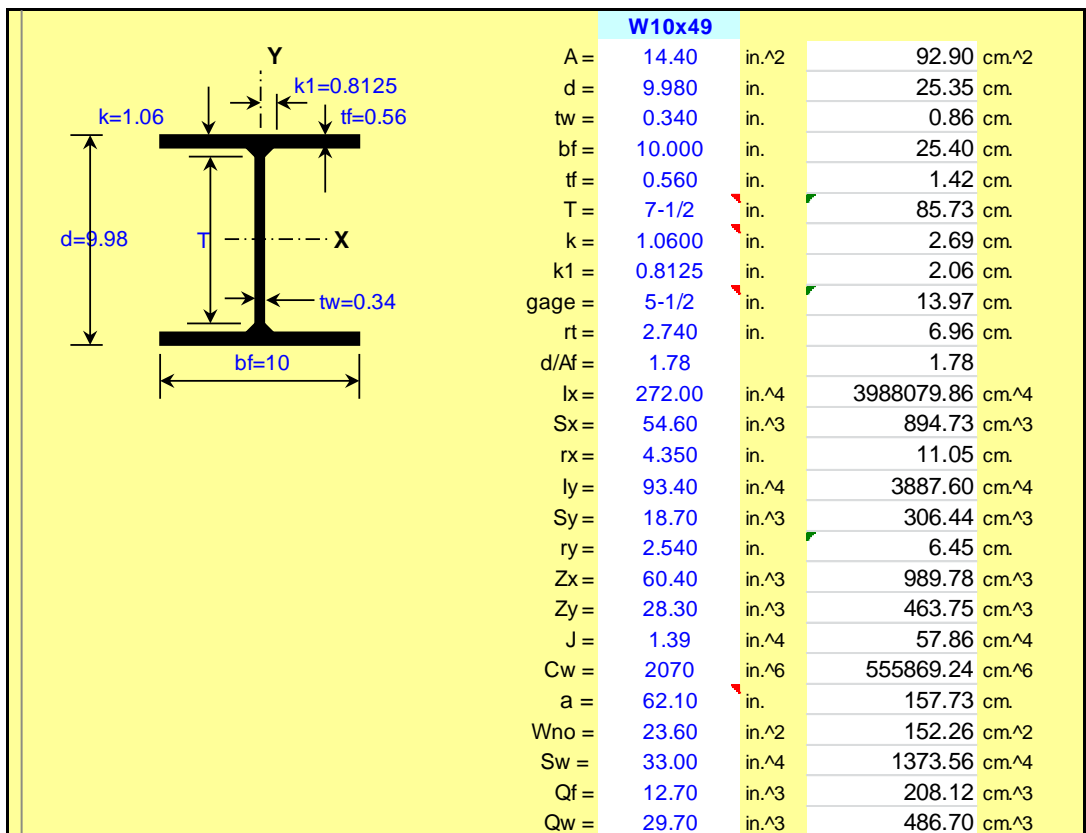


FIGURA 258: PERFILES DE CONTRAVIENTOS W10X49

FUENTE: Elaboración propia

3.6 ANALISIS COMPARATIVO DE 03 ALTERNATIVAS PARA LA SUPERESTRUCTURAS DEL PUENTE.

El presente tiene como objeto mostrar los resultados obtenidos del análisis y diseño estructural de las diferentes alternativas de puentes propuestos, para luego ser comparados y definir la alternativa más óptima para cada parámetro de comparación.

3.6.1 GENERALIDADES.

3.6.1.1 PUENTE DE SECCION COMPUESTA

Son estructuras están formadas por la unión de concreto y acero siendo las vigas longitudinales o largueros de acero estructural mientras la losa es de concreto armado.

3.6.1.2 PUENTE RETICULADO O TIPO WARREN

Son estructuras formadas por elementos rectos en arreglos triangulares y que su uso podría extenderse a luces mayores a los 100m con la optimización de la armadura.

3.6.1.3 PUENTE ARCO RETICULADO

Es una estructura similar a la estructura reticular Warren y que su uso podría extenderse a luces de hasta 150m con la optimización de la armadura-

3.6.2 PARAMETROS DE COMPARACION

Para el presente proyecto se necesita comparar alternativas que conlleven a la elección de una opción apropiada para la superestructura del puente, para ello se determinaron los parámetros siguientes de comparación.

- Seguridad
- Funcionabilidad
- Costo
- Estético

3.6.2.1 SEGURIDAD

Este parámetro contempla aspectos como resistencia y estabilidad (equilibrio mecánico) de la estructura, sabiendo que la resistencia es la capacidad de una estructura de soportar cargas si llegar al fallo.

El objetivo de analizar el parámetro de seguridad es mantener la estructura en un rango de funcionamiento alejado de la falla.

Se verificara las cargas admisibles vs actuantes para los elementos estructurales críticos para cada tipo de puente. Para ello se verificara la proporción demanda/capacidad para cada elemento crítico de las superestructuras, eligiendo como más segura el tipo de puente que presente menor proporción demanda/capacidad.

PUENTE DE SECCION COMPUESTA

Para la verificación se tomara como el elemento crítico la viga longitudinal exterior para la sollicitación por momento positivo.

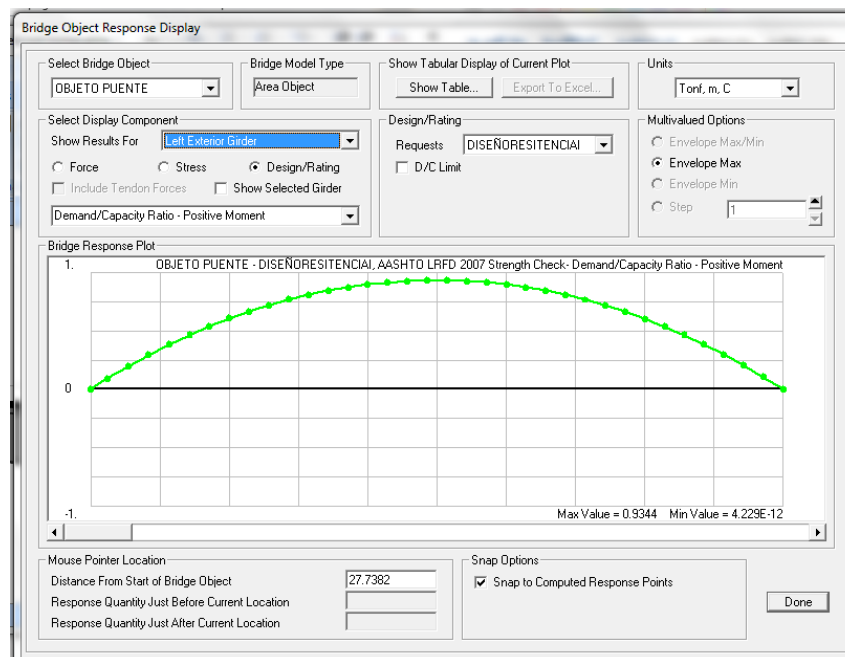


FIGURA 259: Diseño para puente de sección compuesta viga exterior.

FUENTE: *Elaboración propia*

Del diseño de la viga longitudinal para la solicitación por momento positivo para el diseño por resistencia, se observa que la proporción demanda/ capacidad 0.93 lo cual es aceptable de acuerdo a los rangos señalados en los manuales de diseño.

PUENTE RETICULADO O TIPO WARREN

Para la verificación se tomara como el elemento crítico la brida superior intermedia, se seleccionó este elemento debido a que es un elemento sometido a compresión mayor.

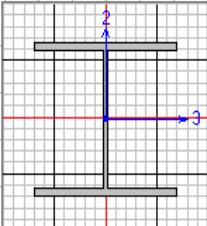
File								
AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK								
Combo : ERESISTENCIA I								
Units : TonF, m, C								
								
Frame	: 21	Design Sect:	W14X99					
X Mid	: 21.000	Design Type:	Beam					
Y Mid	: -5.300	Frame Type	: Moment Resisting Frame					
Z Mid	: 6.400	Sect Class	: Plastic					
Length	: 7.000	Major Axis	: 0.000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc	: 3.500	RLLF	: 1.000					
Area	: 0.019	SMajor	: 0.003	rMajor	: 0.157	AUMajor	: 0.004	
IMajor	: 4.620E-04	SMinor	: 9.046E-04	rMinor	: 0.094	AUMinor	: 0.012	
IMinor	: 1.673E-04	ZMajor	: 0.003	E	: 20387000.000			
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 0.001	Fy	: 35150.000			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location		Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu	
3.500		-412.752	1.750	-3.122	-0.178	1.836	-0.003	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
(6.9.2.2-2)	0.893	= 0.804	+ 0.021	+ 0.068	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity					
Axial	-412.752	513.454	626.916					
MOMENT DESIGN								
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	Db Factor	Ds Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	2.237	96.211	1.000	1.278	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Moment	-3.674	47.694	1.000	1.177	1.000	1.000	0.500	
SHEAR DESIGN								
	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion			
Major Shear	0.178	80.377	0.002	OK	0.000			
Minor Shear	1.836	298.852	0.006	OK	0.000			

FIGURA 260: Diseño para puente reticulado Warren brida superior intermedia

FUENTE: Elaboración propia

Del diseño de la brida superior intermedia para solicitación por compresión, se observa que la proporción demanda/ capacidad 0.804.

PUENTE ARCO RETICULADO

Debido a que el arco tiene una configuración de distribución de esfuerzos donde el arco soporta las cargas principalmente a compresión como se observa en la figura, Para la verificación se tomara como el elemento crítico un elemento ubicado en la parte superior central del arco.

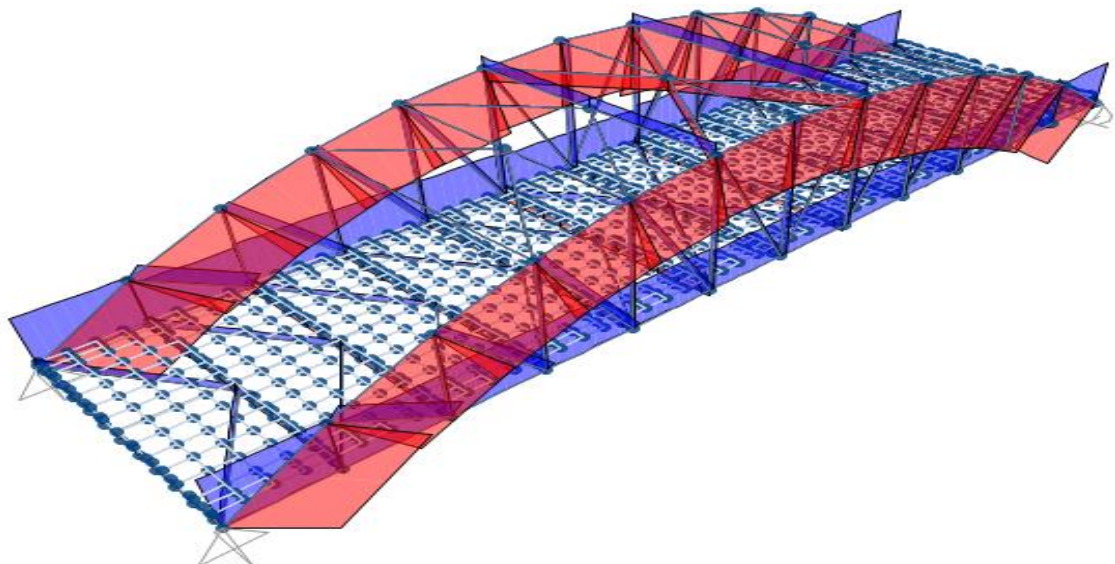


FIGURA 261: Distribución de esfuerzos en el modelamiento arco reticulado (rojo=compresión, azul=tracción).

FUENTE: Elaboración propia

File								
AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK								
Combo : ERESISTENCIA I								
Units : TonF, m, C								
Frame	: 52	Design Sect:	W14X90					
X Mid	: 22.750	Design Type:	Brace					
Y Mid	: 5.400	Frame Type:	Moment Resisting Frame					
Z Mid	: 7.699	Sect Class:	Plastic					
Length	: 3.506	Major Axis:	0.000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc	: 3.506	RLLF	: 1.000					
Area	: 0.017	SMajor	: 0.002	rMajor	: 0.156	AUMajor	: 0.004	
IMajor	: 4.158E-04	SMinor	: 8.171E-04	rMinor	: 0.094	AUMinor	: 0.011	
IMinor	: 1.507E-04	ZMajor	: 0.003	E	: 20387000.000			
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 0.001	Fy	: 35150.000			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location		Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu	
3.506		-365.508	11.258	0.571	0.125	-0.129	-0.024	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
(6.9.2.2-2)	0.877	= 0.748	+ 0.117	+ 0.012	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity					
Axial	-365.508	488.424	570.903					
MOMENT DESIGN								
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	Db Factor	Ds Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	11.897	90.433	1.000	1.057	1.000	1.000	1.000	1.224
Minor Moment	0.571	43.081	0.475	1.000	1.000	1.000	1.000	
SHEAR DESIGN								
	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion			
Major Shear	1.635	72.920	0.022	OK	0.000			
Minor Shear	0.280	271.191	0.001	OK	0.000			

FIGURA 262: Diseño para puente reticulado arco elemento superior intermedio a compresión

FUENTE: Elaboración propia

Para este elemento del diseño para solicitación por compresión, se observa que la proporción demanda/ capacidad 0.748.

RESULTADOS

De las proporciones demanda/capacidad para los elementos críticos observados se deduce que el puente reticular tipo arco es más seguro con un D/C=0.748, seguido por el puente reticular Warren con un D/C= 0.804, finalmente tenemos el puente de sección compuesta con un D/C=0.93 que es aceptable debido a que el manual nos da un valor límite de 0.95, pero en el supuesto caso que las cargas de diseño se incrementarían este valor de 0.94 aumentaría superando en límite de 0.95 lo cual nos produciría falla en la

estructura, mientras en los demás casos tienen un mayor rango de fluctuación variaciones de carga.

3.6.2.2 FUNCIONALIDAD

Este parámetro de comparación estará referido a la rigidez para cada tipo de superestructura, esto contempla la capacidad de la estructura de soportar esfuerzos sin su sufrir grandes deformaciones.

Debido a lo expuesto se hará un control de deformaciones y/o desplazamientos para cada tipo de superestructura causado por la sobrecarga vehicular HL-93.

PUENTE DE SECCION COMPUESTA

La deformación por sobrecarga vehicular HL-93 se muestra en la figura.

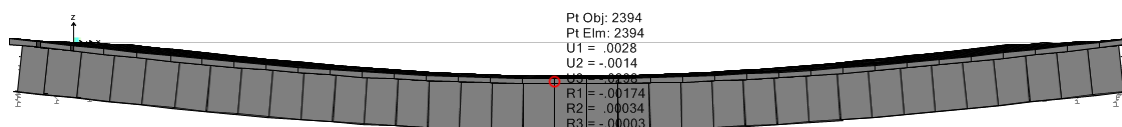


FIGURA 263: Deformación puente sección compuesta por sobrecarga vehicular HL-93

Deflexion en el centro de Luz U3= 2.36 cm para carga móvil del camión de diseño.

FUENTE: Elaboración propia

Según la norma AASHTO 2007 la máxima deflexión es $L/800$ para 42m de luz sería 0.0525m o 5.25cm De la figura se observa que la deformación en el centro de de luz es 2.36 cm lo cual es aceptable.

PUENTE RETICULADO O TIPO WARREN

La deformación por sobrecarga vehicular HL-93 se muestra en la figura.

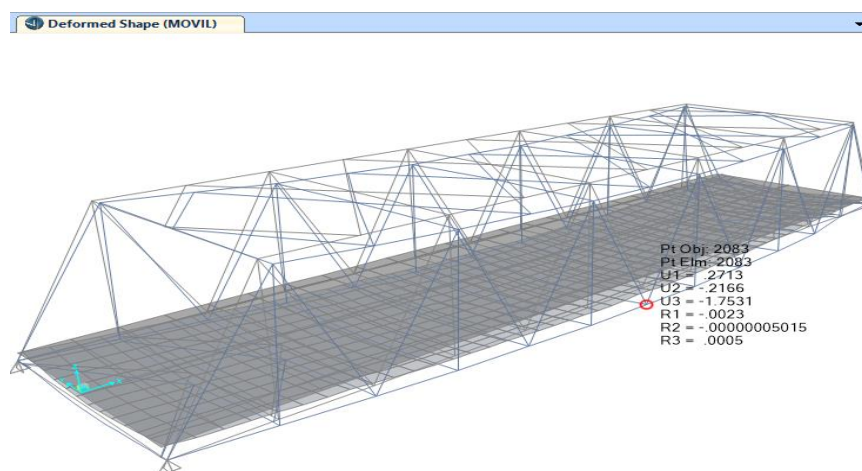


FIGURA 264: Deformación puente reticular Warren por sobrecarga vehicular HL-93

FUENTE: Elaboración propia

Según la norma AASHTO 2007 la máxima deflexión es $L/800$ para 42m de luz sería 0.0525m o 5.25cm De la figura se observa que la deformación en el centro de de luz es 1.75 cm lo cual es aceptable.

PUENTE ARCO RETICULADO

La deformación por sobrecarga vehicular HL-93 se muestra en la figura.

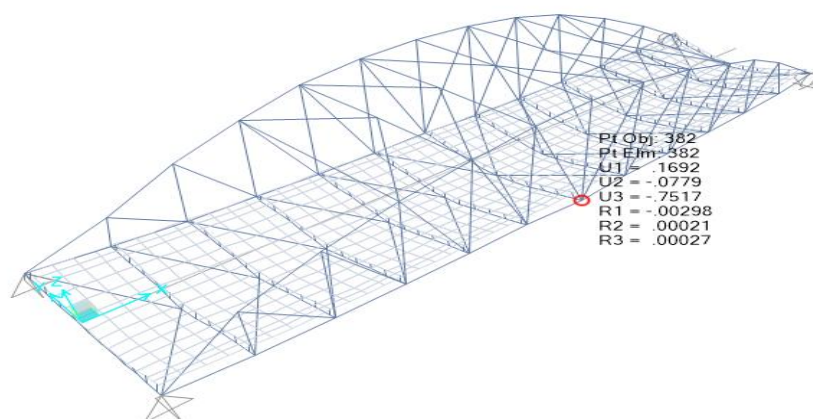


FIGURA 265: Deformación puente reticular arco por sobrecarga vehicular HL-93

FUENTE: Elaboración propia

Según la norma AASHTO 2007 la máxima deflexión es $L/800$ para 42m de luz sería 0.0525m o 5.25cm De la figura se observa que la deformación en el centro de de luz es .75 cm lo cual es aceptable.

RESULTADOS

De lo observado en las en las respuestas estructurales para deformaciones de los diferentes tipos de superestructura se concluye que estando los 3 tipos de superestructura sometidos a las mismas sollicitaciones de cargas (fuerzas) el puente tipo arco reticulado presenta menos deformación siendo esta de 0.75cm lo que hace deducir que es la superestructura con mayor rigidez clasificándola con una funcionalidad alta, seguido por reticulado Warren con una deformación de 1.75cm deduciendo de ello que presenta una rigidez intermedia clasificándola con una funcionalidad intermedia, finalmente tenemos a la superestructura de sección compuesta con una deformación de 2.36 cm siendo la mayor deformación obtenida por sobrecarga vehicular, entonces esta presentaría la menor rigidez clasificándola con una funcionalidad baja.

3.6.2.3 COSTOS

PUENTE DE SECCION COMPUESTA

TABLA 217: Costos puente sección compuesta

Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
PUENTE				2,990,003.86
TRABAJOS PRELIMINARES				372,445.44
MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION D EQUIPO Y HERRAMIENTAS VARIOS	GLB	1.00	80,000.00	80,000.00
CAMPAMENTO PROVISIONAL DE OBRA	GLB	1.00	27,650.00	27,650.00
TRAZO Y REPLANTEO	m2	4,287.50	2.27	9,732.63
CARTEL DE OBRA	und	1.00	521.73	521.73

LIMPIEZA Y DESBROCE	m2	2,000.00	2.65	5,300.00
CONSTRUCCION DE PUENTE PROVICIONAL	GLB	1.00	15,000.00	15,000.00
MANTENIMIENTO DE TRANSITO Y SEGURIDAD VIAL	mes	6.00	39,040.18	234,241.08
ESTRIBOS				581,218.10
EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL CON BOLONERIA EN SECO (CON MAQUINARIA)	m3	276.00	44.03	12,152.28
EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL CON BOLONERIA BAJO AGUA (CON MAQUINARIA)	m3	276.00	44.03	12,152.28
CONCRETO F'C=100 KG/CM2.PARA SOLADOS	m3	32.00	327.94	10,494.08
ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 GRADO 60	kg	31,880.50	6.60	210,411.30
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA BAJO AGUA	m2	87.50	102.85	8,999.38
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA EN SECO	m2	879.27	103.35	90,872.55
CONCRETO F'C=280 KG/CM2 EN ZAPATA CON SUELO SATURADO	m3	189.00	488.38	92,303.82
CONCRETO EN CUERPO DE ESTRIBO F'C=280 KG/CM2	m3	201.00	666.77	134,020.77
ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE HASTA 500MT	m3	404.30	11.42	4,617.11
VIGAS DE ACERO				1,785,627.27
FABRICACION DE ESTRUCTURA EN TALLER - LIMA	ton	134.77	8,666.66	1,168,005.77
PINTURA ANTICORROSIVA	m2	525.42	11.55	6,068.60
PINTURA ESMALTE	m2	525.70	61.82	32,498.77
TRANSPORTE DE ESTRUCTURA METALICA	ton	143.00	1,420.08	203,071.44
MONTAJE Y LANZAMIENTO DE VIGAS METALICAS	ton	134.77	2,789.81	375,982.69
LOSA DE CONCRETO ARMADO y BARRERA DE PROTECCION				185,182.34
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA	m2	630.00	103.35	65,110.50
ACERO DE FY = 4200 KG/CM2, LOSA	kg	7,881.00	6.14	48,389.34
CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA LOSAS MACIZAS	m3	106.00	676.25	71,682.50
LOSA DE APROXIMACION				30,869.62
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA	m2	16.50	103.35	1,705.28
ACERO DE FY = 4200 KG/CM2, LOSA	kg	2,051.50	6.14	12,596.21
CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA LOSAS MACIZAS	m3	24.50	676.25	16,568.13
VARIOS				34,661.09
JUNTA DE DILATAACION CON ASFALTO E=2"	m	20.40	18.88	385.15

DISPOSITIVOS DE APOYO	und	8.00	2,500.00	20,000.00
TUBOS DE DRENAJE	m	48.00	20.48	983.04
BARANDA DE F°G° DE 4" H O 0.80 (LADO DERECHO E IZQUIERDO)	m	85.20	134.82	11,486.66
PINTURA EN BARANDAS METALICAS	m	85.20	21.20	1,806.24

FUENTE: Elaboración propia

PUENTE RETICULADO O TIPO WARREN

TABLA 218: Costos puente reticulado tipo Warren

Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
PUENTE				3,941,552.36
TRABAJOS PRELIMINARES				372,445.44
MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION D EQUIPO Y HERRAMIENTAS VARIOS	GLB	1.00	80,000.00	80,000.00
CAMPAMENTO PROVISIONAL DE OBRA	GLB	1.00	27,650.00	27,650.00
TRAZO Y REPLANTEO	m2	4,287.50	2.27	9,732.63
CARTEL DE OBRA	und	1.00	521.73	521.73
LIMPIEZA Y DESBROCE	m2	2,000.00	2.65	5,300.00
CONSTRUCCION DE PUENTE PROVICIONAL	GLB	1.00	15,000.00	15,000.00
MANTENIMIENTO DE TRANSITO Y SEGURIDAD VIAL	mes	6.00	39,040.18	234,241.08
ESTRIBOS				581,218.10
EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL CON BOLONERIA EN SECO (CON MAQUINARIA)	m3	276.00	44.03	12,152.28
EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL CON BOLONERIA BAJO AGUA (CON MAQUINARIA)	m3	276.00	44.03	12,152.28
CONCRETO F'C=100 KG/CM2.PARA SOLADOS	m3	32.00	327.94	10,494.08
ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 GRADO 60	kg	31,880.50	6.60	210,411.30
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA BAJO AGUA	m2	87.50	102.85	8,999.38
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA EN SECO	m2	879.27	103.35	90,872.55
CONCRETO F'C=280 KG/CM2 EN ZAPATA CON SUELO SATURADO	m3	189.00	488.38	92,303.82

CONCRETO EN CUERPO DE ESTRIBO F'C=280 KG/CM2	m3	201.00	666.77	134,020.77
RELLENO DE ESTRUCTURAS CON MATERIAL PROPIO	m3	181.50	28.62	5,194.53
ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE HASTA 500MT	m3	404.30	11.42	4,617.11
VIGAS DE ACERO				2,737,175.77
FABRICACION DE ESTRUCTURA EN TALLER - LIMA	ton	98.00	13,228.61	1,296,403.78
PINTURA ANTICORROSIVA	m2	525.42	11.55	6,068.60
PINTURA ESMALTE	m2	525.70	61.82	32,498.77
TRANSPORTE DE ESTRUCTURA METALICA	ton	115.00	1,420.08	163,309.20
MONTAJE Y LANZAMIENTO DE VIGAS METALICAS	ton	98.00	12,641.79	1,238,895.42
LOSA DE CONCRETO ARMADO y BARRERA DE PROTECCION				185,182.34
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA	m2	630.00	103.35	65,110.50
ACERO DE FY = 4200 KG/CM2, LOSA	kg	7,881.00	6.14	48,389.34
CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA LOSAS MACIZAS	m3	106.00	676.25	71,682.50
LOSA DE APROXIMACION				30,869.62
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA	m2	16.50	103.35	1,705.28
ACERO DE FY = 4200 KG/CM2, LOSA	kg	2,051.50	6.14	12,596.21
CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA LOSAS MACIZAS	m3	24.50	676.25	16,568.13
VARIOS				34,661.09
JUNTA DE DILATAACION CON ASFALTO E=2"	m	20.40	18.88	385.15
DISPOSITIVOS DE APOYO	und	8.00	2,500.00	20,000.00
TUBOS DE DRENAJE	m	48.00	20.48	983.04
BARANDA DE F'G° DE 4" H 0.80 (LADO DERECHO E IZQUIERDO)	m	85.20	134.82	11,486.66
PINTURA EN BARANDAS METALICAS	m	85.20	21.20	1,806.24

FUENTE: *Elaboración propia*

PUENTE ARCO RETICULADO

TABLA 219: Costos puente reticulado arco

Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
PUENTE				4,229,102.77
TRABAJOS PRELIMINARES				372,445.44

MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION D EQUIPO Y	GLB	1.00	80,000.00	80,000.00
HERRAMIENTAS VARIOS				
CAMPAMENTO PROVISIONAL DE OBRA	GLB	1.00	27,650.00	27,650.00
TRAZO Y REPLANTEO	m2	4,287.50	2.27	9,732.63
CARTEL DE OBRA	und	1.00	521.73	521.73
LIMPIEZA Y DESBROCE	m2	2,000.00	2.65	5,300.00
CONSTRUCCION DE PUENTE PROVICIONAL	GLB	1.00	15,000.00	15,000.00
MANTENIMIENTO DE TRANSITO Y SEGURIDAD VIAL	mes	6.00	39,040.18	234,241.08
ESTRIBOS				581,218.10
EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL CON	m3	276.00	44.03	12,152.28
BOLONERIA EN SECO (CON MAQUINARIA)				
EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL CON	m3	276.00	44.03	12,152.28
BOLONERIA BAJO AGUA (CON MAQUINARIA)				
CONCRETO F'C=100 KG/CM2.PARA SOLADOS	m3	32.00	327.94	10,494.08
ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 GRADO 60	kg	31,880.50	6.60	210,411.30
ENCOFRADO Y DEENCOFRADO CARA VISTA BAJO AGUA	m2	87.50	102.85	8,999.38
ENCOFRADO Y DEENCOFRADO CARA VISTA EN SECO	m2	879.27	103.35	90,872.55
CONCRETO F'C=280 KG/CM2 EN ZAPATA CON SUELO	m3	189.00	488.38	92,303.82
SATURADO				
CONCRETO EN CUERPO DE ESTRIBO F'C=280 KG/CM2	m3	201.00	666.77	134,020.77
RELLENO DE ESTRUCTURAS CON MATERIAL PROPIO	m3	181.50	28.62	5,194.53
ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE HASTA 500MT	m3	404.30	11.42	4,617.11
VIGAS DE ACERO				3,024,726.18
FABRICACION DE ESTRUCTURA EN TALLER - LIMA	ton	104.79	13,228.61	1,386,226.04
PINTURA ANTICORROSIVA	m2	525.42	11.55	6,068.60
PINTURA ESMALTE	m2	525.70	61.82	32,498.77
TRANSPORTE DE ESTRUCTURA METALICA	ton	120.00	1,420.08	170,409.60
MONTAJE Y LANZAMIENTO DE VIGAS METALICAS	ton	104.79	13,641.79	1,429,523.17
LOSA DE CONCRETO ARMADO y BARRERA DE				185,182.34
PROTECCION				
ENCOFRADO Y DEENCOFRADO CARA VISTA	m2	630.00	103.35	65,110.50
ACERO DE FY = 4200 KG/CM2, LOSA	kg	7,881.00	6.14	48,389.34
CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA LOSAS MACIZAS	m3	106.00	676.25	71,682.50

LOSA DE APROXIMACION				30,869.62
ENCOFRADO Y DEENCOFRADO CARA VISTA	m2	16.50	103.35	1,705.28
ACERO DE FY = 4200 KG/CM2, LOSA	kg	2,051.50	6.14	12,596.21
CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA LOSAS MACIZAS	m3	24.50	676.25	16,568.13
VARIOS				34,661.09
JUNTA DE DILATACION CON ASFALTO E=2"	m	20.40	18.88	385.15
DISPOSITIVOS DE APOYO	und	8.00	2,500.00	20,000.00
TUBOS DE DRENAJE	m	48.00	20.48	983.04
BARANDA DE F°G° DE 4" H 0 0.80 (LADO DERECHO E IZQUIERDO)	m	85.20	134.82	11,486.66
PINTURA EN BARANDAS METALICAS	m	85.20	21.20	1,806.24

FUENTE: Elaboración propia

RESULTADOS

Del análisis de costos realizado se determina que la opción más óptima es el puente de superestructura de sección compuesta con un COSTO DIRECTO total de S/.2,990,003.86 cual es inferior con respecto a la superestructura del reticulado que es s/.3,941,552.36. y mucho menor respecto a la superestructura del puente arco con S/.4,229,102.77

3.6.2.4 ESTETICA

Cuando se empieza a percibir una obra, lo que se ve son las formas y proporciones generales de la misma. En el caso de un puente, se vería la disposición general de sus elementos, el número de vanos, la altura respecto del suelo o mejor la proporción entre las luces y su altura, etc. Es decir el conjunto de la obra y sus magnitudes generales las que van a transmitir la sensación estética.

De lo anteriormente mencionado un puente con superestructura arco reticular sería la que transmite un sensación estética mayor debido a que se puede observar la proporción entre luz y altura y también observar los elementos de la retícula y lo que causa una sensación estética mayor es el arco formado por los elementos superiores de la retícula.

3.6.2.5 RESULTADOS FINALES DE LA COMPARACION

Asumiendo valores de:

1= Superestructura con una calificación alta para el parámetro de comparación.

0.5= Superestructura con una calificación intermedia para el parámetro de comparación.

0= Superestructura con una calificación baja para el parámetro de comparación

TABLA 220: Comparacion entre alternativas de puentes

TIPO DE SUPER ESTRUCTURA	PARAMETROS DE COMPARACION				VALOR
	SEGURIDAD	FUNCIONALIDAD	COSTO	ESTETICA	
	15%	15%	60%	10%	
SECCION COMPUESTA	0	0	1	0	0.6
RETICULADO WARREN	0.5	0.5	0.5	50	0.5
RETICULADO ARCO	1	1	0	1	0.4

FUENTE: Elaboración propia

Los porcentajes para la comparación de parámetros se asumen considerando que el caso de estructuras de acero el criterio de peso mínimo es el criterio más usado, este está relacionado directamente con el costo mínimo. Debido a ello el parámetro costo será el más relevante.

De la tabla se observa que el mayor valor para la elección de la superestructura (0.6) es una **superestructura de sección compuesta** y por lo tanto será elegida como la más

óptima para la luz del puente. Este valor para elección de la superestructura podría cambiar si se considerara otro parámetro de comparación como el más relevante y por lo tanto también la elección de la superestructura más óptima.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

- Se concluyó satisfactoriamente los Estudios Básicos de Ingeniería, como son el Estudio de Topográfico, con la adición de trabajos de batimetría para encontrar las cotas del fondo de río, el estudio geológico- Geotécnico, se encontró suelos de baja capacidad portante 1.30 Kg/cm^2 para la base del estribo, Se realizó el estudios Hidrológico -Hidráulico obteniéndose un caudal de diseño de $238.36 \text{ m}^3/\text{seg}$, ubicando el NAME a 3861.74 m.s.n.m. , el caudal de socavación de $288.45 \text{ m}^3/\text{seg}$, tirante de agua de 4.037 m y se realizo otros estudios básicos para la obtención de parámetros de diseño.
- Se analizó y diseño la subestructura del puente con datos obtenidos del estudio de suelos, además se planteó en el proyecto el uso de Pilotes en ambos estribos del puente en la margen izquierda y derecha, 21 pilotes con longitud de 7.50 m y diámetro 0.30 m
- Se ha determinado las respuestas estructurales en las tres alternativas de Superestructuras planteadas, cumpliendo los requisitos para las normas y parámetros señaladas por el manual de diseño de puentes de la MTC y las normas AASHTO.
- Al realizar el análisis comparativo a las 03 alternativas con respecto a los siguientes parámetros de comparación: funcionalidad, seguridad, costos y estética, se eligió como la más viable una **superestructura de sección compuesta** para un parámetro de costos como el más relevante, Esta elección de la superestructura podría cambiar si se considerara otro parámetro de comparación como el más relevante. Se ha formulado el proyecto estructural de la alternativa más viable presentandolo como expediente técnico y adjuntado al final del presente trabajo.
- Se recomienda verificar los estratos masprofundo mediante los métodos de sondajes indirectos como refracción sísmica, sondajes geoelectricos. De esta forma se podrá visualizar los estratos mas profundos, y usarlos en un rediseño de pilotes.

5. BIBLIOGRAFÍA:

BRAJA M. Das. (2012). *Fundamentos de Ingenieria de Cimentaciones* (Septima ed.).

Mexico D.F.: Cengage Learning.

Calderon Apaza, M. A., & Aragon Tuní, F. G. (2014). *Evaluacion y Diseño de las Alternativas de Solucion para el transito vehicular en en el intercambio e vias en la interseccion de las avenidas circunvalacion y huancane - carretera salida a Huancane al lado este de la ciudad de juliaca. puno.*

Departamento de Mecanica Aplicada Facultad de Ingenieria. (2007). *ESTABILIDAD III* (2 ed.). Chaco - Argentina: Secretaria de Impresiones del centro de estudiantes de ingenieria Universidad Nacional Del nordeste.

Hibbeler, R. (1997). *Analisis Estructural* (Tercera ed.).

Instituto de la Construccion y Gerencia. (2012). *ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PUENTES* (Edicion ed.). (ICG, Ed.) Lima: 2012.

Juárez Badillo , E., & Rico Rodriguez, A. (1974). *Mecanica de suelos* (Vol. III). Mexico D.F.: LIMUSA S.A.

Leonhardf, F. (1987). *ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO TOMO VI BASES PARA LA CONSTRUCCION DE PUENTES*. Buenos Aires: El Ateneo.

Morales, Raúl; Sapallanay, Ruben. (s.f.). *DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA PUENTES DE SECCION COMPUESTA*.

MTC, & DGCF. (2003). *Manual de Diseño de Puentes* (Primera ed.). Lima: MACRO E.I.R.L.

- MTC, & DGCF. (2008). *Manual de Hidrologia, Hidraulica y Drenaje*. Obtenido de http://www.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/manuales.html
- MTC, & DGCF. (2016). *Manual de Puentes*. Obtenido de http://www.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/manuales.html
- Quenallata Mamani, J. P. (2012). *Diseño de Puente Ilave - Zona Lago por el Método Directo Basado en Desplazamiento (DDBD)*. Puno.
- Raúl Morales, R. S. (s.f.). *DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA PUENTES DE SECCION COMPUESTA*.
- Rodrigues Serquen, A. (2010). *Puentes con AASHTO-LRDF*. Chiclayo: --.
- Trujillo Orozco, J. E. (2009). *DISEÑO DE PUENTES* (3ra ed.). Bucaramanga: UIS.
- Viñuela Rueda, L., & Martinez Salcedo, J. (2009). *PROYECTO Y CONSTRUCCION DE PUENTES METALICOS Y MIXTOS*. MADRID: Publicaciones APTA.
- Zapata Baglietto, L. (2013). *DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO*. Lima - Perú.