

**APLICACIÓN DE LA NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES CCP-  
14, EN PUENTES DE CONCRETO; EJEMPLOS PRÁCTICOS**

**MARÍA NATHALIA MONTERO GUTIÉRREZ**

**UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA  
SECCIONAL BUCARAMANGA  
ESCUELA DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
2016**

**APLICACIÓN DE LA NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES CCP-  
14, EN PUENTES DE CONCRETO; EJEMPLOS PRÁCTICOS**

**MARÍA NATHALIA MONTERO GUTIÉRREZ**

**TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO DE  
INGENIERA CIVIL**

**DIRECTOR:  
SAMUEL MONTERO VARGAS  
Msc. Ingeniero Civil**

**UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA  
SECCIONAL BUCARAMANGA  
ESCUELA DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**2016**

*María Nathalia Montero Gutiérrez*

## AGRADECIMIENTOS

Dedico primeramente mi trabajo a Dios, quien me ha dado la fortaleza para continuar en todo momento de mi vida y me ha brindado la oportunidad de terminar con éxitos mis estudios en Ingeniería Civil.

A mis padres Samuel Montero Vargas y Vilma Esperanza Gutiérrez Ramírez, quienes han sido mi apoyo fundamental a lo largo de mi vida y de mi carrera, por ser las personas que me han ayudado a continuar cuando sentía que los obstáculos eran fuertes, porque son las personas que me brindan protección y amor, porque sin ellos no podría ser lo que soy hoy en día y porque son mi mejor ejemplo de seres humanos. A mi padre por otra parte, por ser el director de mi trabajo de grado, por su apoyo y confianza para realizar este trabajo y ser esa meta a alcanzar como Ingeniero Civil.

A mis hermanos, abuelos y familia en general por confiar en mí, y ser la familia unida que cualquier persona desearía tener y por estar siempre disponibles para mí.

A los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Pontificia Bolivariana, quienes dedicaron su tiempo para formarme como persona íntegra y profesional, sus consejos, orientaciones y motivaciones a lo largo del camino.

## Tabla de Contenido

	<b>Pág.</b>
Introducción.....	23
1. Filosofía de Diseño del CCP14 .....	26
1.1. Diseño por Factores de Carga (LFD).....	28
1.2. Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).....	31
2. Cargas Y Factores De Carga .....	33
2.1. Combinaciones y Factores de Carga .....	35
2.2. Cargas Permanentes .....	40
2.2.1. Cargas Muertas .....	41
2.2.2. Cargas de Suelo.....	42
2.2.2.1. Empuje del suelo (EH) .....	42
2.2.2.1.1. Empuje en reposo.....	44
2.2.2.1.2. Empuje activo.....	46
2.2.2.1.3. Empuje pasivo .....	47
2.2.2.1.4. Empuje dinámico .....	48
2.2.2.2. Sobrecarga de suelo (ES) .....	49
2.3. Cargas Vivas.....	51
2.3.1. Carga Viva Vehicular .....	51
2.3.1.1. Número de carriles de diseño .....	51
2.3.1.2. Presencia múltiple de sobrecargas .....	52
2.3.2. Carga Viva Vehicular de Diseño .....	53
2.3.2.1. Camión de diseño .....	53
2.3.2.2. Tándem de diseño .....	54
2.3.2.3. Carga del carril de diseño .....	55
2.3.2.4. Área de contacto de la llanta .....	55
2.3.2.5. Distribución de cargas de rueda a través de rellenos de tierra .....	56
2.3.3. Aplicación de la Carga Viva Vehicular de Diseño .....	57
2.3.3.1. Evaluación general.....	57
2.3.3.2. Evaluación opcional de la deflexión .....	61
2.3.3.3. Cargas de diseño para tableros, sistemas de tableros, y para la losa superior de alcantarillas en cajón .....	62
2.3.3.4. Carga de los voladizos del tablero .....	63
2.3.4. Carga de Fatiga .....	64
2.3.4.1. Magnitud y configuración.....	64
2.3.4.2. Frecuencia .....	65
2.3.4.3. Distribución de carga para fatiga.....	66
2.3.4.3.1. Método refinado .....	66
2.3.4.3.2. Método aproximado .....	66
2.3.4.4. Cargas peatonales .....	67

2.3.5. Amplificación Por Carga Dinámica (IM) .....	67
2.3.5.1. Requisitos generales .....	67
2.3.5.2. Componentes enterrados .....	69
2.3.6. Fuerzas Centrífugas (CE) .....	70
2.3.7. Fuerza De Frenado (BR) .....	72
2.3.8. Fuerza de Colisión Vehicular (CT) .....	75
2.3.8.1. Protección de las estructuras .....	75
2.3.8.2. Colisión de vehículos contra las barreras .....	76
2.3.9. Cargas De Agua (WA) .....	76
2.3.9.1. Presión estática .....	76
2.3.9.2. Flotación .....	77
2.3.9.3. Presión de la corriente .....	77
2.3.9.3.1. Longitudinal .....	77
2.3.9.3.2. Lateral .....	78
2.3.10. Carga de Viento: WL Y WS .....	80
2.3.10.1. Presión horizontal del viento .....	80
2.3.10.1.1. Requisitos generales .....	80
2.3.10.1.2. Presión de viento sobre estructuras (WS) <b>¡Error! Marcador no definido.</b>	
2.3.10.2. Requisitos generales .....	81
2.3.10.2.1. Cargas provenientes de superestructuras .....	83
2.3.10.1.3. Presión de viento sobre vehículos (WL) .....	84
2.3.10.2. Presión vertical de viento .....	85
2.3.10.3. Inestabilidad aeroelástica .....	86
2.3.10.3.1. Requisitos generales .....	86
2.3.10.3.2. Fenómenos aeroelásticos .....	86
2.3.10.3.3. Control de respuestas dinámicas .....	88
2.3.10.3.4. Ensayos en túnel de viento .....	88
2.3.11. Efectos Sísmicos (EQ) .....	89
2.3.11.1. Aspectos generales .....	89
2.3.11.2. Amenaza sísmica .....	90
2.3.11.2.1. Procedimiento general .....	91
2.3.11.2.2. Ejemplo de construcción del espectro de aceleraciones .....	99
2.3.11.2.3. Procedimiento particular de sitio .....	100
2.3.11.3. Importancia del puente .....	102
2.3.11.4. Zonas de desempeño sísmico .....	102
2.3.11.5. Procedimiento de diseño .....	103
2.3.11.5.1. Métodos de análisis unimodal .....	104
2.3.11.5.2. Método espectral multimodal .....	107
2.3.11.5.3. Método de respuesta contra el tiempo .....	108
2.3.11.6. Longitud de apoyo .....	109
3. Implicaciones de Diseño Sísmico del CCP-14 .....	112
3.1. Periodo de Diseño .....	112
3.2. Espectro de Diseño .....	113
3.3. Coeficientes de Modificación de Respuesta .....	117

4. Tipologías de Puentes Previstas en El CCP-14 .....	121
4.1. Puentes de Luces Cortas .....	121
4.2. Puentes de Luces Medias .....	121
4.3. Puentes de Grandes Luces.....	122
5. Líneas de Influencia.....	127
5.1. Consideraciones Generales .....	127
5.2. Definición de Líneas de Influencia .....	128
5.3. Líneas de Influencia en Sistemas Isostáticos .....	129
5.4. Ejemplo de Aplicación para una Viga .....	134
5.4.1. Línea de Influencia LI(VC).....	134
5.4.2. Línea de Influencia LI(MC) .....	135
5.4.3. Línea de Influencia LI(MD).....	136
5.5. Envoltente de Momentos .....	138
6. Diseño puente de losa .....	140
6.1. Datos y Especificaciones .....	140
6.1.1. Geometría del Puente.....	140
6.1.2. Materiales .....	140
6.1.3. Número de Carriles de Diseño .....	141
6.2. Dimensionamiento .....	141
6.2.1. Espesor de la Losa .....	141
6.3 Evaluación de Cargas .....	143
6.3.1. Evaluación de Cargas Muertas.....	143
6.3.1.1. Evaluación de cargas de peso propio DC1.....	143
6.3.1.2. Evaluación de cargas sobreimpuestas DC2.....	144
6.3.1.3. Evaluación de carga de rodadura DW .....	144
6.3.1.4. Evaluación de cargas factorizadas .....	144
6.3.2. Evaluación de Carga Viva para la Franja Interior .....	145
6.3.2.1. Factores de distribución para carga viva.....	145
6.3.2.1.1. Para varios carriles cargados.....	145
6.3.2.1.2. Para un solo carril cargado .....	147
6.4. Evaluación de Solicitaciones .....	148
6.4.1. Momento por Carga Viva en el Centro de la Luz.....	148
6.4.1.1. Momento más impacto.....	150
6.4.2. Momento Por Carga Muerta En El Centro De La Luz .....	151
6.4.2.1. Momento por peso propio y carga sobre impuesta .....	151
6.4.2.2. Momento por rodadura.....	151
6.4.3 Momento Factorizado Estado Límite De Resistencia I .....	152
6.4.4. Momento Factorizado Estado Límite De Servicio I.....	152
6.4.5. Solicitaciones Por Fatiga .....	152
6.4.5.1. Momento más impacto.....	153
6.4.6. Momento Factorizado Estado Límite de Fatiga I .....	154
6.4.7. Cortante por Carga Viva en el Apoyo .....	154
6.4.8. Cortante por Carga Muerta en el Apoyo .....	157
6.4.8.1. Cortante por peso propio y carga sobreimpuesta.....	157

6.4.8.2. Cortante por rodadura .....	158
6.4.9. Cortante Factorizado en el Apoyo Estado Limite de Resistencia I.....	158
6.5. Diseño del Refuerzo a Flexion .....	158
6.5.1. Diseño Refuerzo Momento Positivo Estado Limite de Resistencia.....	158
6.5.2. Verificación de Agrietamiento Estado Limite de Servicio .....	160
6.5.3. Verificación de estado límite de fatiga .....	162
6.5.4. Verificación de Refuerzo Maximo.....	164
6.5.5. Verificación de Refuerzo Mínimo .....	164
6.5.6. Refuerzo de Distribución.....	166
6.5.7. Refuerzo Por Temperatura.....	167
6.5.8. Evaluación de Carga Viva para la Franja Externa .....	167
6.5.8.1. Factores de distribución para carga viva .....	167
6.5.8.1.1. Para varios carriles cargados .....	168
6.6. Verificación de Resistencia Corte.....	168
<b>7. Puentes de Viga y Losa .....</b>	<b>174</b>
7.1. Introducción.....	174
7.2. Ejemplo de Diseño de Puente de Viga y Losa .....	176
7.2.1. Geometría .....	176
7.2.2. Materiales .....	177
7.2.3. Dimensionamiento .....	177
7.2.3.1. Longitud mínima de apoyo .....	177
7.2.3.1. Dimensionamiento de la altura de la viga.....	179
7.2.3.2. Dimensionamiento del ancho del nervio de la viga .....	179
7.2.3.2. Dimensionamiento del ancho efectivo del tablero.....	181
7.2.4. Evaluación De Cargas.....	183
7.2.4.1. Carga muerta .....	183
7.2.4.1.1. Carga muerta por peso propio (DC1) .....	183
7.2.4.1.2. Carga muerta sobrepuesta (DC2) .....	184
7.2.4.1.3. Cargas por rodadura (DW).....	186
7.2.4.1.4. Solicitaciones a flexión en el centro de la luz.....	186
7.2.4.2. Solicitaciones a flexión a 2,5 m del apoyo.....	187
7.2.4.2.1. Momento por carga de peso propio (DC) .....	187
7.2.4.2.2. Momento por rodadura (DW).....	188
7.2.4.3. Solicitaciones a corte en el apoyo.....	188
7.2.4.3.1. Cortante por carga de peso propio (DC).....	188
7.2.4.3.2. Cortante por rodadura (DW) .....	189
7.2.4.4. Solicitaciones a corte a 2,5 m del apoyo .....	190
7.2.4.4.1. Cortante por carga de peso propio (DC).....	190
7.2.4.4.2. Cortante por rodadura (DW) .....	191
7.2.4.5. Carga viva (LL) .....	191
7.2.4.5.1. Momento por carga viva en el centro de la luz .....	191
7.2.4.5.2. Momento por carga viva a 2,5 m del apoyo .....	193
7.2.4.5.3. Cortante por carga viva en el apoyo.....	195
7.2.4.5.4. Cortante por carga a 2,5 m del apoyo .....	197
7.2.4.6. Número de carriles de diseño .....	199

7.2.4.7. Factor de presencia multiple.....	199
7.2.4.8. Coeficiente de distribución para flexión para la viga interna .....	199
7.2.4.9. Coeficiente de distribución para flexión y corte para la viga externa.....	203
7.2.4.10. Coeficiente de distribución para corte para la viga interna .....	205
7.2.4.11. Amplificación por carga dinámica .....	205
7.2.4.12. Momento máximo en el centro de la luz.....	205
7.2.4.13. Momento máximo a 2,5 m del apoyo .....	206
7.2.4.14. Corte máximo en los apoyos.....	208
7.2.4.15. Corte máximo a 2,5 m del apoyo .....	209
7.2.5. Diseño Viga Crítica.....	210
7.2.5.1. Factores de carga estado límite de resistencia .....	210
7.2.5.2. Factor de modificación de carga.....	211
7.2.5.3. Momento factorizado centro de la luz .....	211
7.2.5.4. Momento de servicio centro de la luz.....	212
7.2.5.5. Momento factorizado a 2,5 m del apoyo .....	212
7.2.5.6. Momento de servicio a 2,5 m del apoyo .....	213
7.2.5.6.1. Cortante factorizado en el apoyo .....	213
7.2.5.8. Cortante factorizado a 2,5 m del apoyo.....	213
7.2.6. Diseño a Flexión en el Centro de la Luz .....	214
7.2.6.1. Diseño a Flexión a 2,5m del Apoyo .....	231
7.2.7. Diseño Viga T a Cortante en el Apoyo .....	235
7.2.7.1. Cortante en la interfaz.....	244
7.2.8. Diseño Viga T a Cortante A 2,5m del Apoyo .....	247
7.2.9. Solicitaciones Y Diseño Cada 2,5 M.....	255
<b>8. Diseño de Tablero para Puentes de Viga y Losa .....</b>	<b>259</b>
8.1. Datos y Especificaciones .....	259
8.1.1. Geometría del Puente.....	259
8.1.2. Materiales .....	259
8.1.3. Geometría de la Barrera .....	261
8.1.4. Fuerzas de Diseño de la Barrera.....	262
8.2. Diseño de la Losa Luces Intermedias .....	264
8.2.1. Momentos por Carga Viva.....	264
8.2.2. Diseño Para Momento Positivo.....	266
8.2.2.1. Estado límite de servicio I .....	267
8.2.2.2. Verificación por esfuerzos admisibles .....	269
8.2.2.3. Control de agrietamiento .....	270
8.2.2.4. Estado límite de resistencia .....	272
8.2.2.5. Refuerzo mínimo .....	274
8.2.2.6. Refuerzo de distribución.....	276
8.2.2.7. Refuerzo por temperatura .....	277
8.2.3. Diseño para Momento Negativo.....	278
8.2.3.1. Estado límite de servicio I .....	279
8.2.3.2. Verificación por esfuerzos admisibles .....	280
8.2.3.3. Control de agrietamiento .....	281
8.2.3.4. Resistencia a la flexión .....	283

8.2.3.5. Refuerzo mínimo .....	284
8.3. Diseño del Voladizo .....	285
8.3.1. Diseño Caso 1: Fuerzas Transversales.....	286
8.3.1.1. Refuerzo en el tablero .....	286
8.3.1.2. Refuerzo conexión barrera tablero.....	289
8.3.1.3. Flexión .....	290
8.3.1.4. Cortante .....	291
8.3.1.5. Diseño en la cara de la barrera .....	291
8.3.1.5.1. Evento extremo II .....	292
8.3.1.5.2. Dimensiones .....	292
8.3.1.5.3. Momento en la cara de la barrera .....	292
8.3.1.5.4. Método simplificado.....	294
8.3.1.6. Diseño en la cara exterior de la viga exterior .....	295
8.3.1.6.1. Evento extremo II .....	295
8.3.1.6.2. Dimensiones .....	296
8.3.1.6.3. Momento en la cara de la barrera .....	296
8.3.1.7. Diseño en la cara interior de la viga exterior.....	299
8.3.1.7.1. Evento extremo II .....	299
8.3.1.7.2. Dimensiones .....	299
8.3.1.7.3. Momento en el soporte interior .....	300
8.3.2. Diseño Caso 2: Fuerzas Verticales .....	302
8.3.2.1. Evento extremo II .....	303
8.3.2.2. Flexión .....	305
8.3.3. Diseño Caso 3: Cargas Verticales Sobre el Voladizo.....	307
8.3.3.1. Ancho de repartición .....	308
8.3.3.2. Control de fisuración .....	308
8.3.3.3. Refuerzo inferior losa .....	310
8.3.3.4. Refuerzo inferior losa .....	311
8.3.3.5. Refuerzo por temperatura .....	311
9. Muros de Contención .....	315
9.1. Introducción.....	315
9.2. Tipos de Muros .....	315
9.2.1. Muros de Gravedad.....	315
9.2.2. Muros en Voladizo.....	316
9.2.3. Muros de Contrafuerte: .....	316
9.3. Empuje de Tierra Estático.....	317
9.4. Condiciones de Carga .....	319
9.5. Ejemplo de Muro de Contención en Voladizo .....	322
9.5.1. Geometría Del Muro .....	332
9.5.2. Materiales .....	322
9.5.3. Definición de Kho.....	322
9.5.4. Datos Geotécnicos .....	323
9.6. Empujes .....	325
9.7. Cargas Verticales .....	327
9.8. Momentos por Cargas Verticales.....	329

9.9. Componentes Horizontales de los Empujes .....	331
9.10. Momentos de vuelco .....	332
9.11. Factores De Carga .....	336
9.12. Fuerzas Factorizadas .....	338
9.12.1. Deslizamiento .....	338
9.12.1.1. Resistencia I.....	338
9.12.1.2.Evento extremo I .....	338
9.12.2. Capacidad de soporte .....	338
9.12.2.1. Resistencia I.....	338
9.12.2.2. Evento extremo I.....	338
9.13. Momentos Factorizados .....	339
9.13.1. Volteo.....	339
9.13.1.1.Resistencia I .....	339
9.13.1.2. Evento extremo I.....	339
9.13.2. Capacidad de Soporte .....	339
9.13.2.1. Resistencia I.....	339
9.13.2.2. Evento extremo I.....	340
9.14. Capacidad al Deslizamiento.....	340
9.14.1. Resistencia I.....	340
9.14.2. Evento Extremo I .....	341
9.15. CAPACIDAD AL VOLCAMIENTO .....	343
9.15.1. Resistencia I.....	343
9.15.2. Evento Extremo I .....	343
9.16. Excentricidad y Capacidad de Soporte.....	344
9.16.1. Resistencia I.....	344
9.16.2. Evento Extremo I .....	345
9.17. Diseño del Refuerzo del Vástago .....	347
9.17.1. Momento en la Base Del Vástago .....	347
9.17.1.1. Resistencia I.....	347
9.17.1.2. Evento extremo I.....	347
9.17.1.3. Refuerzo a flexión .....	349
9.17.2. Corte en la Base del Vástago .....	360
9.17.2.1. Resistencia I.....	360
9.17.2.2. Evento extremo I.....	360
9.17.2.3. Refuerzo a cortante.....	361
9.18. Diseño del Refuerzo del Talón .....	366
9.18.1 Momento en la Base del Talón.....	366
9.18.1.1. Resistencia I.....	367
9.18.1.2.Evento extremo I .....	367
9.18.1.3. Refuerzo a flexión .....	367
9.18.2. Cortante en la Base del Talón a “d” del Borde.....	376
9.18.2.1.Resistencia I .....	376
9.18.2.2. Evento extremo I.....	376
9.18.2.3. Refuerzo a cortante.....	376
9.19. Diseño del Refuerzo de la Punta .....	383
9.19.1. Momento En La Punta .....	384

9.19.1.1. Resistencia I.....	384
9.19.1.2. Evento extremo I.....	384
9.19.1.3. Refuerzo a flexión .....	384
9.19.2. Cortante en la Punta a “d” del Borde .....	393
9.19.2.1. Resistencia I.....	393
9.19.2.2. Evento extremo I.....	393
9.19.2.3. Refuerzo a cortante.....	393
9.20. Dibujo Del Refuerzo Del Muro .....	398
<b>10. Diseño Estribos.....</b>	<b>400</b>
10.1. Ejemplo de Estribos .....	400
10.1.1. Geometría Del Estribo.....	400
10.1.2. Materiales.....	403
10.1.3. Definición de Kho .....	403
10.1.4. Datos Geotecnicos.....	404
10.2. Empujes .....	406
10.3. Cargas Verticales .....	407
10.4. Momentos Por Cargas Verticales.....	411
10.5. Componentes Horizontales De Los Empujes.....	413
10.6. Momentos de Vuelco .....	415
10.7. Factores de Carga .....	417
10.8. Fuerzas Factorizadas .....	418
10.8.1. Deslizamiento .....	418
10.8.1.1. Resistencia I .....	418
10.8.1.2. Evento extremo I.....	419
10.8.2. Capacidad De Soporte.....	419
10.8.2.1. Resistencia I.....	419
10.8.2.2. Evento extremo I.....	419
10.9. Momentos Factorizados.....	420
10.9.1. Volteo.....	420
10.9.1.1. Resistencia I.....	420
10.9.1.2. Evento extremo I.....	420
10.9.2. Capacidad de Soporte .....	421
10.9.2.1. Resistencia I.....	421
10.9.2.2. Evento extremo I.....	421
10.10. Capacidad al Deslizamiento .....	422
10.10.1. Resistencia I.....	422
10.10.2. Evento Extremo I .....	423
10.11. Capacidad al Volcamiento .....	425
10.11.1. Resistencia I .....	425
10.11.2. Evento Extremo I .....	425
10.12. Excentricidad y Capacidad de Soporte .....	426
10.12.1. Resistencia I.....	426
10.12.2. Evento Extremo I .....	427
10.13. Diseño del Refuerzo del Vástago .....	428
10.13.1. Momento En La Base Del Vástago .....	428

10.13.1.1. Resistencia I .....	429
10.3.1.2. Evento extremo I.....	429
10.3.1.3. Refuerzo a flexión .....	431
10.13.2. Corte en la Base del Vástago .....	442
10.13.2.1. Resistencia I .....	442
10.13.2.2. Evento extremo I .....	442
10.13.2.3. Refuerzo a cortante .....	443
10.13.2.4. Cortante en la interfaz .....	448
10.14. Diseño del Refuerzo del Talón .....	451
10.14.1. Momento en la Base del Talón .....	451
10.14.1.1. Resistencia I .....	451
10.14.1.2. Evento extremo I .....	452
10.14.1.3. Refuerzo a flexión .....	452
10.14.2. Cortante En La Base Del Talón .....	460
10.14.2.1. Resistencia I .....	461
10.14.2.2. Evento extremo I .....	461
10.14.2.3. Refuerzo a cortante .....	461
10.15. Diseño del Refuerzo de la Punta .....	468
10.15.1. Momento En La Punta .....	468
10.15.1.1. Resistencia I .....	468
10.15.1.2. Evento extremo I .....	469
10.15.1.3. Refuerzo a flexión .....	469
10.15.2. Cortante en la Punta a “d” del Borde .....	477
10.15.2.1. Resistencia I .....	477
10.15.2.2. Evento extremo I .....	477
10.15.2.3. Refuerzo a cortante .....	478
10.16. Dibujo del Refuerzo del Estribo.....	482
<b>11. Apoyos de Neopreno .....</b>	<b>484</b>
11.1. Diseño del Apoyo de Neopreno.....	487
11.1.1. Cargas en el Apoyo .....	487
11.1.2. Características del Neopreno .....	488
11.1.3. Área de Contacto .....	489
11.1.4. Características de las Láminas .....	489
11.1.5. Estabilidad.....	491
11.1.6. Factor De Forma .....	492
11.1.7. Esfuerzo de Compresión Axial.....	493
11.1.8. Deformación por Compresión del Apoyo .....	494
11.1.9. Deformaciones Por Cortante.....	495
11.1.10. Deformación Por Temperatura .....	495
11.1.11. Deformación por Retracción de Fraguado.....	496
11.1.12. Deformación por Flujo Plástico y Postensado.....	496
11.1.13. Deformación Total del Refuerzo.....	497
11.1.14. Deformación Total por Corte .....	498
11.1.15. Resistencia del Acero .....	499

12. Losa de Aproximación.....	502
12.1. Dimensionamiento y Materiales .....	503
12.2. Evaluación de Carga Muerta (DC) .....	504
12.3. Evaluación de Carga Viva para la Franja Interior .....	505
12.4. Momento por Carga Viva.....	506
12.5. Cortante por Carga Viva .....	507
12.6. Acero Principal a Flexión.....	508
12.7. Acero de Repartición .....	512
12.8. Verificación a Corte.....	513
12.9. Refuerzo por Temperatura.....	518
13. Diseño de Pilas .....	520
13.1. Descripción el Puente.....	520
13.2. Dimensionamiento.....	520
13.3. Modelo Matemático .....	521
13.3.1. Apoyos .....	523
13.3.2. Interacción Suelo Estructura.....	523
13.3.3. Capacidad de Soporte de los Pilotes .....	524
13.4. Especificación de Materiales .....	524
13.4.1. Concreto .....	525
13.4.2. Acero de Refuerzo.....	525
13.5. Cargas.....	525
13.5.1. Peso propio (DC) .....	526
13.5.2. Rodadura (DW) .....	526
13.5.3. Cargas Vivas (LL).....	526
13.5.3.1. Coeficientes de distribución para flexión y corte.....	527
13.5.3.2. Número de carriles de diseño.....	527
13.5.3.3. Factores de multipresencia .....	527
13.5.3.4. Amplificación dinámica (IM) .....	528
13.5.4. Fuerza de Frenado (BR) .....	528
13.5.5. Fuerzas Por Viento (WS Y WL).....	529
13.5.5.1. Fuerza de viento.....	529
13.5.5.2. La fuerza de viento en la superestructura.....	531
13.5.5.3. Fuerza de diseño sobre la carga viva .....	531
13.5.6. Fuerzas Por Sismo (EQ) .....	532
13.5.6.1. Zona de desempeño sísmico .....	534
13.5.6.2. Metodología de análisis de fuerzas sísmicas .....	534
13.5.6.3. Numero de modos de vibración.....	535
13.5.6.4. Factores de modificación de respuesta (R).....	535
13.5.7. Modificadores de Carga.....	536
13.5.8. Factores y Combinaciones de Carga.....	537
13.6. Datos de Salida Modelo.....	538
13.7. Diseño de las Columnas.....	549
13.7.1. Diseño a Flexo-Compresión Columnas .....	549
13.7.2. Confinamiento de las Columnas para Rótulas Plásticas.....	552

13.7.3. Diseño a cortante columnas .....	553
13.7.4. Diseño de los Pilotes.....	556
13.7.5. Confinamiento de los Pilotes .....	558
13.7.6. Capacidad a Cortante de los Pilotes.....	559
13.7.7. Capacidad Portante Pilotes.....	561
13.8. Diseño de los Cabezales de la Cimentación (R=1,0) .....	562
13.8.1. Diseño Flexión Longitudinal Positivo .....	563
13.8.2. Diseño Flexión Longitudinal Negativo .....	569
13.8.3. Diseño Flexión Transversal Positivo .....	575
13.8.4. Diseño a Corte.....	581
13.8.5. Diseño a Corte en dos Direcciones.....	587
<b>14. Procesos Constructivos Actuales.....</b>	<b>595</b>
14.1. Introducción .....	595
14.2. Puente Fundido en Sitio .....	595
14.3. Puente de Viga y Losa Fundido en Sitio .....	596
14.4. Puente de Viga y Losa Prefabricado .....	598
14.5. Puente Lanzado.....	599
14.6. Puentes Empujados.....	600
14.7. Puentes de Voladizos Sucesivos .....	602
14.7.1. Voladizos Sucesivos Fundidos ‘IN SITU’ .....	602
14.7.2. Sucesivos con Dovelas Prefabricadas o Junta Seca.....	605
14.8. Puentes en Arco Metálicos .....	608
14.9. Puentes Atirantados .....	611
<b>15. Evaluación del Impacto del Cambio de la Carga Vehicular.....</b>	<b>614</b>
15.1 Ancho Efectivo Del Tablero .....	615
15.2. Altura de la Sección Transversal .....	616
15.3. Factor de Rueda y Coeficiente de Distribución para Flexión .....	616
15.3.1. Según la Norma Ccdsp-95 .....	616
15.3.2. Según la Norma CCP-14 .....	617
15.4. Factor de Rueda y Coeficiente de Distribución para Corte .....	621
15.4.1. Según La Norma CCDSP-95 .....	621
15.4.2. Según la Norma CCP-14 .....	621
15.5. Carga Dinámica de Impacto .....	622
15.5.1. Según La Norma Ccdsp-95 .....	622
15.5.2. Según La Norma CCP-14 .....	623
15.6. Momento Máximo en el Centro de la Luz .....	623
15.6.1. Según la Norma Ccdsp-95 .....	623
15.6.2. Según La Norma CCP-14 .....	624
15.7. Corte Máximo en los Apoyos.....	626
15.7.1. Según la Norma Ccdsp-95.....	626
15.7.2. Según la Norma CCP-14 .....	627
15.8. Momento Más Impacto.....	629
15.8.1. Según La Norma CCDSP-95 .....	629
15.8.2. Según la norma CCP-14 .....	629

15.9. Cortante Mas Impacto .....	630
15.9.1. Según la Norma CCDSP-95 .....	630
15.9.2. Según la Norma CCP-14 .....	630
15.10. Solicitaciones Por Viga.....	630
15.10.1. Según la Norma CCDSP-95.....	630
15.10.2. Según la Norma CCP-14.....	631
15.11. Solicitaciones Mayoradas .....	631
15.11.1. Según La Norma CCDSP-95 .....	631
15.11.2. Según La Norma CCP-14.....	631
16. Conclusiones.....	614
17. Bibliografía.....	638
18. Anexo .....	640
Anexo A. Evaluación Del Impacto Del Cambio De La Carga Viva Vehicular .....	640

**Lista de Tablas**

**Pág.**

Tabla 1. Combinaciones y Factores de Carga .....	36
Tabla 2. Factores para cargas permanentes, $\gamma_p$ .....	39
Tabla 3. Masas Unitarias .....	41
Tabla 4. Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico.....	50
Tabla 5. Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico .....	50
Tabla 6. Factores de presencia múltiple .....	52
Tabla 7. Fracción de tráfico de camiones en un solo carril, $\rho$ .....	65
Tabla 8. Fracción de camiones en el tráfico .....	66
Tabla 9. Incremento por carga dinámica .....	68
Tabla 10. Coeficiente de Arrastre.....	78
Tabla 11. Coeficiente de arrastre lateral.....	79
Tabla 12. Valores de V0 y Z0 para varias condiciones de superficie de aguas arriba.....	81
Tabla 13. Presiones básicas, PB, correspondientes a VB= 160 km/h.....	82
Tabla 14. Presiones básicas, PB, Para varios ángulos de ataque y a VB= 160 km/h.....	83
Tabla 15. Componentes de Viento sobre Carga Viva.....	85
Tabla 16. Valores del factor de Sitio, FPGa, en el periodo de vibración cero del Espectro de Aceleraciones.....	92
Tabla 17. Valores del factor de sitio, Fa, en el Intervalo de períodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones.....	92
Tabla 18. Valores del factor de sitio, Fv, en el Intervalo de períodos de vibración largos del Espectro de Aceleraciones.....	93
Tabla 19. Zonas de Desempeño Sísmico .....	98
Tabla 20. Factores de Modificación de Respuesta - Subestructuras.....	98
Tabla 21. Factores de Modificación de respuesta -- Conexiones .....	98
Tabla 22. Zona de desempeño sísmico .....	103
Tabla 23. Requisitos mínimos de análisis para efectos sísmicos .....	103
Tabla 24. Porcentaje N según la Zona Sísmica y el coeficiente de aceleración $A_s$ , especificado en la Ec. 4.7.4.4-1.....	111
Tabla 25. Coeficientes de modificación de respuesta R - CCDSP-95.....	117
Tabla 26. Factores de modificación de respuesta – R – CCP-14.....	118
Tabla 27. Superestructuras comunes cubiertas en los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3. ....	122
Tabla 28. Profundidades mínimas tradicionales para superestructuras de profundidad constante .....	124
Tabla 29. Distribución de cargas vivas para momento en vigas interiores.....	125
Tabla 30. Porcentaje N según la Zona Sísmica y el coeficiente de aceleración $A_s$ , especificado en la Ec. 3.10.4.2-2 .....	178
Tabla 31. Viga Externa.....	183
Tabla 32. Viga Interna.....	184
Tabla 33. Riostra .....	184
Tabla 34. Resumen de los momentos a L/8.....	256
Tabla 35. Resumen Cortantes a L/8.....	256
Tabla 36. Fuerzas de diseño para barandas vehiculares .....	262
Tabla 37. Valores de diseño para barreras según ADOT.....	263
Tabla 38. Momentos máximos de carga viva por unidad de ancho (N mm/mm) .....	264
Tabla 39. Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico.....	335
Tabla 40. Factores de Carga para Muros .....	337
Tabla 41. Factores de mayoración para capacidad de soporte y estabilidad.....	337
Tabla 42. Resumen capacidad de deslizamiento .....	342
Tabla 43. Resumen capacidad al volcamiento.....	343
Tabla 44. Resumen capacidad de soporte y excentricidad .....	346
Tabla 46. Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico.....	403

Tabla 47. Factores de Carga para Estribos .....	418
Tabla 48. Resumen capacidad de deslizamiento .....	424
Tabla 49. Resumen capacidad al volcamiento.....	425
Tabla 50. Resumen capacidad de soporte y excentricidad .....	428
Tabla 51. Idoneidad del apoyo .....	485
Tabla 52. Propiedades Físicas Correlacionadas.....	488
Tabla 53. Intervalos de Temperatura del Procedimiento A .....	496
Tabla 54. Constante A según la Categoría del Detalle para diseño a fatiga .....	500
Tabla 55. Coeficiente de los resortes para los pilotes.....	523
Tabla 56. Capacidad de soporte de los pilotes.....	524
Tabla 57. Carga viva vehiculares en el software SAP2000 .....	527
Tabla 58. Combinaciones y Factores de Carga .....	528
Tabla 59. Espectro sísmico.....	533
Tabla 60. Requisitos mínimos de análisis para efectos sísmicos.....	535
Tabla 61. Requisitos para puentes regulares.....	535
Tabla 62. Factores de Modificación de Respuesta – Subestructuras .....	536
Tabla 63. Factores de Modificación de Respuesta – Conexiones.....	536
Tabla 64. Solicitaciones en las columnas con $R=3,5$ .....	543
Tabla 65. Solicitaciones en los pilotes con $R=1,0$ .....	546
Tabla 66. Datos de Salida Csicol Pilas ( $R=3,5$ ).....	550
Tabla 67. Cortante en las columnas.....	554
Tabla 68. Datos de Salida Csicol Pilotes .....	557
Tabla 69. Cortante en los pilotes .....	560
Tabla 70. Resumen de Capacidad y Demanda de Los Pilotes .....	561
Tabla 71. Solicitaciones a Flexión CCDSP-95 y CCP-14.....	632
Tabla 72. Solicitaciones a Corte CCDSP-95 y CCP-14 .....	632
Tabla 73. Factores de rueda y Coeficientes de Distribución Corte CCDSP-95 y CCP-14.....	633

## Lista de Figuras

	<b>Pág.</b>
Figura 1. Nomenclatura para la Presión Activa de Coulomb .....	43
Figura 2. Método de Diagrama de Fuerza del método Mononobe-Okabe.....	49
Figura 3. Características del camión de diseño .....	54
Figura 4. Vista frontal de la proyección de una rueda .....	58
Figura 5. Vista lateral de la proyección de una rueda.....	59
Figura 6. Vista en perspectiva de la proyección de una rueda.....	59
Figura 7. Proyección de dos cargas de rueda que se traslapan .....	60
Figura 8. Huella Refinada del Camión de Diseño para Diseño por Fatiga .....	64
Figura 9. Fuerza centrífuga.....	71
Figura 10. Fuerza de frenado.....	73
Figura 11. Presión de la corriente longitudinal.....	78
Figura 12. Vista en planta de la pila mostrando la presión del flujo de la corriente .....	79
Figura 13. Fenómeno de Bataneo .....	87
Figura 14. Colapso del puente de Tacoma Narrows .....	87
Figura 15. Túnel de viento.....	88
Figura 16. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento .....	94
Figura 17. Aceleración pico horizontal del terreno (PGA).....	95
Figura 18. Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un periodo de vibración de 0,2 segundos (Ss) .	96
Figura 19. Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un periodo de vibración de 1,0 segundos (S1).	97
Figura 20. Pila Tipo Muro .....	100
Figura 21. Columna sola.....	101
Figura 22. Pórtico Con Dos Columna .....	101
Figura 23. Acelerograma sismo del Centro componente norte-sur, de 1940.....	109
Figura 24. Fallo estructural de un puente por deficiente longitud de apoyo .....	110
Figura 25. Longitud de apoyo, N.....	110
Figura 26. Espectro de diseño CCDSP-95 Sur del área Metropolitana de Bucaramanga.....	114
Figura 27. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento .....	115
Figura 28. Espectro de diseño CCP-14 Sur del área Metropolitana de Bucaramanga .....	116
Figura 29. Esquema línea de influencia.....	128
Figura 30. Carga a la izquierda de C ( $x < a$ ).....	130
Figura 31. Carga a la derecha de C ( $x > a$ ) .....	130
Figura 32. Líneas de influencia de las reacciones RB y RA.....	131
Figura 33. Diagrama de corte para $x < a$ .....	132
Figura 34. Diagrama de corte para $x > a$ .....	132
Figura 35. Línea de influencia para corte en la sección CC .....	133
Figura 36. Línea de influencia para momento en la sección CC .....	133
Figura 37. Viga de luz $L = 20,0$ m.....	134
Figura 38. Línea de influencia para corte en C.....	135
Figura 39. Línea de influencia para flexión en C .....	136
Figura 40. Línea de influencia para flexión en D .....	136
Figura 41. Línea de influencia para flexión en D para $P = 15,0$ t.....	137
Figura 42. Línea de influencia a flexión en D para un tren de cargas. ....	137
Figura 43. Línea de influencia en C para un tren de cargas.....	138
Figura 44. Envolvente de momento para el tren de carga .....	139
Figura 45. Vista transversal puente de losa .....	142
Figura 46. Corte longitudinal .....	142
Figura 47. Vista en planta.....	143
Figura 48. Diagrama LI Camión CC14 .....	148
Figura 49. Diagrama LI Tándem CC14.....	149

Figura 50. Diagrama LI camión en el Centro de la Luz .....	151
Figura 51. Diagrama LI Camión CC14 .....	153
Figura 52. Diagrama LI Corte Camión CC14 .....	155
Figura 53. Diagrama LI Corte Tándem CC14 .....	155
Figura 54. Diagrama LI Corte Camión CC14 .....	157
Figura 55. Detalle del refuerzo del tablero .....	173
Figura 56. Ancho efectivo Viga T .....	175
Figura 57. Dibujo voladizos del tablero .....	176
Figura 58. Ancho mínimo del alma de la viga, bw .....	180
Figura 59. Sección Transversal puente viga y losa.....	181
Figura 60. Perfil puente viga y losa de luz 20,0m .....	182
Figura 61. Barrera de tráfico .....	184
Figura 62. Andén. Dimensiones para el cálculo del área del andén .....	185
Figura 63. Diagrama LI camión en el Centro de la Luz .....	186
Figura 64. Diagrama LI camión a 2,5m.....	188
Figura 65. Diagrama LI Corte Camión CC14 .....	189
Figura 66. Diagrama LI Corte Camión CC14 .....	190
Figura 67. Diagrama LI Camión CC14 .....	192
Figura 68. Diagrama LI Tándem CC14.....	192
Figura 69. Diagrama LI Camión CC14 .....	193
Figura 70. Diagrama LI Tándem CC14.....	194
Figura 71. Diagrama LI Corte Camión CC14 .....	195
Figura 72. Diagrama LI Corte Tándem CC14.....	196
Figura 73. Diagrama LI Corte Camión CC14 .....	197
Figura 74. Diagrama LI Corte Tándem CC14 .....	198
Figura 75. Sección Transversal Viga Te .....	201
Figura 76. Posición del camión para determinar el factor de distribución de rueda externo .....	203
Figura 77. Posición del camión para determinar el factor distribución de rueda externo.....	204
Figura 78. Centroide del refuerzo en el centro de la luz para 29 barras .....	219
Figura 79. Centroide del refuerzo a 2,5 m del apoyo para 12 barras .....	232
Figura 80. Centroide del refuerzo en el apoyo para 9 barras .....	236
Figura 81. Refuerzo de la viga sección transversal para el centro de la luz .....	257
Figura 82. Refuerzo de la viga despiece longitudinal.....	258
Figura 83. Geometría de la barrera .....	262
Figura 84. Diseño caso 1 .....	286
Figura 85. Vista superior del voladizo.....	289
Figura 86. Diseño caso 1 .....	289
Figura 87. Diseño caso 2 .....	303
Figura 88. Diseño caso 3 .....	307
Figura 89. Refuerzo del tablero .....	313
Figura 90. Detalle del refuerzo conexión barrera y tablero .....	314
Figura 89. Muro de Gravedad .....	316
Figura 90. Muro en voladizo .....	317
Figura 91. Muro con contrafuertes .....	317
Figura 92. Empujes de tierra activos y pasivos .....	319
Figura 93. Presión de tierra para superficie horizontal .....	320
Figura 94. Presión de tierra para relleno con pendiente .....	321
Figura 95. Relleno con superficie horizontal con sobrecarga.....	322
Figura 97. Grafica de empujes.....	325
Figura 98. Secciones del muro de contención .....	327
Figura 96. Nomenclatura y dimensiones del muro .....	334
Figura 99. Ubicación de la resultante de cargas .....	344
Figura 101. Centroide del refuerzo .....	349
Figura 100. Cargas para el diseño sobre el talón .....	366
Figura 103. Centroide del refuerzo.....	368
Figura 102. Cargas para el diseño de la punta .....	383

Figura 105. Centroides del refuerzo .....	385
Figura 104. Despiece del refuerzo del muro .....	399
Figura 105. Nomenclatura y dimensiones del muro .....	402
Figura 106. Grafica de empujes.....	406
Figura 107. Secciones del estribo .....	408
Figura 108. Centroides del refuerzo .....	431
Figura 109. Cargas sobre el talón .....	451
Figura 110. Centroides del refuerzo.....	452
Figura 111. Cargas bajo la punta .....	468
Figura 112. Centroides del refuerzo .....	469
Figura 113. Despiece del refuerzo del muro .....	483
Figura 114. Tipos Comunes de Apoyo .....	486
Figura 115. Dimensiones Propuestas Apoyo.....	489
Figura 116. Detalles de la Almohadilla .....	490
Figura 117. Refuerzo de la Almohadilla.....	491
Figura 118. Curva esfuerzo - deformación .....	494
Figura 119. Rango de esfuerzos para fatiga en función del número de ciclos.....	501
Figura 120. Dimensiones Losa de Aproximación .....	503
Figura 121. Refuerzo Losa de Aproximación.....	519
Figura 122. Sección transversal superestructura .....	521
Figura 123. Modelo tridimensional del puente .....	522
Figura 124. Modelo extruido del puente .....	522
Figura 125. Espectro de diseño .....	534
Figura 126. Diagrama de flexión estado límite de resistencia I.....	539
Figura 127. Diagrama de corte estado límite de resistencia I.....	539
Figura 128. Diagrama de flexión estado limite evento extremo I.....	540
Figura 129. Diagrama de corte estado limite evento extremo I.....	540
Figura 130. Flexión cabezal M11 máximos y mínimos.....	541
Figura 131. Flexión cabezal M22 máximos y mínimos.....	542
Figura 132. Corte cabezal V13 máximos y mínimos.....	543
Figura 133. Refuerzo de las columnas.....	549
Figura 134. Ilustración de los términos $d_v$ , $b_v$ y $d_c$ para secciones circulares .....	554
Figura 135. Refuerzo Pilotes .....	556
Figura 136. Planta del Cabezal y Zona de Punzonamiento .....	588
Figura 137. Sección transversal del cabezal .....	589
Figura 138. Refuerzo .....	593
Figura 139. Refuerzo en el cabezal .....	594
Figura 140. Puente de losa fundido sobre cimbra.....	596
Figura 141. Montaje de vigas metálicas de cimbra para apoyo de la viga.....	597
Figura 142. Izaje de vigas prefabricadas del Intercambiador Aranzoque .....	598
Figura 143. Montaje mediante viga de lanzamiento .....	599
Figura 144. Esquema del proceso de empujado .....	601
Figura 145. Puente empujado, utilizando nariz de lanzamiento .....	601
Figura 146. Puente por voladizos sucesivos fundido en sitio .....	604
Figura 147. Dovela de junta seca.....	606
Figura 148. Montaje de dovelas secas luz por luz .....	607
Figura 149. Montaje de dovelas secas, por avance segmental .....	608
Figura 150. Construcción de apoyos y montaje del teleférico.....	609
Figura 151. Apoyos provisionales y montaje de vigas .....	609
Figura 152. Montaje de arcos y pendolones .....	610
Figura 153. Retiro de apoyos provisionales, armado y fundida de la losa .....	610
Figura 154. Construcción del puente de Flandes –Girón (Santander) .....	611
Figura 155. Construcción puente atirantado con dovela metálicas.....	612
Figura 156. Construcción viaducto la novena en Bucaramanga .....	612
Figura 157. Sección Transversal Superestructura.....	614
Figura 158. Sección Transversal Viga Te.....	619

Figura 159. Diagrama LI Camión C4095 .....	624
Figura 160. Diagrama LI Camión CC14 .....	625
Figura 161. Diagrama LI Tándem CC14 .....	625
Figura 162. Diagrama LI Corte Camión C40-95 .....	627
Figura 163. Diagrama LI Corte Camión CC14 .....	628
Figura 164. Diagrama LI Corte Tándem CC14 .....	628
Figura 165. Momentos en Servicio Centro de la Luz CCDSP-95 y CCP-14 .....	634
Figura 166. Momentos Factorizados Centro de la Luz CCDSP-95 y CCP-14 .....	634
Figura 167. Cortante de Servicio En el Apoyo CCDSP-95 y CCP-14 .....	635
Figura 171. Cortante Factorizado En el Apoyo CCDSP-95 y CCP-14 .....	635

**RESUMEN GENERAL DE TRABAJO DE GRADO**

**TÍTULO:** APLICACIÓN DE LA NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES CCP-14, EN PUENTES DE CONCRETO; EJEMPLOS PRÁCTICOS

**AUTOR(ES):** MARÍA NATHALIA MONTERO GUTIÉRREZ

**FACULTAD:** Facultad de Ingeniería Civil

**DIRECTOR(A):** Samuel Montero Vargas

**RESUMEN**

Este proyecto realiza una presentación del Código Colombiano de Puentes (CCP-14) promulgado por el Ministerio de Transporte de Colombia en enero del 2015, la cual requiere de su divulgación para ser conocida por estudiantes que quieren abordar el estudio y diseño de puentes, y profesionales quienes ya conocían y trabajaban con la norma anterior. El nuevo código fue adaptado por la Asociación de Ingeniería Sísmica (AIS), con base en la norma AASHTO, y utiliza una filosofía de diseño basada en los factores de carga y resistencia (LRFD), lo cual supone un cambio en la forma de analizar y aplicar las cargas, y el diseño de los elementos. Por esta razón se presenta un manual de ejemplos prácticos para puentes de concreto reforzado utilizando el CCP-14, haciendo énfasis en los cambios que tiene con la norma anterior. Así mismo se analizan las implicaciones de las nuevas cargas vehiculares, y cargas sísmicas.

**PALABRAS CLAVES:**

Puentes de concreto reforzado, diseño de puentes LRFD, CCP-14.

**V° B° DIRECTOR DE TRABAJO DE GRADO**

**GENERAL SUMMARY OF WORK OF GRADE**

**TITLE:** APPLICATION OF THE COLOMBIAN STANDARD BRIDGE DESIGN CCP-14 IN CONCRETE BRIDGES

**AUTHOR(S):** MARÍA NATHALIA MONTERO GUTIÉRREZ

**FACULTY:** Facultad de Ingeniería Civil

**DIRECTOR:** Samuel Montero Vargas

**ABSTRACT**

This Project makes a presentation of the Colombian Bridges Code (CCP -14) issued by the Ministry of Transport of Colombia in January of 2015, which requires disclosure to be known by students who want to approach the study and design of bridges, and professionals who already knew and worked with the previous standard. The code was adapted by the Association of Seismic Engineering (AIS), based on the AASHTO standard, and uses a design philosophy based on load factors and resistance (LRFD), which represents a change in how to analyze and apply the loads, and design of the elements. For this reason a manual of practical examples for reinforced concrete bridges is presented using the CCP- 14, emphasizing the changes it has with the previous standard. Also the implications of the new vehicle loads, and seismic loads are analyzed.

**KEYWORDS:**

Reinforced concrete bridges, design of bridges LRFD, CCP-14

**V° B° DIRECTOR OF GRADUATE WORK**

## Introducción

El Ministerio de Transporte de Colombia según la resolución 0000108 de 2015, adoptó la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, para los estudios, diseños, construcción y mantenimiento de puentes que se adelantan en la Red Vial Nacional a cargo del Instituto Nacional de Vías “INVIAS”, a partir del 26 de enero de 2015.

El cambio de la norma CCDSP95 al CCP-14 implica más que la actualización de una norma, la utilización de una nueva filosofía de diseño que requiere estudio para su implementación. Este documento pretende ser una guía para los estudiantes que quieren iniciar el estudio del diseño de puentes, como para aquellos que han trabajado la norma anterior y quieren iniciarse en el estudio de la aplicación de la nueva norma.

La adecuada aplicación del CCP-14 supone su estudio por parte de ingenieros y estudiantes de ingeniería, para asimilarla. Este nuevo método está basado en los factores de carga y resistencia (LRFD), lo cual no es necesariamente de fácil acceso y entendimiento a estudiantes familiarizados con el diseño por factores de carga o resistencia última. Esta situación conflictiva se genera cuanto la norma de diseño resistente para edificaciones (NSR10) opera bajo factores de carga, mientras la nueva norma de puentes opera bajo factores de carga y resistencia.

## **Objetivos**

### **Objetivo General**

Elaborar un documento que sirva de referencia para estudiantes de ingeniería civil, que quieran acceder, conocer y aplicar la filosofía de la norma LRFD (Load Resistance Factor Design) al diseño de puentes convencionales.

### **Objetivos Específicos**

Contrastar la filosofía de diseño del código Colombiano de diseño sísmico de puentes, contra el código Colombiano de puentes 2014.

Analizar las tipologías de puentes previstas en el CCP-14.

Presentar y analizar las formas de valoración y aplicación de las diferentes cargas bajo la nueva norma.

Analizar la implicación de la aplicación de la nueva carga viva vehicular CCP-14, versus el camión C4095.

Analizar las implicaciones de diseño sísmico que establece el CCP-14.

Presentar y analizar los procesos constructivos que se implementan actualmente en el mundo.

Elaborar una guía de diseño para puentes de diferentes tipologías y elementos.

## 1. Filosofía de Diseño del CCP14

En el año de 1931 la Asociación Americana de Oficiales de Autopistas Estatales (AASHO), por sus siglas en inglés (American Association of State Highway Officials) publicó la primera norma de reconocimiento nacional en los Estados Unidos para el diseño y construcción de puentes, conocida como Especificaciones estándar para puentes de autopistas y estructuras Incidentales. Posteriormente a intervalos de cuatro años, la asociación ahora conocida como AASHTO publica las Especificaciones estándar para puentes de autopistas (AASHTO, 2012-2014).

Desde los inicios de la norma hasta la década de 1970, la única filosofía de diseño integrada dentro de las especificaciones estándar fue la conocida como Diseño por Esfuerzos de Trabajo (WSD) por sus siglas en inglés o Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD). ASD establece esfuerzos admisibles como una fracción o porcentaje de la capacidad de carga de un determinado material, y requiere que los esfuerzos calculados en el diseño no sobrepasen los esfuerzos admisibles. A principios de la década de 1970, la metodología ASD comenzó a ser ajustada para reflejar la previsibilidad variable de ciertos tipos de carga, tales como las cargas vehiculares y las cargas de viento, mediante ajuste de factores de diseño, una filosofía de diseño conocida como Diseño por Factores de Carga (LFD). Tanto la metodología ASD como la LFD se reflejan en la edición actual de las especificaciones estándar (AASHTO, 2012-2014).

Posteriormente la filosofía de diseño se extendió para reconocer la variabilidad en las propiedades de los elementos estructurales, de manera similar a la variabilidad de la carga.

Mientras que esta se considera de manera limitada en LFD, la filosofía de diseño de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) considera la variabilidad en el comportamiento de elementos estructurales de una manera explícita. LRFD se basa en el amplio uso de métodos estadísticos, pero expone los resultados de una manera fácilmente utilizable por los analistas y diseñadores de puentes (AASHTO, 2012-2014).

En junio de 1994, se publicó la primera edición del Reglamento AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Con el advenimiento de estas especificaciones, los diseñadores de puente tenían una opción de dos normas para guiar sus diseños, la bien conocida AASHTO *Especificaciones estándar para puentes de autopista* y la alternativa, recientemente adoptada, *Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD*. La intención fue que la norma LRFD fuera adoptada totalmente en los Estados Unidos para el año 2007 (AASHTO, 2012-2014).

Por otra parte en el año de 1991 la Asociación de Ingeniería Sísmica AIS, por encargo del Ministerio de Obras Públicas y Transporte la elaboración de la norma. Como lo menciona el ingeniero Luis Gonzalo Mejía en el libro *Reflexiones Sobre Nuestros Puentes* (Escuela Colombiana de ingeniería, 1995), hasta esa fecha se había venido utilizando la norma AASHTO para el diseño de puentes. La conveniencia de una norma se basó en las siguientes consideraciones:

- Desarrollar un código diseñado especialmente para Colombia. Esta opción se descartó por el costo que implica un proyecto de tal envergadura.

- Recopilar normas de distintos países. Esta opción se descartó por considerarla impráctica, lo cual llevaría a una norma sin coherencia.
- Desarrollar un código tomando como guía la versión AASHTO edición 15 de 1992. Esta opción fue adoptada, considerando que correspondía a la filosofía adoptada para el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes.

El paso de la norma LFD a la LRFD significa un cambio en la forma de diseño de puentes a pesar de ser una extensión lógica del procedimiento de diseño por resistencia última, es decir un cambio de filosofía con la cual se tienen cálculos mucho más confiables, ya que utiliza factores de carga y resistencia.

### **1.1. Diseño por Factores de Carga (LFD)**

También se conoce como de Diseño por Resistencia Última. Se trata de un procedimiento de diseño probabilista, en el cual se consideran como aleatorias las diversas magnitudes que sirven de partida para el cálculo, por lo que se admite que los valores con que se opera tienen una determinada probabilidad de ser o no alcanzados en la realidad. En este procedimiento de diseño se determinan las solicitaciones correspondientes a las cargas factorizadas, y se comparan con las solicitaciones últimas, que corresponden a aquellas con las que fallaría el elemento si los materiales tuviesen en vez de las resistencias reales, resistencias reducidas por factores de reducción de resistencia.

El propósito del diseño es lograr probabilidades aceptables para que una estructura no llegue a fallar durante su vida útil, es decir, que no alcanzará un estado límite. Los dos tipos principales de estado límite son: el estado límite último y los estados límites de servicio (durabilidad, fisuración, deflexión, fatiga).

La filosofía de Diseño por Resistencia Última se puede resumir con la siguiente expresión:

$$\Sigma \gamma_i \beta_i Q_i \leq \phi R_n$$

Donde:

$Q_i$	solicitaciones por la cargas
$\gamma_i$	factor de carga
$\beta_i$	coeficientes de combinación de cargas
$\phi$	Factor de reducción de resistencia
$R_n$	resistencia nominal

Los valores de  $\gamma$  y  $\beta$  asignado a cada carga está influenciado por el grado de exactitud a la que la carga normalmente puede calcularse, y la variación que podría esperarse en la carga durante la vida esperada de la estructura. Por tanto, las cargas muertas, por ejemplo, son estimadas con mayor precisión, además de que son menos variables en el tiempo. Por ello se les asigna un factor de carga más bajo que el factor de carga para cargas vivas, que son más difíciles de estimar de manera precisa debido a su carácter transitorio.

El lado derecho de la inequación representa la resistencia factorizada, proveniente de multiplicar la resistencia nominal por el factor de reducción de resistencia  $\phi$  menor a 1,0.

El factor de reducción de resistencia tiene por objetivo:

- Definir un nivel de resistencia para el diseño, el cual es menor del que podría esperarse si todas las dimensiones y propiedades del material fueran iguales a las usadas en los cálculos.
- Reflejar el grado de ductilidad y confiabilidad del miembro bajo los efectos de carga considerados.
- Reflejar la importancia del miembro. Así, por ejemplo, se tiene un factor de reducción de capacidad menor para columnas que para vigas, ya que generalmente las columnas tienen menos ductilidad, son más sensibles a variaciones en la resistencia del concreto, y llevan áreas cargadas más grandes que las vigas.

Ventajas:

- Los factores de carga son aplicados a cada combinación.
- Los diferentes tipos de cargas tiene diferentes niveles de incertidumbre.

Desventajas:

- Es más compleja su utilización que la metodología ASD.
- El manejo del riesgo no está basado en teoría de confiabilidad.

## 1.2. Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

Es un procedimiento de diseño probabilístico, que se puede ver como una extensión lógica del procedimiento de diseño por Resistencia Última, en el cual se toma en cuenta la variabilidad, tanto de las cargas como del comportamiento de los elementos estructurales de manera explícita.

La conversión a la filosofía de diseño por Factores de Carga y Resistencia podría considerarse como un mecanismo para seleccionar de manera más sistemática y racional los factores de carga y resistencia. El principio de la filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia se puede resumir con la siguiente expresión:

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Donde:

$\eta$	Factor de modificación de carga
$\gamma_i$	factor de cargas
$Q_i$	solicitaciones por las cargas
$\phi$	Factor de reducción de resistencia
$R_n$	resistencia nominal

Para cargas en las cuales el valor máximo de  $\gamma$  es adecuado, el valor de  $\eta$  se obtiene de:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_i \geq 0,95$$

Para cargas en las cuales el valor mínimo  $\gamma$  es adecuado, el valor de  $\eta$  se obtiene de:

$$\eta = \frac{1}{(\eta_D \eta_R \eta_I)} \leq 1,0$$

Cada uno corresponde a un factor que toma en cuenta la ductilidad ( $\eta_D$ ), la redundancia ( $\eta_R$ ) y la importancia del elemento ( $\eta_I$ ), cada uno varía de 0,95 a 1,05.

## 2. Cargas Y Factores De Carga

La fuerza total se calcula según la ecuación 3.4.1-1 del CCP-14:

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

Esta es el resultado de la sumatoria del modificador de carga multiplicado el factor de carga, por los efectos de fuerza de las cargas.

Dónde:

$\eta_i$  Factor de modificación de las cargas

$\gamma_i$  Factor de carga

$Q_i$  Efectos de fuerza de las cargas

El factor de carga se encuentra relacionado con la ductilidad, la redundancia y la importancia operativa, según la ecuación 1.3.2.1-3 del CCP-14.

Para carga máximas

$$\eta_i = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I$$

Para cargas mínimas

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \times \eta_R \times \eta_I}$$

La ductilidad hace alusión al dimensionamiento de una estructura que garantice las deformaciones inelásticas del puente bajo los estados límites de resistencia y de eventos extremos antes de la falla. Según el código en el artículo 1.3.3:

Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_D \geq 1,05 \text{ para componentes y conexiones no dúctiles}$$

$$= 1,00 \text{ para diseños convencionales y detalles que cumplen con estas especificaciones}$$

$\leq 0,95$  para los componentes y conexiones para las cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de las requeridas por estas especificaciones

Para todos los demás estados límite:

$$\eta_i = 1,00$$

Para redundancia se establece en el artículo 1.3.4 del CCP-14:

Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_R \geq 1,05 \text{ para miembros no redundantes}$$

$$= 1,00 \text{ para niveles convencionales de redundancia, elementos de la cimentación}$$

donde  $\phi$  representa la redundancia, como se especifica en el artículo 10.5

$\leq 0,95$  para niveles excepcionales de redundancia más allá de vigas continuas y una sección transversal cerrada a la torsión.

Para todos los demás estados límite:

$$\eta_R = 1,00$$

En cuanto a la importancia operacional se debe aplicar solo para los estados límites de resistencia y eventos extremos. Según el artículo 1.3.5.

Para el estado límite de resistencia:

$$\begin{aligned}\eta_I &\geq 1,05 \text{ para puentes críticos o esenciales} \\ &= 1,00 \text{ para puentes típicos} \\ &\leq 0,95 \text{ para puentes de relativamente poca importancia}\end{aligned}$$

Para todos los demás estados límite:

$$\eta_I = 1,00$$

## **2.1. Combinaciones y Factores de Carga**

Las combinaciones y factores de carga se encuentran establecidas en la tabla 3.4.1.1 del CCP-14, para los estados límites de resistencia, evento extremo, servicio y fatiga.

Tabla 1. *Combinaciones y Factores de Carga*

Estado límite de la Combinación de carga	DC	W A	WS	W L	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
	DD								EQ	BL	CT	CV	
	DW												
	EH												
	EV LL												
	ES IM												
	EL CE												
	PS BR												
	CR PL												
	SH LS												
Resistencia I (a menos que se indique)	$\gamma_P$ <input type="checkbox"/>	1,75	1,0	-	-	1,0	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
Resistencia II	$\gamma_P$ <input type="checkbox"/>	1,35	1,0	-	-	1,0	0,50/1,20	<input type="checkbox"/> $\gamma_{TG}$	<input type="checkbox"/> $\gamma_{SE}$	-	-	-	-
Resistencia III	$\gamma_P$ <input type="checkbox"/>	-	1,0	1,40	-	1,0	0,50/1,20	<input type="checkbox"/> $\gamma_{TG}$	<input type="checkbox"/> $\gamma_{SE}$	-	-	-	-
Resistencia IV	$\gamma_P$ <input type="checkbox"/>	-	1,0	-	-	1,0	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	$\gamma_P$ <input type="checkbox"/>	1,35	1,0	0,40	1,0	1,0	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
Evento Extremo I	$\gamma_P$ <input type="checkbox"/>	$\gamma_{EQ}$	1,0	-	-	1,0	-	-	-	1,0	-	-	-
Evento Extremo II	$\gamma_P$ <input type="checkbox"/>	0,50	1,0	-	-	1,0	-	-	-	-	1,0	1,0	1,0
Servicio I	1,0	1,00	1,0	0,30	1,0	1,0	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
Servicio II	1,0	1,30	1,0	-	-	1,0	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1,0	0,80	1,0	-	-	1,0	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
Servicio IV	1,0	-	1,0	0,70	-	1,0	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I II- Sólo LL, IM & CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: CCP-14 Tabla 3.4.1-1

Las definiciones de los diferentes estados límite se presentan en el artículo A.3.4.1 del CCP-14. Estas combinaciones buscan satisfacer los diferentes estados límite, es decir las

solicitaciones para las cuales un elemento de la estructura dejan de prestar un servicio. El artículo define los siguiente:

- Resistencia I, hace referencia a la combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal del puente sin viento.
- Resistencia II, combinación de cargas relacionada con el uso del puente con vehículos especiales de diseño especificados por el propietario, con vehículos de evaluación con permiso, o ambos, sin viento.
- Resistencia III, combinación de carga relacionada con la exposición del puente a vientos con velocidades en exceso de 90 km/h
- Resistencia IV, combinación de carga relacionada con los efectos de relaciones muy altas de carga muerta sobre carga viva.
- Resistencia V, combinación de carga relacionada con el uso vehicular normal del puente con vientos de 90 km/h de velocidad
- Evento extremo I, combinación de carga que incluye sismo. El factor de carga para carga viva  $\gamma_{EQ}$ , debe determinarse para cada proyecto específico.
- Evento extremo II, combinación de carga relacionada con carga de hielo, colisión de embarcamientos y vehículos, inundaciones de verificación, y ciertos eventos hidráulicos con una carga viva reducida diferente a aquella que hace parte de la carga de colisión vehicular, CT. Los casos de inundaciones de verificación no deben combinarse con BL, CV, CT o IC.
- Servicio I, combinación de carga relacionada con la operación normal de uso del puente con un viento de 90 km/h y con todas las cargas tomadas en sus valores nominales. También relacionado con control de deflexiones en estructuras metálicas enterradas,

revestimientos de túneles, y tubería termoplástica, para control de anchura de fisura en estructuras de concreto reforzado, y para análisis transversal relacionado con tracción en vigas de concreto por segmentos. Esta combinación de carga también debe utilizarse para la investigación de la estabilidad de taludes.

- Servicio II, combinación de carga para controlar fluencia de estructuras de acero y deslizamiento de conexiones a deslizamiento crítico debido a carga viva vehicular.
- Servicio III, combinación de carga para análisis longitudinal de concreto preesforzado con el objetivo de control de fisuras y de la tracción principal en las almas de vigas de concreto por segmentos.
- Servicio IV, combinación de carga relacionada solamente con tracción en columnas de concreto preesforzado con el objetivo de control de fisuras.
- Fatiga I, combinación de carga para fatiga y fractura relacionada con vida útil de fatiga inducida por carga infinita.
- Fatiga II, combinación de carga para fatiga y fractura relacionada con vida útil de fatiga inducida por carga finita.

Cada carga debe relacionarse con el componente que está siendo diseñado, se deben multiplicar por el factor adecuado y por el factor de presencia múltiple que sea aplicable.

Según el comentario C3.4.1 del CPP-14, para el grupo Resistencia II, el factor por carga viva es menor al del grupo de resistencia I, considerando que los vehículos se vuelven inestables a altas velocidades del viento, y por lo tanto, los vientos fuertes previenen la presencia de carga viva significativa en el puente. Así mismo el coeficiente  $\gamma_{EQ}$  se tomaba como cero, mientras que

la nueva norma considera la utilización de un  $\gamma_{EQ} < 1,00$ , para considerar la posibilidad de tener una fracción de la carga viva durante el evento sísmico de diseño.

Tabla 2. Factores para cargas permanentes,  $\gamma_p$

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Sólo Resistencia IV	1,50	0,90
DC: Componentes y Accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa		
Pilas, Método a Tomlinson	1,40	0,25
Pilas, Método 1	1,05	0,30
Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1,25	0,35
DW: Superficie de rodadura e instalaciones	1,50	0,65
EH: Presión horizontal del suelo		
- Activa	1,50	0,90
- En reposo	1,35	0,90
- AEP para muros anclados	1,35	N/A
EL: Tensiones residuales de Construcción	1,00	1,00
EV: Presión vertical del suelo		
-Estabilidad general	1,00	N/A
-Muros de Contención y Estribos	1,35	1,00
-Estructuras Rígidas Enterradas	1,30	0,90
- Marcos Rígidos	1,35	0,90
-Estructuras Flexibles Enterradas		
* Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugadas		
Profundas	1,5	0,90
* Alcantarillas Termoplásticas	1,3	0,90
* Todas las demás	1,95	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: CCP-14 Tabla 3.4.1-2

Los factores presentados en la tabla 3.4.1-1 del CPP-14 toman en consideración el efecto de algunas cargas que pueden ser mas críticas cuando su valor disminuye. De acuerdo al comentario C3.4.1 del CCP-14, la carga vertical de suelo en la parte trasera de un muro de contención en voladizo se multiplicará por  $\gamma_{p\text{mín}} (1,00)$  y el peso de la estructura se multiplicaría

por  $\gamma_{p \text{ mín}} (0,90)$  porque estas fuerzas resultan en un incremento de las presiones de contacto en la base del muro y la cimentación, mientras que la carga horizontal de suelo en un muro de cotención en voladizo se multiplicaría por  $\gamma_{p \text{ máx}} (1,50)$  para una distribución de presión de suelo activa, porque la fuerza resulta en una fuerza más crítica de deslizamiento en la base del muro. De igual forma, los valores  $\gamma_{p \text{ máx}} (1,25)$ , carga vertical del suelo (1,35) y presión activa horizontal de suelo (1,50) se usarían para representar la combinación crítica para una evaluación de la capacidad portante de la cimentación.

## 2.2. Cargas Permanentes

Son aquellas cargas que están presentes en el puente por un largo periodo de tiempo, en algunos casos por toda la vida de servicio. Incluye el peso propio de los elementos estructurales, barandas, barreras de tráfico, andenes, capa de rodadura, luminarias, etc. Así mismo incluye las cargas permanentes por empujes de suelo, sobrecargas debidas a la carga vehicular, y la fricción negativa que puede presentarse en los pilotes.

A diferencia del CCDSP-95, el CCP-14 diferencia entre las cargas del peso de los elementos y la superficie de rodamiento, a la cual le aplica un factor de mayoración diferente considerando la variabilidad de esa carga debida a la incertidumbre sobre el espesor final que puede llegar a tener a lo largo de su vida útil. Para la valoración de las cargas de gravedad, el código establece el peso unitario de los diferentes materiales.

### 2.2.1. Cargas Muertas

Entre estas cargas se encuentran:

- Peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio fijadas a la misma (DC).
- Peso de superficie de rodamiento, futuras sobre capas (DW).
- Peso de relleno de tierra (EV).

En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se pueden usar las masas unitarias definidas a continuación.

Tabla 3. *Masas Unitarias*

<b>Material</b>		<b>Peso Unitario</b> (kN/m <sup>3</sup> )
Aleaciones de Aluminio		28
Pavimentos Bituminosos		22,5
Hierro fundido		72
Relleno de ceniza		9,6
Arena, Limo o Arcilla Compactados		19,25
Concreto	Liviano	17,75
	De Arena Liviana	19,25
	Normal con $f'_c \leq 35$ MPa	23,2
	Normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$22,4 + 0,0229 f'_c$
Arena, Limo o Grava Sueltas		16
Arcilla Blanda		16
Grava Compactada, Macadam, o Cascajo		22,5
Acero		78,5
Mampostería de Piedra		27,25
Madera	Dura	9,6
	Blanda	8
Agua	Dulce	1

Material	Peso Unitario (kN/m <sup>3</sup> )
Salada	10,25
Ítem	Peso por unidad de Longitud (kN/m)
Sistemas de rieles, Traviesas y fijaciones por cada Riel	3

Fuente: CCP-14 Tabla 3.5.1-1

### 2.2.2. Cargas de Suelo

Son las cargas correspondientes a:

- Empuje del suelo (EH)
- Sobrecarga de suelo (ES)
- Fricción negativa (DD)

#### 2.2.2.1. Empuje del suelo (EH)

La presión lateral de tierra se aproxima a una variación lineal y proporcional con la profundidad del suelo, y de acuerdo al peso unitario del mismo. De esta manera:

Ecuación 3.11.5.1-1

$$p = k \gamma_s z$$

Donde:

p= presión lateral del suelo (kPa)

$k$ = coeficiente de presión lateral del suelo tomado como  $k_0$ , especificado en el artículo 3.11.5.2, para muros que no se deflecten ni se muevan;  $k_0$ , especificado en los artículos 3.11.5.3, 3.11.5.6 y 3.11.5.7, para muros que se deflecten o se muevan suficientemente para alcanzar condiciones activas mínimas; o  $k_p$ , especificado en el artículo 3.11.5.4 del CCP-14, para muros que se deflecten o se muevan lo suficiente para alcanzar condición pasiva.

$\gamma_s$ = peso unitario del suelo ( $\text{kN/m}^3$ )

$z$ = profundidad del suelo bajo la superficie (mm)

La resultante de la carga lateral del suelo, debida al peso del relleno debe suponerse que actúa a una altura de  $H/3$ , por encima de la base del muro, donde  $H$  es la altura total del muro medida desde la superficie de terreno detrás del muro a la parte superior de la cimentación.

En la Figura 1, se muestra que los empujes de suelo forman un ángulo  $\delta$ , el cual es el ángulo de fricción entre el suelo y la estructura.

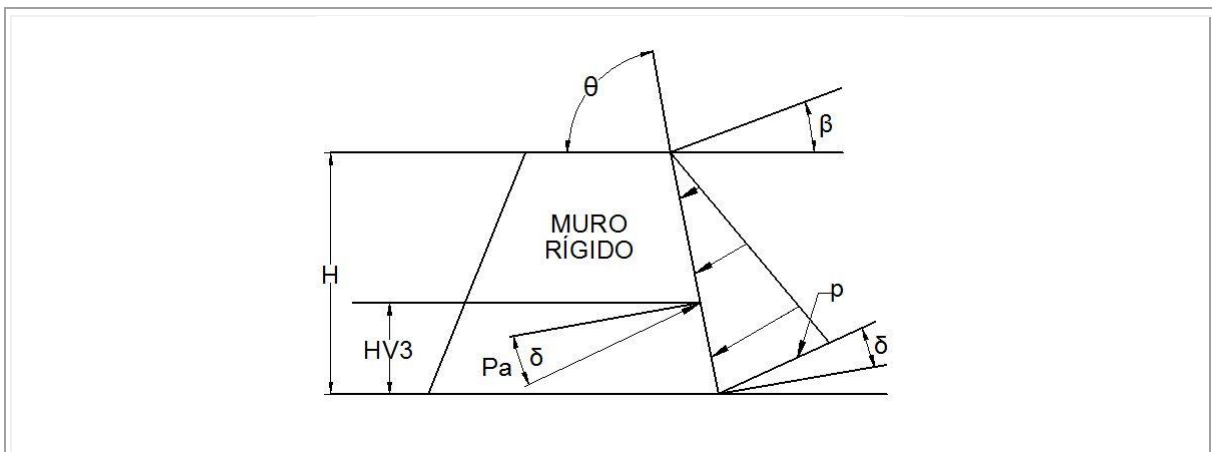


Figura 1. Nomenclatura para la Presión Activa de Coulomb

Fuente: Adaptado CCP-14 Figura 3.11.5.3-1.

Las situaciones de empuje pueden presentarse de tres formas dependiendo la posibilidad de que el muro pueda desplazarse en relación con el relleno. Los muros con desplazamiento horizontal permitido, es decir que no tienen restricciones a su movimiento o que tienen una rotación suficiente, soportan empujes activos. En esta situación de empuje activo el muro se aleja del relleno. Los muros con movimiento lateral restringido debido a la presencia de anclajes, tienen el desplazamiento impedido por lo que soportan empujes de reposo. Este caso se presenta normalmente en los muros de una piscina en los cuales los muros comparten una sola cimentación. Los muros en los cuales se presenta un desplazamiento hacia el relleno deben soportar empujes pasivos. Este es el caso de los dentellones que se ubican debajo de la cimentación para incrementar la seguridad al deslizamiento.

Las fuerzas dinámicas generadas por los sismos por ejemplo, ocasionan fuerzas horizontales que incrementan los empujes estáticos, y también generan componentes verticales de aceleración que influyen en la fricción interna del suelo. La teoría más utilizada para el cálculo de cargas dinámicas es la de Mononobe-Okabe.

#### *2.2.2.1.1. Empuje en reposo*

El coeficiente de presión lateral de suelo en reposo,  $k_0$ , para suelos normalmente consolidados, muros verticales y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

Ecuación 3.11.5.2-1

$$K_0 = 1 - \text{seno}\phi'_f$$

Donde:

$\phi'_f$  = ángulo de fricción efectiva del suelo

$k_0$  = coeficiente de presión lateral de suelo en reposo

Para suelos sobreconsolidados, se puede suponer que el coeficiente de presión lateral del suelo en reposo varía en función de la tasa de sobreconsolidación o historia de tensiones, y puede calcularse como:

Ecuación 3.11.5.2-2

$$K_0 = (1 - \text{seno}\phi'_f) \times (OCR)^{\text{seno}\phi'_f}$$

Donde:

OCR = relación de sobreconsolidación

Según el comentario C3.11.5.2; en muchas ocasiones la relación de sobreconsolidación, OCR, puede no conocerse con suficiente precisión para calcular  $k_0$  usando la Ec. 3.11.5.2-1. Basándose en información sobre este asunto proporcionada por Holtz an Kovacs (1981), en general, para arenas ligeramente sobreconsolidadas (OCR=1 a 2),  $k_0$  está en el intervalo de 0,4 a 0,6. Para arenas fuertemente sobreconsolidadas,  $k_0$  puede estar en los alrededores de 1,0.

### 2.2.2.1.2. Empuje activo

En general se busca que los muros de gravedad en voladizo puedan desplazarse o rotar lo suficiente, de tal manera que los empujes generados sean empujes activos. Los valores del coeficiente de presión lateral activa de suelo se pueden calcular con:

Ecuación 3.11.5.3-1

$$K_a = \frac{\text{sen}(\theta + \phi'_f)^2}{\Gamma (\text{sen}(\theta)^2 \times \text{sen}(\theta - \delta))}$$

En la cual:

Ecuación 3.11.5.3-2

$$\Gamma = \left[ 1 + \sqrt{\left( \frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) \times \text{sen}(\phi'_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \times \text{sen}(\theta + \beta)} \right)} \right]^2$$

Donde:

$\delta$ = ángulo de fricción entre el relleno y el muro como se especifica en la Tabla 3.11.5.3-1.

$\beta$ = ángulo del relleno con respecto a la horizontal

$\theta$ = ángulo de la cara trasera del muro con respecto a la horizontal como se muestra en la

Figura 3.11.5.3-1 del CCP-14.

### 2.2.2.1.3. Empuje pasivo

El empuje pasivo como ya se ha dicho, se presenta en los dentellones que se disponen bajo la cimentación para aumentar la capacidad al deslizamiento.

El coeficiente de presión lateral pasiva del suelo,  $k_p$ , para suelos no cohesivos, se pueden tomar de la Figura 3.11.5.4-1 del CCP-14 para el caso de un muro inclinado o vertical con un relleno horizontal o de la Figura 3.11.5.4-2 del CCP-14 para el caso de un relleno vertical y un relleno inclinado. Para las condiciones que se desvíen de las establecidas en las Figuras 3.11.5.4-1 y 3.11.5.4-2 del CCP-14, puede calcularse la presión pasiva usando un procedimiento de tanteo basado en la teoría de la cuña. Cuando se use la teoría de la cuña, el valor límite del ángulo de fricción del muro no debería tomarse mayor que la mitad del ángulo de fricción interna,  $\phi'_f$ . Para suelos cohesivos, puede estimarse las presiones pasivas con:

Ecuación 3.11.5.4-1

$$P_p = k_p \times \gamma_s + 2c \sqrt{k_p}$$

Donde:

$P_p$ = presión lateral pasiva de suelo (kPa)

$\gamma_s$  = peso unitario de suelo ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

$z$ = profundidad bajo la superficie del suelo (mm)

$c$ = cohesión del suelo (kPa)

$K_p$ = coeficiente de presión lateral pasiva de suelo especificada en la sección 3.11.5.4 del CCP-14.

#### 2.2.2.1.4. Empuje dinámico

La presencia de fuerzas dinámicas en el suelo, originadas por sismos o maquinaria, generan incrementos en la presión lateral del suelo. La determinación de las fuerzas de empuje dinámicas se realiza mediante la utilización de las ecuaciones de Monobe-Okabe, según la ecuación A11.3.1-1 del CCP-14. El procedimiento a seguir es determinar la diferencia entre las fuerzas dinámicas y las fuerzas estáticas, y dicha resultante se aplica a una altura de 0,6H.

Ecuación A11.3.1-1.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \times \cos^2\beta \times \cos(\delta + \beta + \theta)} \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi + \theta + i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \times \cos(i - \beta)}} \right]^2$$

Donde:

$K_{AE}$ = coeficiente de presión sísmica activa del suelo (adimensional)

$\phi_f$ = ángulo de fricción del suelo ( $^{\circ}$ )

$\theta_{MO}$ = arc tan[ $k_h/(1-k_v)$ ] ( $^{\circ}$ )

$\delta$ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo ( $^{\circ}$ )

$k_h$ = coeficiente de aceleración horizontal (adimensional)

$k_v$ = coeficiente de aceleración vertical (adimensional)

$i$ = ángulo de inclinación de la superficie del relleno ( $^{\circ}$ )

$\beta$ = inclinación del muro respecto de la vertical (sentido negativo como se ilustra) ( $^{\circ}$ )

Para los ejercicios subsecuentes, se ajustara la nomenclatura de las variables para que coincidan con las utilizadas para el empuje activo, en lo relacionado con el ángulo de la pendiente del relleno, el ángulo de la cara trasera del muro, y el ángulo aparente.

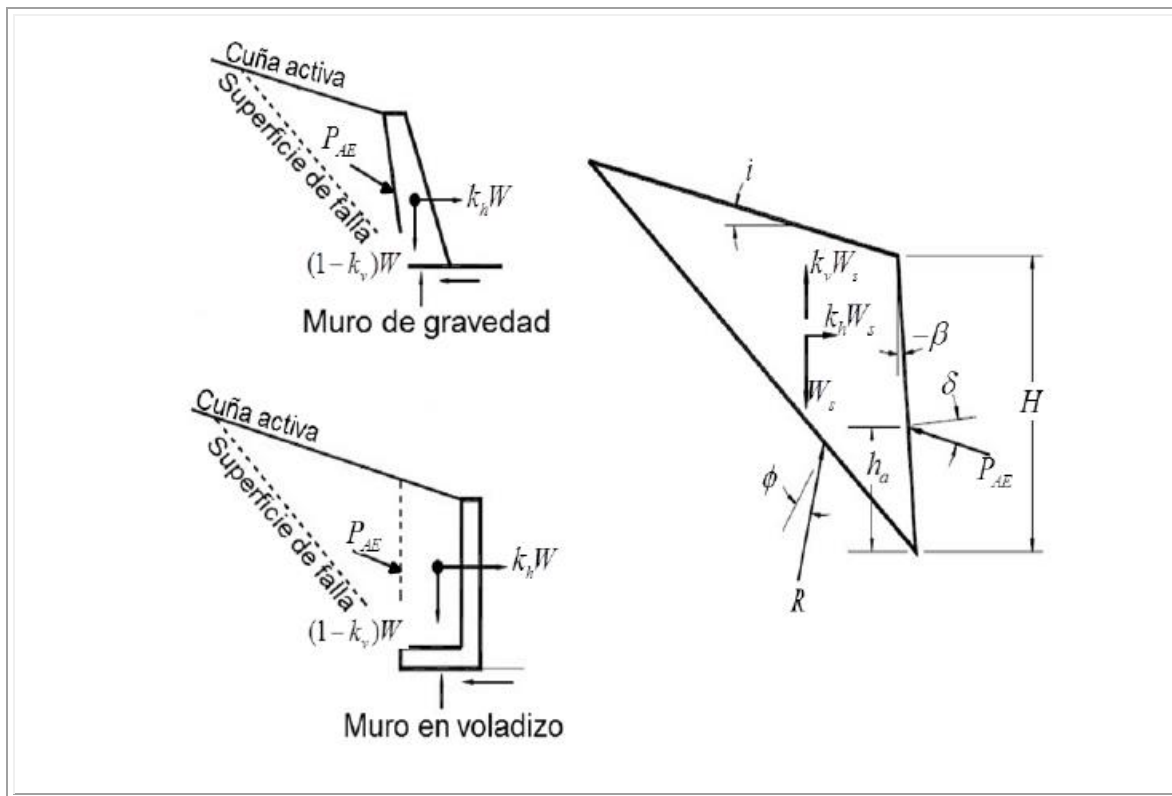


Figura 2. Método de Diagrama de Fuerza del método Mononobe-Okabe

Fuente: Adaptado CCP-14 Figura A11.3.1-1.

### 2.2.2.2. Sobrecarga de suelo (ES)

El empuje por sobrecarga debido al tráfico vehicular, considera una altura equivalente al peso de una columna de suelo en función de la altura del estribo o del muro de contención, la

cual se multiplica por el peso unitario del suelo para encontrar la carga equivalente vehicular. La resultante se aplica a  $H/2$ .

*Tabla 4. Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico*

<b>Altura del Estribo (m)</b>	<b><math>h_{eq}</math> (mm)</b>
1,5	1200
3	900
$\geq 6$	600

Fuente: CCP-14 Tabla 3.11.6.4.-1

*Tabla 5. Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico*

<b>Altura del Muro de Contención (mm)</b>	<b><math>h_{eq}</math> (mm)</b>	
	<b>Distancia desde el respaldo del muro al borde del tráfico</b>	
	0.0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1000	600
$\geq 6000$	600	600

Fuente: CCP-14 Tabla 3.11.6.4.-2

### **2.2.2.3. Fricción negativa de pilotes (DD)**

Las condiciones del subsuelo en algunas ocasiones producen que sobre los pilotes se generen acciones de fricción negativa, generalmente provocadas por asentamientos del terreno. Estas fuerzas deben valorarse y aplicarse a los pilotes.

### **2.3. Cargas Vivas**

Las cargas de los automóviles son las más comunes de las cargas vehiculares, pero las que son realmente significativas o críticas son las cargas del camión, es decir que los efectos que causa un automóvil no se comparan con las del camión y por esta razón el código trabaja con una carga base llamada camión de diseño. Sin embargo no se deben menospreciar las demás cargas que también afectan el puente, entre estas está el impacto, fuerzas de frenado, fuerzas centrífugas y los efectos de otros camiones simultáneamente.

#### **2.3.1. Carga Viva Vehicular**

Para establecer las solicitaciones por carga viva vehicular es necesario determinar el número de carriles de diseño para un ancho de carriles determinado, la presencia múltiple de cargas vivas que considera la probabilidad de cargas vivas simultáneas en el puente y la carga vehicular de diseño que es típica del país de aplicación.

##### ***2.3.1.1. Número de carriles de diseño***

Para esto se deben tener en cuenta dos criterios; el primero es el carril de tráfico que corresponde al número de carriles de tráfico que se planean y el segundo es la designación de carril utilizado por el ingeniero de puentes para la colocación de la carga viva.

En general el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación  $w/3600$ , siendo  $w$  el ancho libre de calzada, en mm, entre cordones y/o barreras.

También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

Ejemplo: En el caso de un puente con dos carriles de tráfico de 3,65 m, más dos bermas de 1,50 m, se tiene un ancho entre barreras de 10,30 m, por lo que el número de carriles de tráfico a considerar será:

$$N_{carriles} = \frac{10.300}{3.600} = 2.86$$

Es ente caso, se toma como número de carriles 2, ya que la fracción no cuenta, toda vez que no cabría un tercer vehículo.

### ***2.3.1.2. Presencia múltiple de sobrecargas***

Los factores de presencia múltiple toman en cuenta la probabilidad de que carriles adyacentes se encuentren simultáneamente cargados. Estos factores tienen en cuenta la probabilidad de que número de carriles se encuentran cargados simultáneamente.

Tabla 6. *Factores de presencia múltiple*

<b>Número de Carriles Cargados</b>	<b>Factores de presencia Múltiple, m</b>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

Fuente: CCP-14 Tabla 3.6.1.1.2-1

Según el comentario C3.6.1.1.2 del CCP-14, los factores de presencia múltiple se han incluido en las ecuaciones aproximadas para los factores de distribución de los artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3 del CCP-14, para uno o múltiples carriles cargados. Las ecuaciones se basan en la evaluación de varias combinaciones de carriles cargados con sus factores apropiados de presencia múltiple y tienen la intención de tener en cuenta el caso con el peor escenario.

Este factor toma en cuenta la baja probabilidad de que tres carriles adyacentes estén cargados simultáneamente con la carga de diseño.

### **2.3.2. Carga Viva Vehicular de Diseño**

Para encontrar las máximas solicitaciones por carga viva vehicular, se deben considerar dos combinaciones de carga. La primera corresponde a la carga de carril de diseño más el tándem, y la segunda a la carga de carril de diseño más el camión. De estas se elegirá la mayor. Esta corresponde a una representación ideal para obtener las solicitaciones de cortante y momento producidos por un grupo de vehículos. Las cargas de carril, tándem y camión se definen a continuación.

#### ***2.3.2.1. Camión de diseño***

La norma denomina la carga de diseño como la CC-14. Los pesos y las separaciones entre ejes y ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 3.6.1.2.2-1. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2. A excepción de lo especificado en los Artículos 3.6.1.3.1 y 3.6.1.4.1, la separación entre los dos

ejes de 160 kN se deberá variar entre 4.300 y 9.000 mm para producir las solicitaciones extremas, como se muestra en la figura 3.

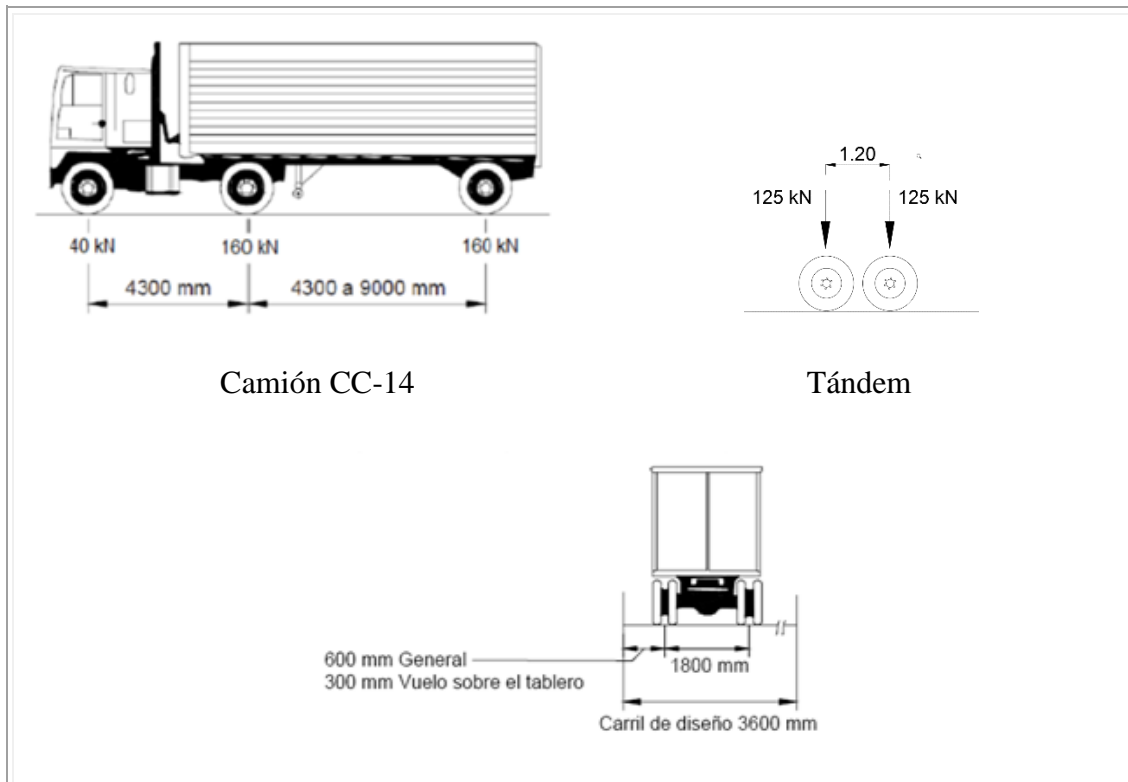


Figura 3. Características del camión y tándem de diseño

Fuente: CCP-14 Figura 3.6.1.2.2-1

### 2.3.2.2. Tándem de diseño

Consistirá en un par de ejes de 125 kN con una separación de 1.200 mm como se muestra en la figura 3. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1.800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2 del CCP-14. Esta carga equivaldría al peso de dos ruedas en tándem, como sería el correspondiente a un camión de volteo, el cual tiene una carga mayor en los ejes traseros a la de un camión tractor. Estas son especialmente críticas en luces cortas.

### ***2.3.2.3. Carga del carril de diseño***

Consistirá en una carga de 10,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica. La carga de carril correspondería a la generada por un tren de camiones medianos a lo largo del puente.

### ***2.3.2.4. Área de contacto de la llanta***

Según la norma, el área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se considerará como un único rectángulo de 510 mm de ancho y cuya longitud será de 250 mm. La carga de rueda (P) aplica únicamente para el camión y el tandem.

Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye de la siguiente manera:

- En superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto especificada
- En superficies interrumpidas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de la huella de la llanta con la presión en la relación entre la superficie del área de contacto especificada y la de contacto real.

El área de la carga se utilizará únicamente para el camión y el tandem de diseño. Para otros vehículos se considerará de acuerdo al comentario C3.6.1.2.5 del CCP-14:

$$\text{Anchura de la llanta} = P/142$$

$$\text{Longitud de llanta} = 165\gamma \left(1 + \frac{IM}{100}\right)$$

Dónde:

$\gamma$  = factor de carga

IM = porcentaje de incremento por carga dinámica

P= Carga de rueda de diseño, N

#### ***2.3.2.5. Distribución de cargas de rueda a través de rellenos de tierra***

De acuerdo a lo estipulado en la norma, si la profundidad del relleno es menor que 600 mm, se despreciará el efecto del relleno sobre la distribución de la sobrecarga. La distribución de la sobrecarga para la parte superior de alcantarillas se puede basar en los requisitos para losas de tablero paralelas al tráfico según lo especificado en el Artículo 4.6.2.10 del CCP-14.

A falta de un análisis más preciso o usar otros métodos aproximados de distribución de cargas permitidos en la Sección 12 del CCP-14, donde la profundidad del relleno es mayor que 600 mm, se puede considerar que las cargas de las ruedas están uniformemente distribuidas en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos, según lo especificado en el Artículo 3.6.1.2.5 del CCP-14, más 1,15 por la profundidad del relleno en el caso de rellenos granulares seleccionados, o la profundidad del relleno en todos los demás casos. Se aplicarán los requisitos de los Artículos 3.6.1.1.2 y 3.6.1.3 del CCP-14.

Si las áreas de varias ruedas se superponen, la carga total se deberá distribuir uniformemente en el área.

Para las alcantarillas de un solo tramo se pueden despreciar los efectos de la sobrecarga si la profundidad del relleno es mayor que 2.400 mm y mayor que la longitud del tramo; para las alcantarillas de múltiples tramos los efectos se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que la distancia entre las caras de los muros extremos. Si en una losa de hormigón el momento debido a sobrecarga e impacto calculado en base a la distribución de la carga de las ruedas a través del relleno es mayor que el momento debido a sobrecarga e impacto calculado de acuerdo con el Artículo 4.6.2.10 del CCP-14, se deberá usar este último momento.

### **2.3.3. Aplicación de la Carga Viva Vehicular de Diseño**

#### ***2.3.3.1. Evaluación general***

A menos que se especifique lo contrario, la sollicitación extrema se deberá tomar como el mayor valor entre:

- El efecto del tándem de diseño combinado con el efecto de la carga del carril de diseño, ó
- El efecto de un camión de diseño con la separación entre ejes variables como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.2 combinado con el efecto de la carga del carril de diseño, y
- Para momento negativo entre puntos de inflexión bajo carga uniforme en todos los vanos, y la reacción solamente en apoyos internos, 100 por ciento del efecto de dos

camiones de diseño separados un mínimo de 15.000 mm entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro camión, combinado con el 90 por ciento del efecto de la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 160 kN de cada camión se tomará como 4.300 mm. Los dos camiones de diseño deben colocarse en varios adyacentes para producir la máxima fuerza.

Deben ignorarse los ejes que no contribuyen a los efectos extremos bajo consideración.

Los carriles de diseño como el ancho cargado de 3000 mm en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se ubicará transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del voladizo del tablero, 300 mm de la cara del bordillo o barandilla, y
- Para el diseño de todos los demás componentes, 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

A menos que se especifique lo contrario, la longitud de los carriles de diseño, o de las partes, que contribuyen al efecto extremo bajo consideración, se tiene cuenta la carga de carril de diseño.

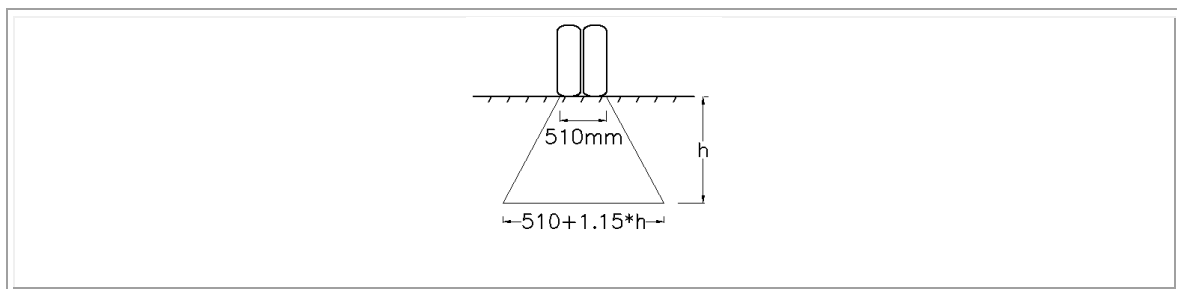


Figura 4. Vista frontal de la proyección de una rueda

Fuente: Propia

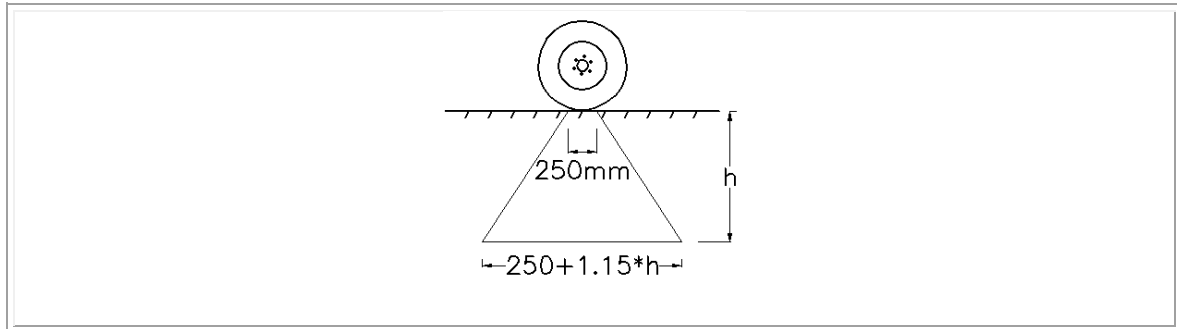


Figura 5. Vista lateral de la proyección de una rueda

Fuente: Propia

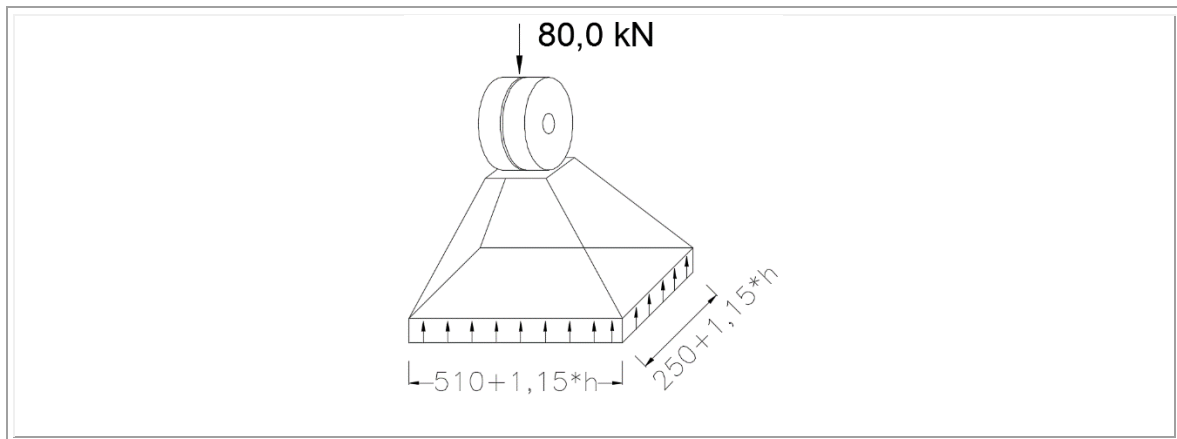


Figura 6. Vista en perspectiva de la proyección de una rueda

Fuente: Propia

En las figuras 4, 5 y 6 se representa la proyección de la carga de rueda a través de un relleno de espesor h.

La carga de la rueda del camión se proyecta entonces, en un área:

$$q = \frac{80.000 N}{(510 + 1,15 \times h) \times (250 + 1,15 \times h)}$$

En la figura 7, se representa la proyección de la carga de rueda a través del relleno de espesor  $h$ , cuando la proyecciones de traslapan.

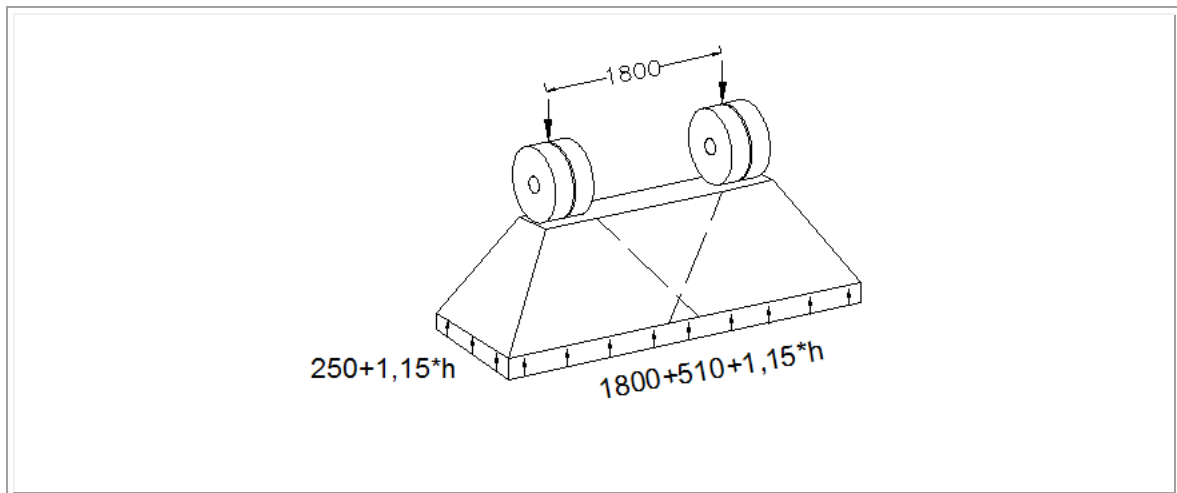


Figura 7. Proyección de dos cargas de rueda que se traslapan

Fuente: Propia

En este caso la carga del eje, se proyecta en un área:

$$q = \frac{160.000 N}{(510 + 1,15 \times h) \times (1800 + 510 + 1,15 \times h)}$$

### Ejercicio1:

Para un espesor de relleno de 900 mm las áreas no se traslapan. Por lo tanto se tiene:

$$q = \frac{80.000 N}{(510 + 1,15 \times 900) \times (250 + 1,15 \times 900)} = 0,040 MPa$$

**Ejercicio 2:**

Para un espesor de relleno de 1.600 mm las áreas se traslapan. Por lo tanto se tiene:

$$q = \frac{160.000 N}{(510 + 1,15 \times 1.600) \times (1.800 + 510 + 1,15 \times 1.600)} = 0,016 MPa$$

**2.3.3.2. Evaluación opcional de la deflexión**

Si el Propietario requiere los criterios opcionales de deflexión por carga viva especificados en el Artículo 2.5.2.6.2 del CCP-14, la deflexión se deberá tomar como el mayor valor entre:

- La que resulta del camión de diseño solo, o
- La que resulta del 25 por ciento del camión de diseño tomado en conjunto con la carga del carril de diseño.

Según el comentario C3.6.1.3.2 del CCP-14. La deflexión de la carga viva es un asunto de servicio. La experiencia con puentes diseñados bajo las ediciones previas de las Standard Specifications de la AASHTO no indican ningún efecto adverso de deflexión de carga viva en sí misma. Por lo tanto, parece haber pocas razones para requerir que los criterios pasados se comparen con una deflexión basada en la carga viva más pesada requerida por estas especificaciones.

### ***2.3.3.3. Cargas de diseño para tableros, sistemas de tableros, y para la losa superior de alcantarillas en cajón***

Los requisitos de este artículo no se aplicarán a los tableros diseñados bajo los requisitos del Artículo 9.7.2 del CCP-14, Método de Diseño Empírico.

Si se usa el método aproximado de las franja para analizar tableros y losas superiores de alcantarillas rectangulares, las solicitaciones se deberán determinar en base a lo siguiente:

- Donde la losa trabaje transversalmente y su longitud no sea mayor que 4.600 mm, se aplicarán las cargas de ejes de camión de diseño del artículo 3.6.1.2.2 o del tándem de diseño del artículo 3.6.1.2.3 del CCP-14 en la losa de tablero o en la losa superior de alcantarillas de cajón.
- Donde las losas trabajen principalmente en la dirección longitudinal:
  - Para las losas superiores de alcantarillas de cajón y para los demás casos, donde su longitud no sea mayor que 4.600 mm, se debe aplicar las cargas de eje del camión de diseño o del tándem de diseño (artículos 3.6.1.2.2 y 3.6.1.2.3 del CCP-14 respectivamente).
  - Para los demás casos, incluyendo puentes de losa maciza (excluyendo la losa superior de alcantarillas en cajón) donde la luz excede 4.600 mm, se debe aplicar toda la carga especificada en el artículo 3.6.1.2 del CCP-14.

Si se usan los métodos refinados para analizar tableros, se deberán considerar lo siguiente:

- Donde las losas trabajen principalmente en dirección transversal, se deberán aplicar a la losa del tablero los ejes del camión especificadas en el Artículo 3.6.1.2.2, o el tándem de diseño del artículo 3.6.1.2.3 del CCP-14.
- Donde las losas trabajen principalmente en dirección longitudinal; incluyendo puentes de losa maciza, se deberán aplicar a la losa del tablero los ejes del camión especificadas en el Artículo 3.6.1.2 del CCP-14.

Las cargas de rueda se deben suponer iguales dentro una unidad de ejes, y no se necesita considerar para el diseño de tableros la amplificación de cargas de rueda debido a la fuerza centrífuga y de frenado.

#### ***2.3.3.4. Carga de los voladizos del tablero***

Según el numeral 3.6.1.3.4, para el diseño de voladizos de tablero de no más de 1800 mm, medidos entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua, la fila de ruedas exterior se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm, ubicada a 300 mm de la cara de la baranda.

Las cargas horizontales en el voladizo provocadas por la colisión de vehículos contra las barreras deberán satisfacer los requisitos de la Sección 13 del CCP-14. Este tema se presentará con el diseño del tablero en el capítulo 8.

### 2.3.4. Carga de Fatiga

#### 2.3.4.1. Magnitud y configuración

La repetición de las cargas vivas vehiculares en el puente, pueden producir daños significativos, debido a la fatiga. El código considera que los camiones no exceden el límite legal, y que los vehículos livianos no generan fatiga, por lo tanto se utiliza la carga de camión para estimar el rango de tensión por carga viva, y se diseñará con un camión de diseño especificado en el artículo 3.6.1.2.2 que estipula un espaciamiento constante de 9.000 mm entre los ejes de 160 kN.

De igual forma se deberá utilizar el incremento por carga dinámica del 15% como se especifica en el artículo 3.6.2 del CCP-14.

Para el diseño de tableros ortotrópicos; es decir, para tableros fabricados con láminas de acero y rigidizadores, se debe usar el patrón de carga que se muestra en la Figura 8.

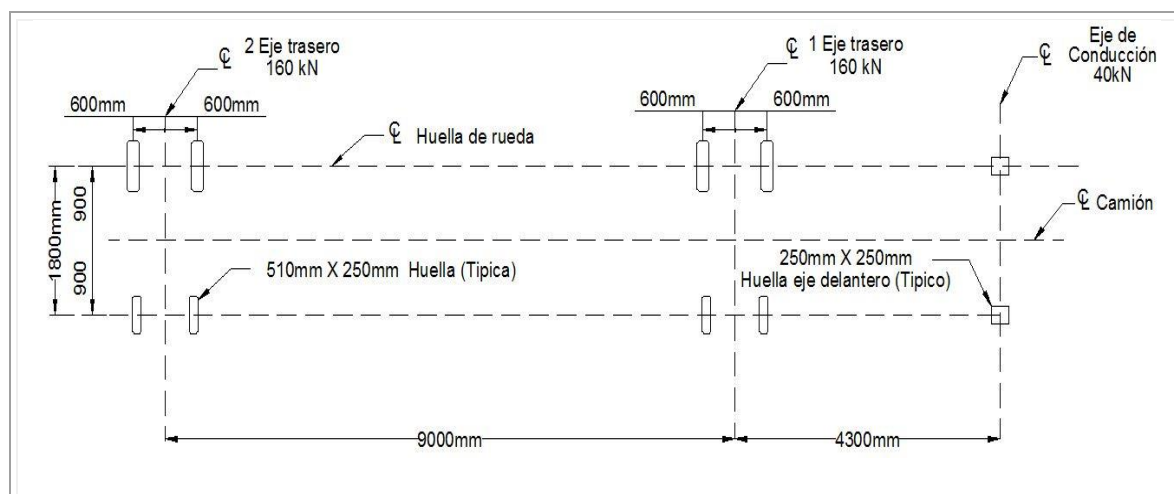


Figura 8. Huella Refinada del Camión de Diseño para Diseño por Fatiga

Fuente: CCP-14 Figura 3.6.1.4.1-1

### 2.3.4.2. Frecuencia

El código define la frecuencia de la carga de fatiga como el tráfico promedio diario de camiones de un solo carril ( $ADTT_{SL}$ ). Esta frecuencia se deberá aplicar a todos los componentes del puente, aún a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menor número de camiones. En ausencia de información más precisa, el ADTT de un único carril se tomará como:

Ecuación 3.6.1.4.2-1.

$$ADTT_{SL} = \rho \times ADTT$$

Donde:

ADTT = número de camiones por día en una dirección, promediado respecto del período de diseño

ADTTSL = número de camiones por día en un único carril, promediado respecto del período de diseño

$\rho$  = valor especificado en la Tabla 7.

Tabla 7. *Fracción de tráfico de camiones en un solo carril,  $\rho$*

Número de carriles disponibles para camiones	$\rho$
1	1.00
2	0.85
3 o más	0.80

Fuente: CCP-14 Tabla 3.6.1.4.2-1

El valor de  $ADTT_{SL}$  se obtiene de estudios de tráfico proyectados a 75 años que es la vida útil considerada en la norma. El valor limitante de tráfico debería considerarse cuando se estime el ADTT, que puede determinarse multiplicando el ADT por la fracción de camión en el tráfico. A falta de datos se puede aplicar los valores de la tabla 8.

Tabla 8. *Fracción de camiones en el tráfico*

<b>Clase de Carretera</b>	<b>Fracción de camiones en el tráfico</b>
Interestatal rural	0.20
Interestatal urbana	0.15
Otras rurales	0.15
Otras urbanas	0.10

Fuente: CCP-14 Tabla C.3.6.1.4.2-1

### ***2.3.4.3. Distribución de carga para fatiga***

#### *2.3.4.3.1. Método refinado*

Según al Artículo 3.6.1.4.3<sup>a</sup> del CCP-14, si el puente se analiza mediante algún método refinado, según lo especificado en el Artículo 4.6.3 del CCP-14, se deberá ubicar un único camión de diseño transversal y longitudinalmente para maximizar el rango de tensión en el detalle considerado, independientemente de la posición de los carriles de circulación y de diseño en el tablero.

#### *2.3.4.3.2. Método aproximado*

El Artículo 3.6.1.4.3b del CCP-14, si el puente se analiza mediante una distribución de cargas aproximada, según lo especificado en el Artículo 4.6.2 del CCP-14, se deberá usar el factor de distribución para un carril de circulación.

#### **2.3.4.4. Cargas peatonales**

Según el Artículo 3.6.1.6, se deberá aplicar una carga peatonal de  $3,6 \times 10^{-3}$  MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de  $4,1 \times 10^{-3}$  MPa. Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas han de ser usados por vehículos para mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

### **2.3.5. Amplificación Por Carga Dinámica (IM)**

#### **2.3.5.1. Requisitos generales**

El artículo 3.6.2.1 define que a menos que los Artículos 3.6.2.2 y 3.6.2.3 del CCP-14 permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífuga y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 1 para incremento de carga dinámica.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como:

$$(1 + IM/100)$$

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

Tabla 9. *Incremento por carga dinámica*

<b>Componente</b>	<b>IM</b>
Juntas de Tablero-Todos los Estados Limite	75%
Todos los demás componentes:	
- Estado Limite de Fatiga y Fractura	15%
- Todos los demás Estados Limite	33%

Fuente: CCP-14 Tabla 3.6.2.1-1

De igual forma se especifica que la aplicación del incremento por carga dinámica para componentes enterrados, tratada en la Sección 12 del CCP-14, será como se especifica en el Artículo 3.6.2.2. No es necesario aplicar el incremento por carga dinámica a:

- Muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura, y
- Componentes de las fundaciones que están completamente por debajo del nivel del terreno.

El incremento por carga dinámica se puede reducir para algunos componentes, excepto las juntas, si hay evidencia suficiente que lo justifique, de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.7.2.1 del CCP-14.

### **Ejemplo:**

Se quiere conocer el momento por carga viva más impacto para estado límite de resistencia, para determinada posición de una viga de la cual se tienen los siguientes valores de sollicitación a flexión:

Momento por carril	514,9 kN-m
Momento por camión	1369,9 kN-m
Momento por tándem	1137,4 kN-m

Carril + camión=

$$M_{L+I} = 514,9 + \left(1 + \frac{33}{100}\right) \times 1369,9 = 2.335,9 \text{ kN} - m \leftarrow$$

Carril + tándem=

$$M_{L+I} = 514,9 + \left(1 + \frac{33}{100}\right) \times 1137,4 = 2.026,7 \text{ kN} - m$$

Por lo tanto  $M_{L+I} = 2.335,9 \text{ kN} - m$

### **2.3.5.2. Componentes enterrados**

Según el numeral 3.6.2.2 del CCP-14, debe considerarse un incremento por carga dinámica para alcantarillas y otras estructuras enterradas cubiertas por la Sección 12 del CCP-14, en porcentaje, igual a:

Ecuación 3.6.2.2-1.

$$IM = 33 \times (1,0 - 4,1 \times 10^{-4} \times D_E) \geq 0\%$$

Dónde:

$D_E$  = profundidad mínima de la cubierta de tierra sobre la estructura (mm)

Dado que para alcantarillas solo aplica la carga de camión o la carga de tándem, el incremento por carga dinámica se aplica la totalidad de la carga viva.

### 2.3.6. Fuerzas Centrífigas (CE)

De acuerdo al artículo 3.6.2.2 del CCP-14, debe considerarse una fuerza centrífuga generada por las cargas vivas en los puentes con alineamientos curvos, estas fuerzas deberán tomarse como el producto entre los pesos por eje del camión o tándem de diseño y el siguiente factor C:

Ecuación 3.6.3-1

$$C = f \frac{v^2}{gR}$$

Dónde:

v = velocidad de diseño de la carretera (m/s)

f= 4/3 para combinaciones de carga diferentes de fatiga y 1,0 para fatiga

g = aceleración de la gravedad: 9,807 (m/s<sup>2</sup>)

R = radio de curvatura del carril de circulación (m)

La carga a la cual se aplica el factor C, no considera la carga de carril, y se limita a la carga por camión o tándem.

La velocidad de diseño de la carretera no se deberá tomar menor que el valor especificado en la publicación de AASHTO A Policy of Geometric Design of Highways and Streets (1990).

Se deberán aplicar los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 3.6.1.1.2. Las fuerzas centrífugas se deberán aplicar horizontalmente a una distancia de 1,8 m sobre la superficie de la calzada, como se muestra en la figura 9.

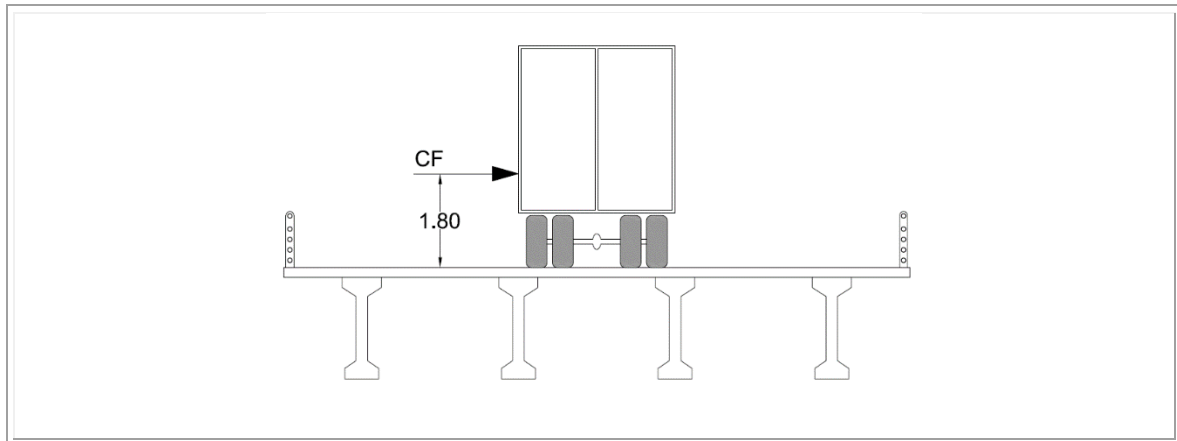


Figura 9. Fuerza centrífuga

Fuente: Propia

Ejemplo:

Para un puente con tres carriles de tráfico y una velocidad de diseño de 80 km/h y un alineamiento curvo con un radio de 120 m, se requiere valorar la fuerza centrífuga, para el estado límite de resistencia.

$$v = 80 \frac{km}{h} = 22,2 \text{ m/s}$$

$f = 1,0$  Para estado límite de resistencia

$$g = 9,81 \frac{m}{s^2}$$

$$R = 120 \text{ m}$$

Factor de multipresencia para tres carriles  $m = 0,85$ , según la tabla 3.6.1.1.2-1 del CCP-14

$$\text{Factor de fuerza centrífuga por carril } C = \left(1,0 \times \frac{22,2^2}{9,81 \times 120}\right) = 0,419$$

Entonces la fuerza centrífuga (CF), para tres carriles que se aplica en forma radial, es igual al peso del camión o del tándem multiplicado por el coeficiente C.

$$\text{Para el camión} \quad CF = 3 \times 0,85 \times (40 + 160 + 160) \times 0,419 = 384,6 \text{ kN}$$

$$\text{Para el tándem} \quad CF = 3 \times 0,85 \times (125 + 125) \times 0,419 = 267,1 \text{ kN}$$

Entonces la fuerza centrífuga a utilizar es igual a:

$$CF = 384,6 \text{ kN}$$

### 2.3.7. Fuerza De Frenado (BR)

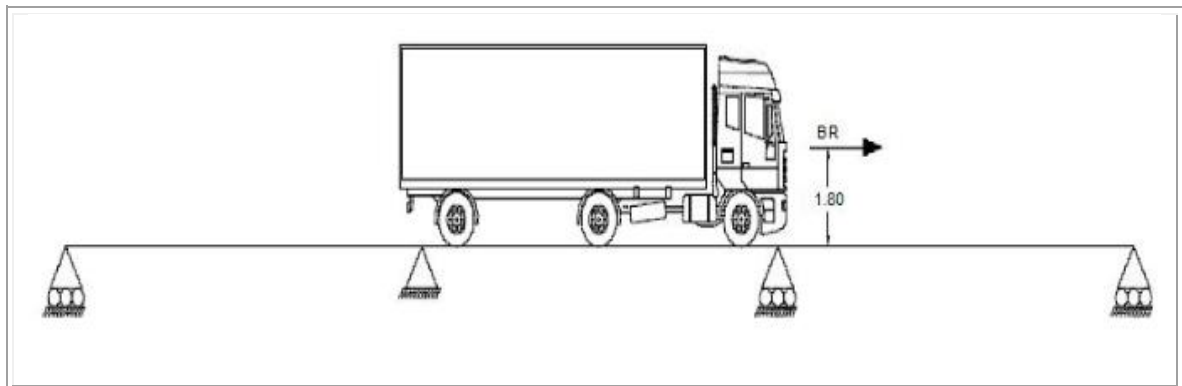
Esta fuerza se genera cuando los vehículos frenan y la fuerza inicial se transfiere al tablero por fricción. De acuerdo con el numeral 3.6.4, la fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor valor entre:

- El 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril de diseño o 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril de diseño.

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados de acuerdo con el Artículo 3.6.1.1.1 del CCP-14 y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar

solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 3.6.1.1.2 del CCP-14.



*Figura 10. Fuerza de frenado*

Fuente: Propia

Según el comentario C.3.6.4 del CCP-14, en base a los principios de la energía, y suponiendo una desaceleración uniforme, la fuerza de frenado determinada como una fracción del peso del vehículo es:

Ecuación C3.6.4-1

$$b = \frac{v^2}{2ga}$$

Dónde:

a= es la longitud de desaceleración uniforme

b= es la fracción.

Calculando para una longitud de frenado de 120 m y una velocidad de 90 km/h (25 m/s) se obtiene  $b = 0,25$  para una fuerza horizontal que actuará durante un período de alrededor de 10 segundos. El factor "b" se aplica a todos los carriles en una dirección porque todos los vehículos pueden haber reaccionado dentro de este período de tiempo.

### **Ejemplo:**

Para un puente de 3 carriles y 120 m de luz, la carga por frenado que se aplica paralela al eje longitudinal, considerando que el puente tiene 3 carriles se determina así:

Opción 1:

Para el camión  $BR = 0,25 \times (40 + 160 + 160) = 90,0 \text{ kN}$

Para el tándem  $BR = 0,25 \times (125 + 125) = 62,5 \text{ kN}$

Opción 2:

Para el camión + carril

$$BR = 0,05 \times (40 + 160 + 160) + 0,05 \times (10,3 \times 120) = 79,8 \text{ kN}$$

Para el tándem + carril

$$BR = 0,05 \times (125 + 125) + 0,05 \times (10,3 \times 120) = 74,3 \text{ kN}$$

Se toma el mayor de los cuatro valores y se aplica para tres carriles

$$BR = 3 \times 90,0 = 270 \text{ kN}$$

Como se observa, la carga por tándem solo es crítica para luces menores a 4,3 m.

### **2.3.8. Fuerza de Colisión Vehicular (CT)**

#### ***2.3.8.1. Protección de las estructuras***

Según el Artículo 3.6.5.1 del CCP-14, deben investigarse contra colisión los estribos y pilares que se encuentren dentro de una distancia de 9.000 mm al borde de la calzada. Esto se realizará a menos que el propietario indique lo contrario. La colisión deberá brindar resistencia estructural, absorbiendo la carga de colisión o reorientándola. Para esto se deberá aplicar el artículo 2.3.2.2.1.

De ser necesario proporcionar resistencia estructural, las pilas o estribos deben diseñarse para una fuerza estática de 2.600 kN, que se aplicará a 0 o 10 grados del pavimento, a una distancia de 1.500 mm.

Según el comentario C.3.6.5.1 del CCP-14, estas dimensiones fueron determinadas considerando el tamaño de un marco de camión y se han eliminado los requisitos para colisión de trenes que se encontraban en ediciones previas, se recomienda a diseñadores consultar los requerimientos para colisión de trenes en el AREMA (Manual for Railway Engineering) o en las directrices de las compañías de trenes locales.

Donde se pretenda reorientar o absorber la carga de colisión se deberá considerar:

- Un terraplén;

- Una barrera estructuralmente independiente, resistente a choques montada en el terreno y de 1.400 mm de altura, ubicada a 3.000 mm o menos del componente protegido; o
- Una barrera de 1.000 mm de altura ubicada a más de 3.000 mm del componente protegido.

Esta exención sólo se podrá aplicar si la barrera es estructural y geoméricamente capaz de sobrevivir el ensayo de impacto para Nivel de ensayo 5, según lo especificado en la Sección 13 del CCP-14.

#### ***2.3.8.2. Colisión de vehículos contra las barreras***

Se aplicarán los requisitos de la Sección 13 del CCP-14.

### **2.3.9. Cargas De Agua (WA)**

#### ***2.3.9.1. Presión estática***

Debe considerarse una fuerza aplicada a los elementos del puente que están expuestos a la acción de las corrientes. En el numeral 3.7.1 del código se establece que la presión hidrostática actuará de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se calculará como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y  $g$  (aceleración de la gravedad). Los niveles de agua de diseño para los diferentes estados límites serán los especificados y/o aprobados por el Propietario.

### 2.3.9.2. Flotación

Se considerará como una fuerza de levantamiento, tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas, según lo especificado en el Artículo 3.7.1, que actúan sobre todos los componentes debajo del nivel de agua de diseño.

### 2.3.9.3. Presión de la corriente

#### 2.3.9.3.1. Longitudinal

La presión de flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se tomará como:

Ecuación C3.7.3.1-1

$$p = C_D \frac{w}{2g} V^2$$

Dónde:

$p$  = presión del agua fluyendo (MPa)

$C_D$  = coeficiente de arrastre para pilares como se especifica en la Tabla 3.7.3.1-1.

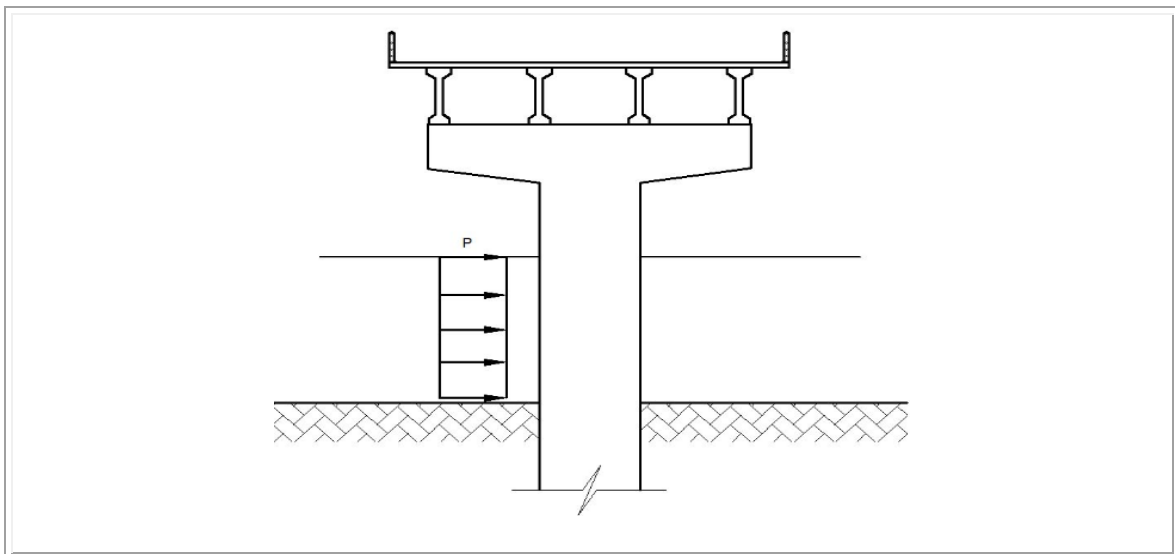
$V$  = velocidad de diseño del agua para la inundación de diseño en estados límites de resistencia y servicio y para la inundación de verificación en el estado límite de evento extremo (m/s).

Tabla 10. *Coefficiente de Arrastre*

<b>Tipo</b>	<b><math>C_D</math></b>
Pilar semicircular	0,7
Pilar cuadrado	1,4
Residuos fijados contra el pilar	1,4
Pilar de sección en cuña de 90 grados o menos	0,8

Fuente: CCP-14 Tabla 3.7.3.1-1

De acuerdo al Artículo 3.7.3.1 del CCP-14, la fuerza de arrastre longitudinal se deberá tomar como el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 11. *Presión de la corriente longitudinal*

Fuente: Propia

### 2.3.9.3.2. *Lateral*

En el Artículo 3.7.3.2 se establece que la presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo  $\theta$  respecto del eje longitudinal de la pila se deberá tomar como:

Ecuación 3.7.3.2-1

$$p = 5,14 \times 10^{-4} C_L V^2$$

Dónde:

p = presión lateral (kN/m<sup>2</sup>)

C<sub>L</sub>= coeficiente de arrastre lateral especificado en la Tabla 3.7.3.2-1.

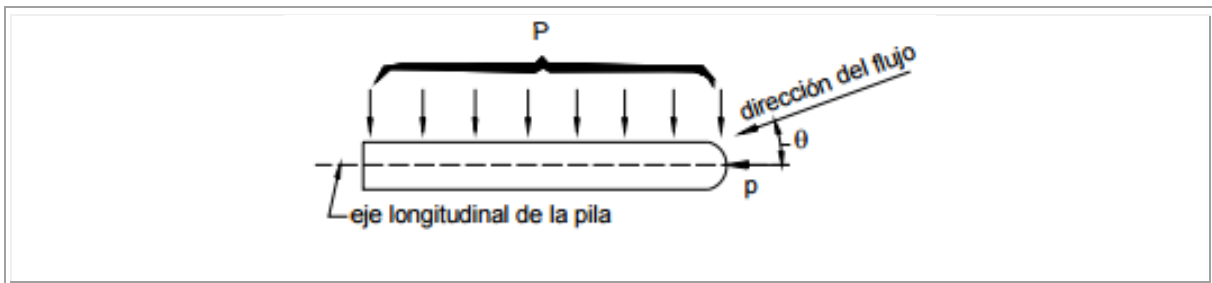


Figura 12. Vista en planta de la pila mostrando la presión del flujo de la corriente

Fuente: CCP-14 Figura 3.7.3.2-1

**Tabla 11. Coeficiente de arrastre lateral**

Ángulo, □, entre la dirección del flujo y el eje longitudinal del pilar	C <sub>L</sub>
0 grados	0
5 grados	0,5
10 grados	0,7
20 grados	0,9
≥ 30 grados	1,0

Fuente: CCP-14 Tabla 3.7.3.2-1

### 2.3.10. Carga de Viento: WL Y WS

#### 2.3.10.1. Presión horizontal del viento

##### 2.3.10.1.1. Requisitos generales

Se asumirá que las presiones especificadas en el código, son provocadas por una velocidad básica del viento  $V_B$ , de 160 km/h. Esta velocidad corresponde a condiciones climáticas de los Estados Unidos para donde fue diseñado el código base que sirvió para definir el código colombiano, y en consecuencia podrán ser ajustadas en función de los datos de velocidad disponibles para el sitio del puente.

Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de piso y las barandas, vistas en elevación perpendicular a la dirección de viento supuesta. Esta dirección se deberá variar para determinar las sollicitaciones extremas en la estructura o en sus componentes. En el análisis se pueden despreciar las superficies que no contribuyen a la sollicitación extrema analizada.

Para puentes o componentes de puentes a más de 10.000 mm sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño  $V_{DZ}$ , se deberá ajustar de acuerdo con:

Ecuación 3.8.1.1-1

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$$

Dónde:

$V_{DZ}$ = velocidad de viento de diseño a la elevación de diseño, Z (km/h)

$V_{10}$ = velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (km/h)

$V_B$ = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10.000 mm, que generan las presiones especificadas en los Artículos 3.8.1.2.1 y 3.8.1.2.2 del CCP-14.

Z = altura de la estructura en la cual se calculan las cargas de viento, medida desde el nivel del terreno o del nivel del agua, > 10.000 mm

$V_0$ = velocidad de fricción, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 3.8.1.1-1, para varias características de la superficie contra el viento (km/h)

$Z_0$  = longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica del viento tomada como se especifica en la Tabla 3.8.1.1-1 (mm).

Tabla 12. Valores de  $V_0$  y  $Z_0$  para varias condiciones de superficie de aguas arriba

Condición	Campo		
	Abierto	Suburbano	Ciudad
$V_0$ (km/h)	13,20	17,50	19,30
$Z_0$ (m)	0,07	1,00	2,50

Fuente: CCP-14 Tabla 3.8.1.1-1

### 2.3.10.2. Requisitos generales

Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica de viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucran viento más sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que el Artículo 3.8.3

especifique lo contrario. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en MPa, se puede determinar como:

Ecuación 3.8.1.2.1-1

$$P_D = P_B \frac{v_{DZ}^2}{v_B^2} = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25600}$$

$P_B$  = Presión básica del viento especificada en la Tabla 3.8.1.2.1-1 (MPa)

Debe calcularse la fuerza de viento sobre la estructura multiplicando la presión de viento de diseño ( $P_D$ ), por el área expuesta, esto teniendo en cuenta las barreras de sonido si existen.

Tabla 13. Presiones básicas,  $P_B$ , correspondientes a  $V_B = 160$  km/h

Componente de la Subestructura	Carga de Barlovento MPa	Carga de Sotavento MPa
Cerchas, Columnas y Arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Superficies grandes Planas	0,0019	NA

Fuente: CCP-14 Tabla 3.8.1.2.1-1

La carga de viento no se deberá tomar menor que 4,5 kN/m en el plano de un cordón a barlovento ni 2,2 kN/m en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 4,5 kN/m en vigas.

### 2.3.10.2.1. Cargas provenientes de superestructuras

Si el viento no se toma normal a la estructura, la presión básica del viento  $P_B$  para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en la Tabla 3.8.1.2.2-1, y se deberá aplicar a una única ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente.

Tabla 14. Presiones básicas,  $P_B$ , Para varios ángulos de ataque y a  $V_B = 160 \text{ km/h}$

Ángulo Esviado del Viento (Grados)	Cerchas, Columnas y Arcos		Vigas	
	Carga lateral (kPa)	Carga Longitudinal (kPa)	Carga Lateral (kPa)	Carga Longitudinal (kPa)
0	3,600	0,000	2,397	0,000
15	3,356	0,574	2,109	0,288
30	3,116	1,342	1,966	0,575
45	2,253	1,966	1,582	0,767
60	1,151	2,397	0,815	0,911

Fuente: CCP-14 Tabla 3.8.1.2.2-1

Para las cerchas, columnas y arcos las presiones básicas del viento especificadas en la Tabla 3.8.1.2.2-1, son la sumatoria de las presiones aplicadas tanto a las áreas a barlovento como a las áreas a sotavento.

De acuerdo al artículo 3.8.1.2.2 del CCP-14, para los puentes usuales de vigas y de losa maciza que tienen una sola luz no mayor que 38.000 mm y una altura máxima de 10.000 mm sobre el nivel del terreno o del agua puede usarse la siguiente presión de viento:

- 2,40 kPa, transversal
- 0,58 kPa, longitudinal

Ambas presiones deben aplicarse simultáneamente. No se deben usar estas presiones para determinar las fuerzas sobre barreras de sonido.

### ***2.3.10.3. Fuerzas aplicadas directamente a la superestructura***

El Artículo 3.8.1.2.3 del CCP-14, define que las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 1,918 kPa. Para direcciones del viento consideradas oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones del extremo y frontal de la subestructura. La componente perpendicular a la elevación del extremo deberá actuar sobre el área de subestructura expuesta como se la ve en la elevación del extremo, y la componente perpendicular a la elevación frontal deberá actuar sobre las áreas expuestas y se aplicará simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura (Código Colombiano de Puentes, 2014).

#### ***2.3.10.1.3. Presión de viento sobre vehículos (WL)***

Según el artículo 3.8.1.3, si hay vehículos presentes, la presión de viento de diseño se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión de viento sobre los vehículos se representará como una fuerza interrumpible, en movimiento, de 1,46 kN/m actuando perpendicular a la calzada y 1.800 mm sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura. Si el viento sobre los vehículos no se considera perpendicular a la estructura, las

componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga se pueden tomar como se especifica en la tabla 3.8.1.3-1, tomando el ángulo de oblicuidad con respecto a la normal a la superficie.

Tabla 15. *Componentes de Viento sobre Carga Viva*

Ángulo de esviación (Grados)	Componente Perpendicular (kN/m)	Componente Paralela (kN/m)
0	1,461	0,000
15	1,286	0,175
30	1,198	0,351
45	0,964	0,468
60	0,497	0,555

Fuente: CCP-14 Tabla 3.8.1.3-1

De igual forma se establece que para los puentes usuales de vigas y de losa maciza que tienen una sola luz no mayor que 38.000 mm y una altura máxima de 10.000 mm sobre el nivel del terreno o del agua puede usarse la siguiente presión de viento:

- 1,46 kPa, transversal
- 0,58 kPa, longitudinal

Ambas presiones deben aplicarse simultáneamente.

### **2.3.10.2. Presión vertical de viento**

El Artículo 3.8.2 define que a menos que el Artículo 3.8.3 determine lo contrario, se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 0,96 kPa por el ancho del tablero,

incluyendo parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza se aplicará sólo para los estados límites que no involucren viento más 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 especificadas en el Artículo 3.8.1.

### ***2.3.10.3. Inestabilidad aeroelástica***

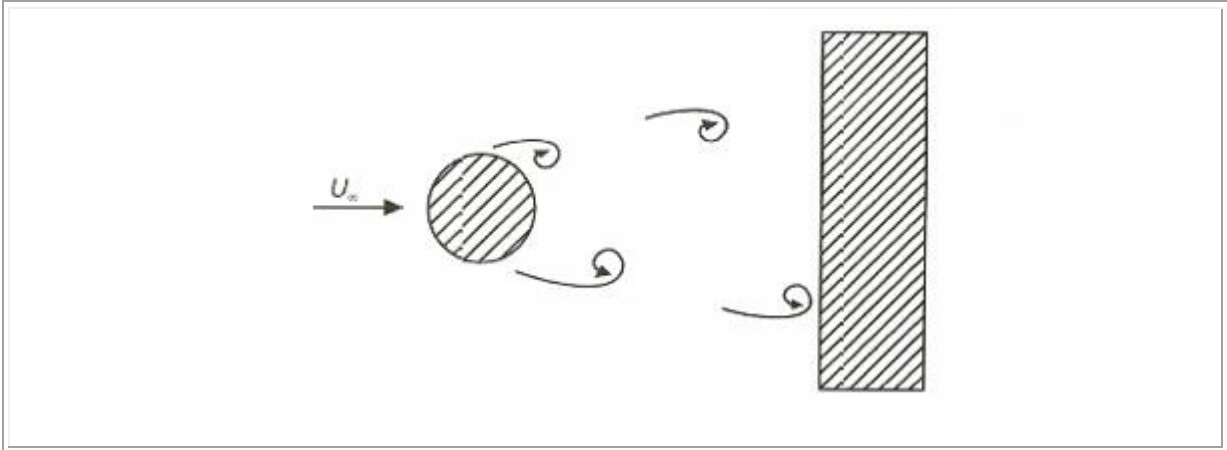
#### *2.3.10.3.1. Requisitos generales*

Según el Artículo 3.8.3.1, se deberán considerar las sollicitaciones aeroelásticas en el diseño de puentes y componentes estructurales que pueden ser sensibles al viento. A los fines de este artículo, todos los puentes y componentes estructurales de los mismos cuya relación longitud a profundidad sea superior a 30 se considerarán sensibles al viento. También se deberá considerar la vibración de cables provocada por la interacción del viento y lluvia.

#### *2.3.10.3.2. Fenómenos aeroelásticos*

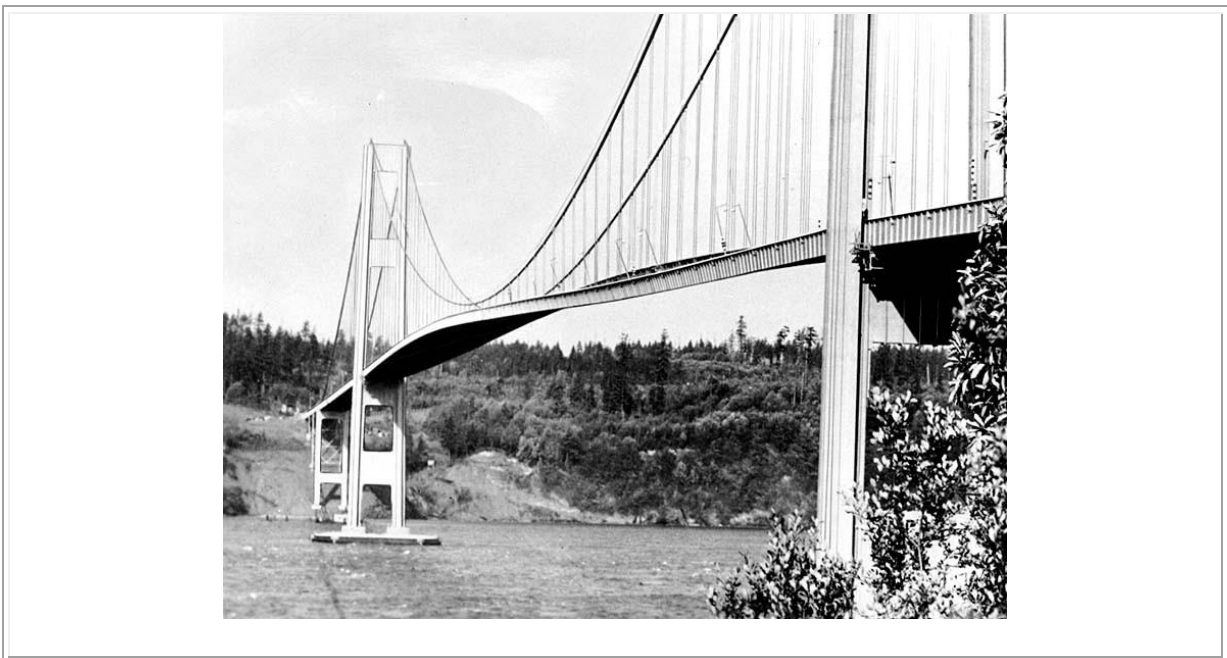
Los fenómenos aeroelásticos de excitación de vórtices, galope, flameo, y divergencia se deberán considerar cuando corresponda.

Las sollicitaciones aeroelásticas son especialmente importantes para puentes de grandes luces como atirantados o puentes colgantes, en los cuales se pueden presentar fenómenos que pueden generar oscilaciones en los puentes, y que pueden conllevar a causar movimientos que generen malestar a los usuarios del puente, e inclusive el colapso cuando se suman fenómenos de resonancia. Un ejemplo famoso de esta posibilidad es el colapso del puente Tacoma Narrows.



*Figura 13. Fenómeno de Bataneo*

Fuente: Meseguer, J., Sanz, A., Perales, J.M. & Pindado, S. (2001). Aerodinámica Civil, Cargas de viento en las edificaciones. Madrid: Mc Graw Hill.



*Figura 14. Colapso del puente de Tacoma Narrows*

Fuente: Niels H. Abel y Evariste Galois. El último baile del puente Tacoma Narrows, Londres  
Recuperado. 1 de diciembre de 2015. <https://abelgalois.wordpress.com/2012/03/24/el-ultimo-baile-del-puente-tacoma-narrows/>

### 2.3.10.3.3. Control de respuestas dinámicas

Se establece en el Artículo 3.8.3.3, que los puentes y sus componentes estructurales, incluyendo los cables, se deberán diseñar de manera que no se presenten daños por fatiga provocada por oscilaciones inducidas por vórtices o galope. Los puentes se deberán diseñar de manera de estar libres de divergencia y flameo catastrófico para hasta 1,2 veces la velocidad de viento de diseño aplicable a la altura del tablero del puente.

### 2.3.10.3.4. Ensayos en túnel de viento

Las normas prescriben para puentes especiales, la utilización de modelos escala y túneles de viento, para los cuales es necesario contar con información de campo sobre la topografía y el comportamiento de las ráfagas de viento a lo largo del año.

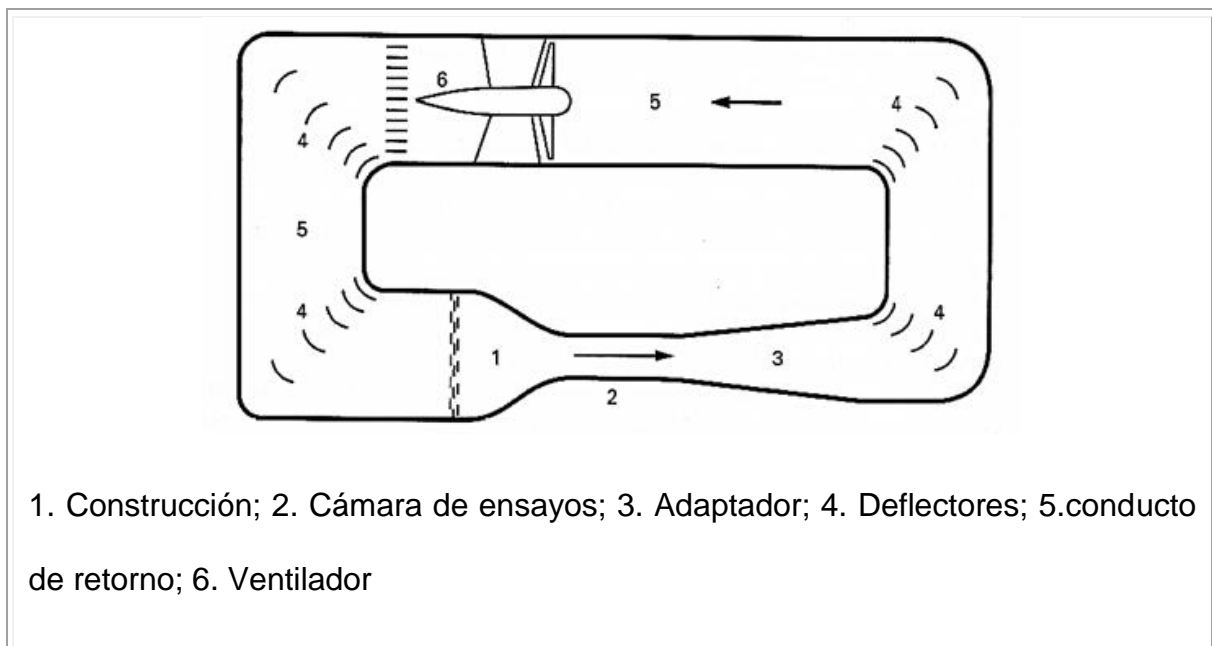


Figura 15. Túnel de viento

Fuente: Meseguer, J., Sanz, A., Perales, J.M. & Pindado, S. (2001). Aerodinámica Civil,

Cargas de viento en las edificaciones. Madrid: Mc Graw Hill.

### 2.3.11. Efectos Sísmicos (EQ)

#### 2.3.11.1. Aspectos generales

Como se refiere en el artículo 3.10.1, los puentes deben diseñarse para que tengan una baja probabilidad de colapso pero se admite que puedan sufrir daño significativo e interrupción del servicio cuando se sometan a movimientos sísmicos del terreno que tengan el 7% de probabilidad de ser excedidos en 75 años, equivalente aproximadamente a mil años de periodo de retorno promedio y puede requerirse un reemplazo parcial o total del puente.

Las fuerzas sísmicas son los efectos causados por los movimientos sísmicos de diseño expresados como fuerzas horizontales y calculadas como se prescribe en el artículo 4.7.4 con base en el coeficiente de respuesta elástica,  $c_m$ , especificado en 3.10.4 y la masa equivalente de la superestructura, y dividido por el factor de modificación de respuesta, R, especificado en 3.10.7.1.

Los requisitos presentados aquí son aplicables a puentes de construcción no convencional, la entidad contratante del diseño debe especificar las disposiciones apropiadas especiales que modifiquen y amplíen los presentes requisitos en los casos de construcción no convencional. A menos que el propietario especifique otra cosa, no es necesario aplicar estas disposiciones a estructuras completamente enterradas.

No se requiere considerar los efectos sísmicos para alcantarillas de cajón (box culverts) y estructuras enterradas, excepto donde crucen fallas activas.

Debe considerarse el potencial de licuación del suelo y de estabilidad de taludes ante acciones sísmicas.

### ***2.3.11.2. Amenaza sísmica***

Según el Artículo 3.10.2, la amenaza sísmica en el sitio del puente debe describirse por medio del espectro de aceleraciones para el sitio y los factores del sitio correspondientes al tipo de perfil de suelo en el sitio.

El espectro de aceleraciones debe determinarse usando el procedimiento general nombrado en el artículo 3.10.2.1 o el procedimiento particular especificado en el numeral 3.10.2.2.

Debe usarse el procedimiento particular de sitio si existe cualquiera de las siguientes condiciones:

- El sitio está ubicado cerca a una distancia de 10 km de una falla activa
- El sitio se califica como perfil de sitio F (artículo 3.10.3.1.)
- Se esperan sismos de larga duración en la región
- La importancia del puente es tal que debe considerarse una probabilidad de excedencia más baja para el sismo de diseño (y por ende un periodo de retorno promedio más largo).

Si se usan acelerogramas para caracterizar los efectos del sismo de diseño para el sitio, estos deben determinarse de acuerdo con el numeral 4.7.4.3.4b.

### 2.3.11.2.1. Procedimiento general

A continuación se definen las variables requeridas para construir el espectro de aceleraciones de diseño.

$F_{PGA}$  = Valores del factor del sitio, en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones. Se obtiene de la Tabla 3.10.3.2-1.

$PGA$  = Coeficiente de aceleración pico del terreno. Se obtiene de la Figura 3.10.2.1-1.

$F_a$  = Valores del factor del sitio, en el intervalo de periodos de vibración cortos del espectro de aceleraciones. Se obtiene de la Tabla 3.10.3.2-2.

$F_v$  = Valores del factor del sitio, en el intervalo de periodos de vibración largos del espectro de aceleraciones. Se obtiene de la Tabla 3.10.3.2-3.

$S_s$  = Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un periodo de vibración 0,2 segundos. Se obtiene de la Figura 3.10.2.1-2.

$S_1$  = Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un periodo de vibración 1,0 segundos. Se obtiene de la Figura 3.10.2.1-3.

$A_s$  = Coeficiente elástico de respuesta sísmica para  $T=0$  segundos

$S_{DS}$  = Coeficiente de aceleración espectral

$S_{D1}$  = Coeficiente de aceleración espectral

$T_s$  = Periodo de vibración que define el punto en el cual el espectro de aceleraciones cambia de la zona independiente del periodo a ser inversamente proporcional al periodo

$T_0$  = periodo de vibración de referencia empleado para definir la forma espectral e igual 0,2  $T_s$ .

Las siguientes tablas corresponden a los factores de sitio, deben usarse para periodo de vibración cero, para periodos de vibración cortos y periodos de vibración largos, en dicho orden.

Tabla 16. Valores del factor de Sitio,  $F_{PGA}$ , en el periodo de vibración cero del Espectro de Aceleraciones

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos (Véase la nota 1)				
	PGA ≤ 0.1	PGA = 0.2	PGA = 0.3	PGA = 0.4	PGA ≥ 0.5
<b>A</b>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<b>B</b>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>C</b>	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
<b>D</b>	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
<b>E</b>	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
<b>F</b>	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2

NOTAS:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de PGA.
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de ampliación de onda.

Fuente: CCP-14 Tabla 3.10.3.2-1

Tabla 17. Valores del factor de sitio,  $F_a$ , en el Intervalo de períodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones

Tipo de perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de 0.2 s (Véase la Nota 1)				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
<b>A</b>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<b>B</b>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>C</b>	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
<b>D</b>	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
<b>E</b>	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
<b>F</b>	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2

NOTAS:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de  $S_s$ .
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de ampliación de onda.

Fuente: CCP-14 Tabla 3.10.3.2-2

Tabla 18. Valores del factor de sitio,  $F_v$ , en el Intervalo de períodos de vibración largos del Espectro de Aceleraciones

Tipo de perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de 1.0 s (Véase la Nota 1)				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
<b>A</b>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<b>B</b>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>C</b>	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
<b>D</b>	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
<b>E</b>	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
<b>F</b>	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2

NOTAS:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de  $S_1$ .
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de ampliación de onda.

Fuente: CCP-14 Tabla 3.10.3.2-3

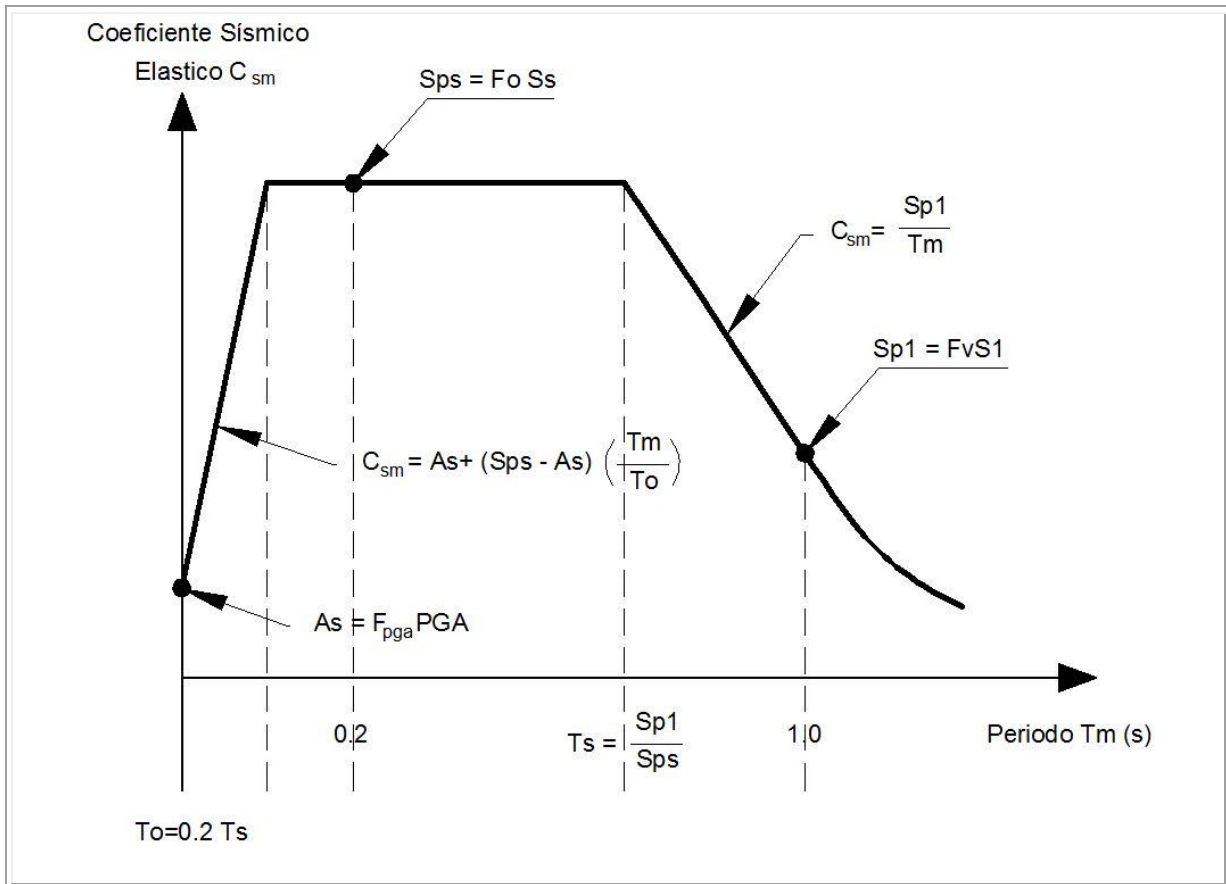


Figura 16. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento

Fuente: Adaptado de CCP-14 Figura 3.10.4.1-1

Según el comentario C3.10.4.1 del CCP-14, para periodos mayores de mas o menos 3s, se ha observado que en ciertos entornos sísmicos los desplazamientos espectrales tienden a un valor constante lo que implica que el espectro de aceleraciones se toma inversamente proporcional al periodo para estos periodos. Consecuentemente, el espectro de la figura 16 puede representar resultados conservadores para puentes de periodo largo (mayores que mas o menos 3s).

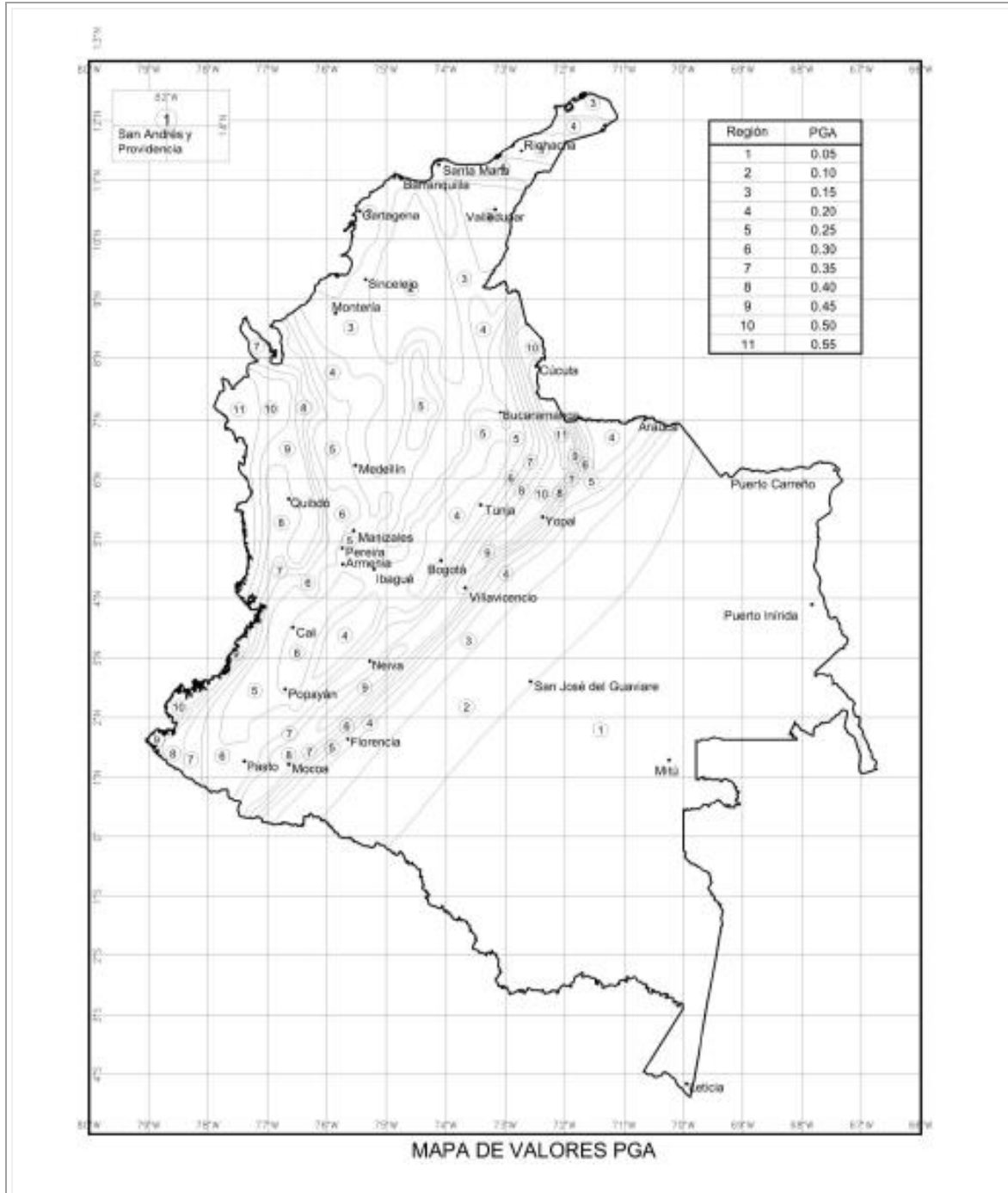


Figura 17. Aceleración pico horizontal del terreno (PGA)

Fuente: Figura de CCP-14 Figura 3.10.2.1-1

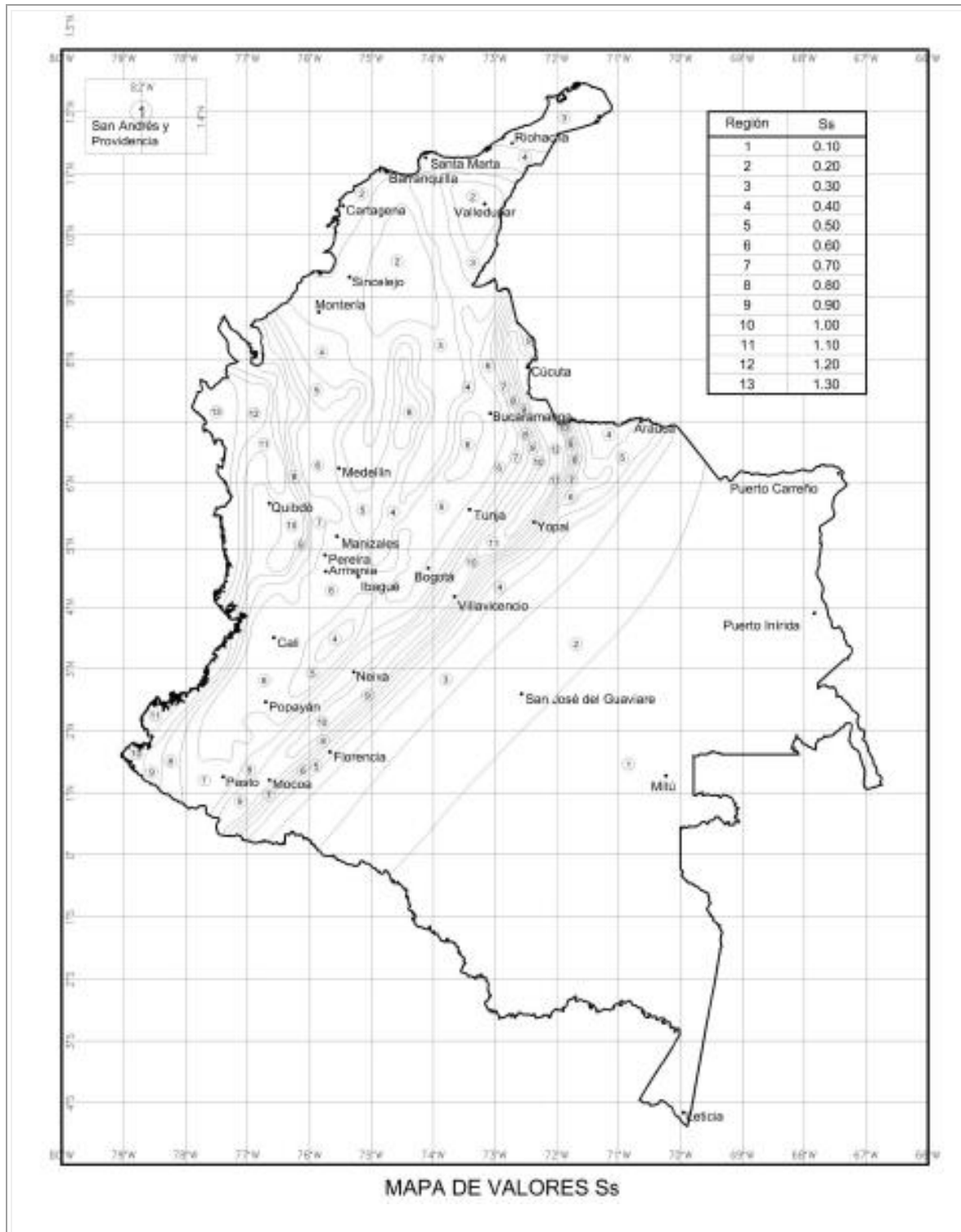


Figura 18. Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un periodo de vibración de 0,2 segundos ( $S_s$ )

Fuente: Figura de CCP-14 Figura 3.10.2.1-2

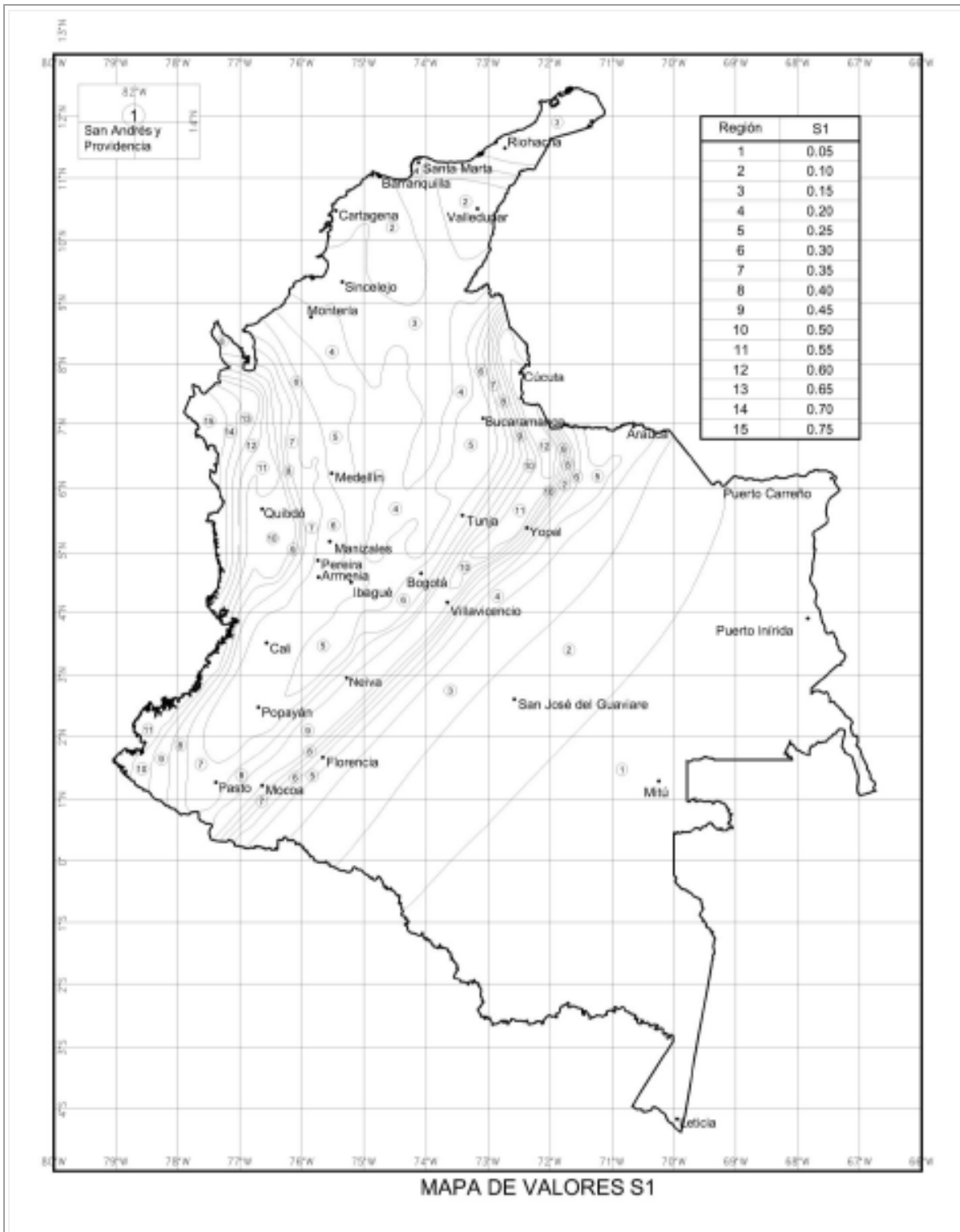


Figura 19. Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un periodo de vibración de 1,0 segundos ( $S_1$ )

Fuente: Figura de CCP-14 Figura 3.10.2.1-3

Tabla 19. Zonas de Desempeño Sísmico

<b>Coefficiente de aceleración espectral <math>S_{D1}</math></b>	<b>Zona de Desempeño Sísmico</b>
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Fuente: CCP-14 Tabla 3.10.6-1

Tabla 20. Factores de Modificación de Respuesta - Subestructuras

<b>Subestructura</b>	<b>Categoría Operacional</b>		
	<b>Crítica</b>	<b>Esencial</b>	<b>Otra</b>
Pilares tipo muro-dimensión mayor	1.5	1.5	2.0
Pórticos de concreto reforzado			
* Pilas Verticales Únicamente	1.5	2.0	3.0
* Con pilas inclinadas	1.5	1.5	2.0
Columnas solas	1.5	2.0	3.0
Pórticos de acero o compuestos hacer/concreto			
* Pilas Verticales Únicamente	1.5	3.5	5.0
* Con pilas inclinadas	1.5	2.0	3.0
Pórticos con múltiples columnas	1.5	3.5	5.0

Fuente: CCP-14 Tabla 3.10.7.1-1

Tabla 21. Factores de Modificación de respuesta -- Conexiones

<b>Conexión</b>	<b>Todas las categorías Operacional</b>
Superestructura a estribo	0.8
Juntas de expansión en un vano de la superestructura	0.8
Columnas, pilares, o pilas a la viga o la superestructura	1.0
Columnas o pilares a la cimentación	1.0

Fuente: CCP-14 Tabla 3.10.7.1-2

### 2.3.11.2.2. Ejemplo de construcción del espectro de aceleraciones

A continuación se presenta el ejemplo del espectro de aceleraciones para un puente ubicado en la autopista Bucaramanga-Floridablanca, para el que el estudio geotécnico determinó un perfil de suelo D.

De las gráficas 3.10.2.1-1, 3.10.2.1-2 y 3.10.2.1-3 se obtiene que el sitio corresponde a la zona 5 para la cual:

$$PGA = 0,25$$

$$S_s = 0,5$$

$$S_1 = 0,25$$

Se obtiene de la Tabla 3.10.3.2-1. Debe interpolarse entre los valores de PGA para 0,2 y 0,3.

$$F_{PGA} = 1,3$$

Se obtiene de la Tabla 3.10.3.2-2. Debe interpolarse entre los valores de  $S_s$  para 0,50 y 0,75.

$$F_a = 1,32.$$

Se obtiene de la Tabla 3.10.3.2-3. Debe interpolarse entre los valores de  $S_1$  para 0,20 y 0,30

$$F_v = 1,9$$

Se tienen las fórmulas:

$$S_{DS} = F_a \times S_s$$

$$S_{D1} = F_V \times S_1$$

$$T_{s=} = S_{D1} / S_{DS}$$

$$T_0 = 0,2 T_s$$

Por lo tanto:

$$S_{DS} = 1,32 \times 0,5 = 0,66$$

$$S_{D1} = 1,90 \times 0,25 = 0,48$$

$$T_s = \frac{0,48}{0,66} = 0,72$$

$$T_0 = 0,2 \times 0,73 = 0,14$$

### 2.3.11.2.3. Procedimiento particular de sitio



Figura 20. Pila Tipo Muro

Fuente: Dpto. Técnico de Ingeosolum. Erosión en pilas de puente - ¿hidráulica o geotecnia?,

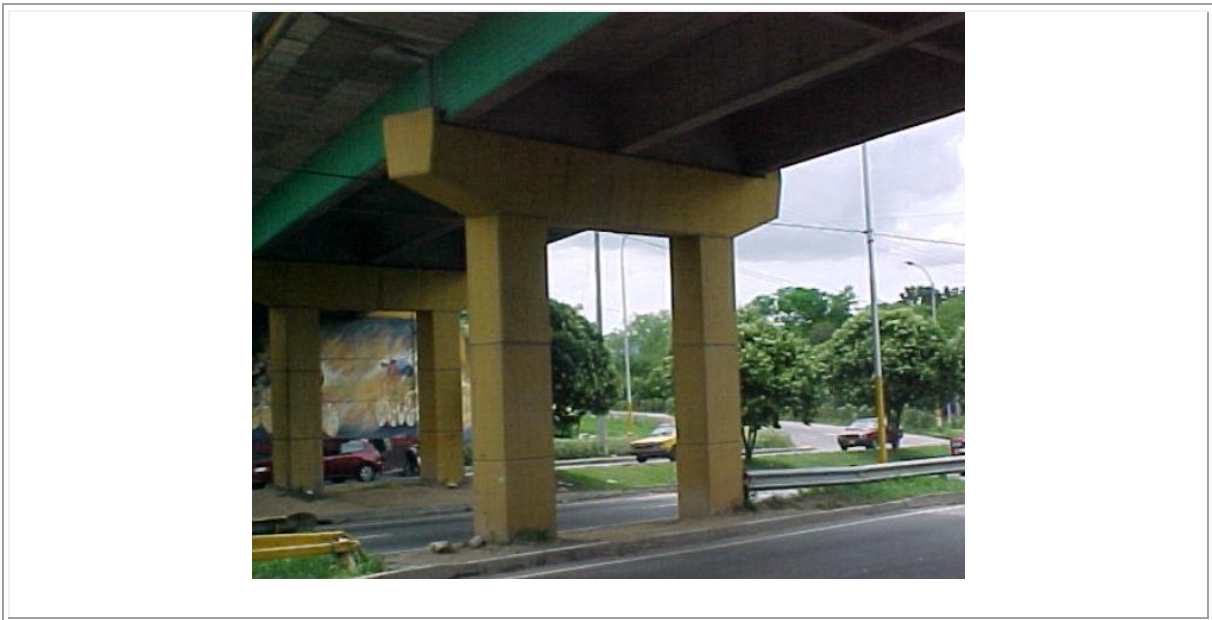
Madrid Recuperado. 14 de enero de 2016.

[http://ingeosolum.blogspot.com.co/2011\\_08\\_01\\_arc.hive.html](http://ingeosolum.blogspot.com.co/2011_08_01_arc.hive.html)



*Figura 21. Columna sola*

Fuente: Ing Robinson mantilla García



*Figura 22. Pórtico Con Dos Columna*

Fuente: Ing. Robinson Mantilla García

### ***2.3.11.3. Importancia del puente***

Según lo establecido en el numeral 3.10.5, los encargados de clasificar el puente según la categoría de operacional serán la entidad contratante de los diseños y construcción. Este deberá ser especificado como uno de las siguientes:

- Puentes críticos
- Puentes esenciales, u
- Otros puentes

Para definir que categoría operacional de puente es, se deberá tener en consideración su importancia con respecto a determinantes como aspectos sociales, de supervivencia, de seguridad y de defensa. Por otra parte se deberá tener en cuenta los cambios futuros en las condiciones y los requisitos.

En general puede considerarse que los puentes ubicados sobre vías arterias y carreteras troncales corresponden a la categoría de puentes esenciales, sin embargo esta definición deberán hacerla las autoridades correspondientes como el Instituto Nacional de Vías y las alcaldías municipales.

### ***2.3.11.4. Zonas de desempeño sísmico***

La definición de la zona de desempeño sísmico de todo puente, es requerida para definir el tipo de análisis sísmico que aplica, de tal forma que al aumentar la zona se tiene una complejidad creciente. Así mismo la zona de desempeño sísmico define también si los muros de contención requieren o no análisis sísmico.

Se determinará según la tabla 3.10.6-1, en función del parámetro  $S_{D1}$ :

Ecuación 3.10.4.2-6

$$S_{D1} = F_V \times S_1$$

Tabla 22. Zona de desempeño sísmico

Coeficiente de aceleración espectral $S_{D1}$	Zona de Desempeño Sísmico
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Fuente: CCP-14 Tabla 3.10.6-1.

### 2.3.11.5. Procedimiento de diseño

La siguiente tabla presenta los requisitos mínimos de análisis dinámico para puentes de múltiples luces en función de la zona sísmica, de la importancia del puente y de la regularidad del puente.

Tabla 23. Requisitos mínimos de análisis para efectos sísmicos

Zona Sísmica	Puentes de una sola luz	Puentes de múltiples luces					
		Otros puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		regular	irregular	regular	irregular	regular	irregular
1	No se requiere análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH

\*No se requiere análisis sísmico

UL método elástico de fuerza uniforme

SM método elástico de un solo modo

MM método elástico multimodal

TH método de respuesta contra el tiempo

Fuente: CCP-14 Tabla 4.7.4.3.1-1.

#### *2.3.11.5.1. Métodos de análisis unimodal*

Se deberá usar el método espectral unimodal (SM) o el método de la fuerza uniforme (UL), según sea apropiado.

- Método espectral unimodal:

Este método se debe basar en el modo fundamental de vibración en la dirección longitudinal o transversal. Para poder determinar esta forma modal, se deberá aplicar una fuerza horizontal uniforme a la estructura y se deberá calcular la deformación. Al igualar las energías potencial y cinética máximas asociadas con el modo fundamental, se hallará el periodo fundamental y la amplitud se determinará mediante el coeficiente de respuesta sísmica elástica  $C_{sm}$ , especificado en el artículo 3.10.4.2, y el desplazamiento espectral correspondiente. Esta amplitud se debe usar para determinar los efectos de las fuerzas.

- Método de la fuerza uniforme:

Este método se debe basar en el modo fundamental de vibración en la dirección longitudinal o transversal de la estructura básica. El periodo se debe tomar como el de un oscilador masa-

resorte equivalente. La rigidez del resorte se calculará usando el desplazamiento máximo que ocurre cuando se le aplica al puente una fuerza lateral arbitraria uniforme. El coeficiente de respuesta sísmica elástica  $C_{sm}$ , especificado en el artículo 3.10.4.2, se debe usar para calcular la fuerza sísmica uniforme equivalente y con esta se calcularán las fuerzas internas.

El artículo C4.7.4.3.2c establece los siguientes pasos para el método de la fuerza uniforme:

- Calcular los desplazamientos estáticos  $v_s(x)$  provocados por una carga uniforme supuesta,  $p_o$ , como se ilustra en la Figura C4.7.4.3.2b-1 del CCP-14. La carga uniforme  $p_o$  se aplica en la totalidad de la longitud del puente; sus unidades corresponden a fuerza por unidad de longitud, y se puede fijar arbitrariamente igual a 1,0. El desplazamiento estático  $v_s(x)$  se expresa en unidades de longitud.
- Calcular la rigidez lateral del puente,  $K$ , y el peso total,  $W$ , usando las siguientes expresiones:

Ecuación C4.7.4.3.2c-1

$$K = \frac{p_o L}{V_{s,MAX}}$$

Ecuación C4.7.4.3.2c-2

$$W = \int x(x) dx$$

Dónde:

$L$  = longitud total del puente (mm)

$v_{s,MAX}$  = valor máximo de  $v_s(x)$  (mm)

$w(x)$  = carga permanente de peso propio nominal no mayorada de la superestructura e infraestructura tributaria del puente (N/mm)

El peso debe tener en cuenta los elementos estructurales y demás cargas relevantes, incluyendo pero no limitándose a, cabezales de pilotes, estribos, columnas y zapatas. Se pueden incluir otras cargas tales como cargas vivas. Generalmente, los efectos inerciales de la carga viva no se incluyen en el análisis; sin embargo, cuando se diseñen puentes con una relación alta entre carga viva y carga permanente de peso propio que estén localizados en áreas metropolitanas donde son probables las congestiones de tráfico, se debe considerar la probabilidad de que una carga grande esté en el puente durante un sismo.

- Calcular el período del puente,  $T_m$ , usando la siguiente expresión:

Ecuación C4.7.4.3.2c-3

$$T_m = \frac{2\pi}{31.623} \sqrt{\frac{w}{gK}}$$

Donde:

$g$  = aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

- Calcule la fuerza sísmica estática equivalente  $p_e$  con la expresión:

Ecuación C4.7.4.3.2c-4

$$P_e = \frac{C_{sm}W}{L}$$

Donde:

$C_{sm}$  = coeficiente adimensional de respuesta sísmica elástica dado por las ecuaciones 3.10.4.2-1, 3.10.4.2-4, o 3.10.4.2-5.

$p_e$  = carga sísmica estática uniforme equivalente por unidad de longitud del puente aplicada para representar el modo de vibración (N/mm)

- Calcule los desplazamientos y las fuerzas en los miembros a usar en el diseño aplicando  $p_e$  a la estructura y realizando un segundo análisis estático o escalando los resultados del primer paso ya mencionado por el valor  $p_e/p_o$ .

#### *2.3.11.5.2. Método espectral multimodal*

De acuerdo al artículo 4.7.4.3.3, este método deberá ser usado para puentes en los cuales exista acoplamiento en más de una de las tres direcciones coordenadas en cada modo de vibración. Para representar la estructura se deberá usar como mínimo un análisis dinámico lineal de un modelo tridimensional.

El número de modos a considerar debe ser por lo menos tres veces el número de luces del modelo y se deberá utilizar el espectro sísmico de diseño establecido en el artículo 3.10.4 para

cada modo de vibración, y en función de la participación de cada modo. La norma anterior requería un número mínimo de 25 modos de vibración.

Para calcular las fuerzas y desplazamientos en los miembros se deberán combinar los valores de respuesta respectivos (momento, fuerza, desplazamiento o desplazamiento relativo) de los modos individuales usando el método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC). De acuerdo al comentario C.4.7.4.3.3 del CCP-14 es posible la utilización del método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS), para la combinación de los modos, considerando que este segundo es más adecuado para modos ampliamente espaciados.

En la actualidad, se encuentran disponibles programas de computador para hacer este tipo de análisis espectral multimodal, donde es importante la definición del modelo matemático para representar la estructura así como la definición de la masa de cada elemento de la estructura más las cargas sobreimpuestas.

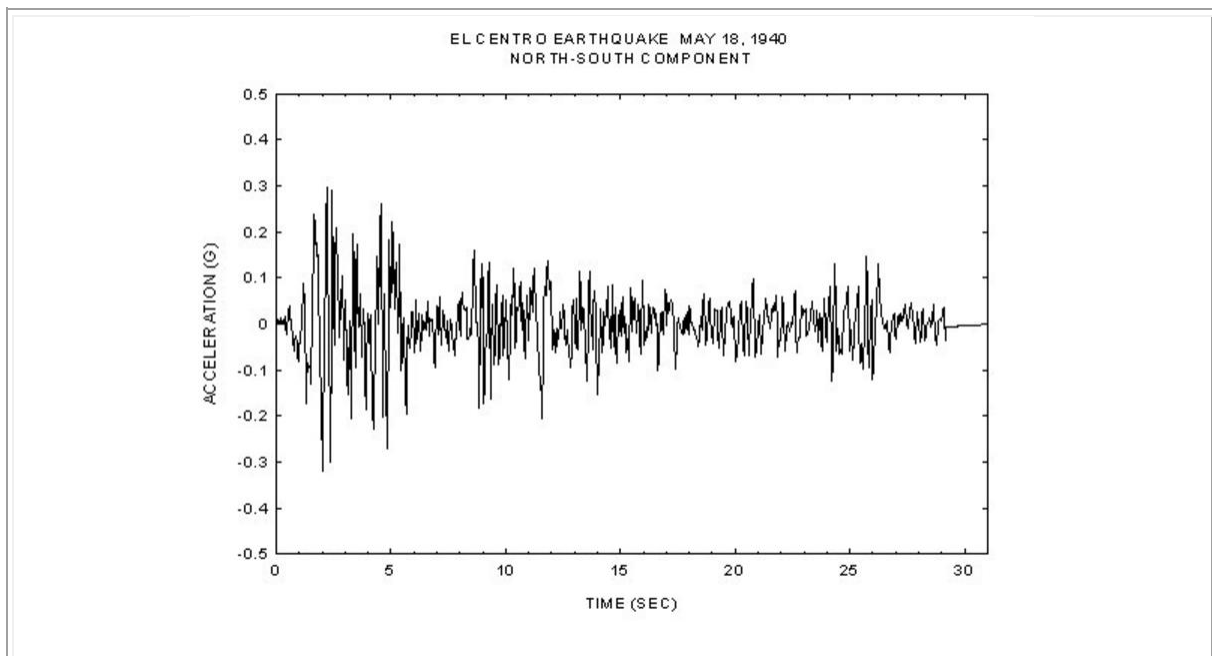
#### *2.3.11.5.3. Método de respuesta contra el tiempo*

Este es un método de análisis mucho más elaborado en el cual la determinación de las sollicitaciones de la estructura no se basa en la utilización de un espectro de diseño, sino en la utilización de aceleraciones contra el tiempo. De esta forma la respuesta de la estructura se realiza paso a paso a lo largo de la duración del evento sísmico utilizado para definir la aceleración en el tiempo. El análisis puede ser elástico o inelástico.

Este método se define de acuerdo con el numeral 4.7.4.3.4 del CCP-14, según el cual los registros contra el tiempo desarrollados deben tener características que sean representativas del

entorno sísmico del sitio y de las condiciones locales. Estos registros deben ser compatibles con los espectros de diseño desarrollados a partir de registros sísmicos representativos.

Es de fácil consecución los registros digitalizados de acelerogramas de registros sísmicos importantes, como el que se presenta en la gráfica siguiente, correspondiente al sismo del Centro componente norte-sur, de 1940.



*Figura 23. Acelerograma sismo del Centro componente norte-sur, de 1940*

Fuente: Welcome to Vibrationdata, El Centro Earthquake Page Recuperdo 1 de diciembre de 2015. <http://www.vibrationdata.com/elcentro.htm>

#### ***2.3.11.6. Longitud de apoyo***

La longitud de apoyo N, busca garantizar que el puente no pierda su apoyo sobre los estribos y las pilas. En eventos sísmicos ocurridos se pudo observar que los puentes se caen de los estribos por una deficiencia de apoyo.



Figura 24. Fallo estructural de un puente por deficiente longitud de apoyo

Fuente: Espanol. RFI. (28 Febrero 2010). Los chilenos descubren la magnitud del desastre

Recuperado 1 de diciembre de 2015: <http://www.espanol.rfi.fr/americas/20100228-los-chilenos-descubren-la-magnitud-del-desastre>

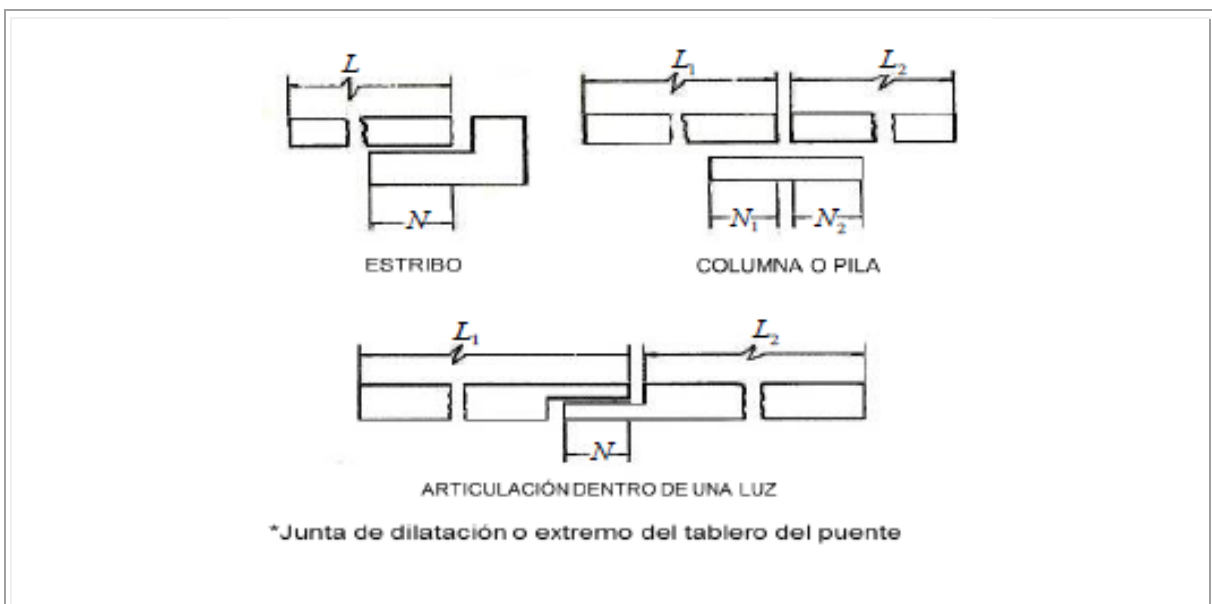


Figura 25. Longitud de apoyo,  $N$

Fuente: CCP-14 Figura C4.7.4.4-1

Ecuación 4.7.4.4-1

$$N = (200 + 0,0017 L + 0,0067H)(1 + 0,000125S^2) \text{ (mm)}$$

La longitud N calculada con la ecuación anterior, debe incrementarse un porcentaje en función de la zona sísmica a la que pertenezca el puente, según la siguiente tabla.

*Tabla 24. Porcentaje N según la Zona Sísmica y el coeficiente de aceleración  $A_s$ , especificado en la Ec. 4.7.4.4-1.*

Zona	Coefficiente de Aceleración, $A_s$	Porcentaje, N
1	< 0,05	≥ 75
1	≥ 0,05	100
2	Aplicable a todos	150
3	Aplicable a todos	150
4	Aplicable a todos	150

Fuente: CCP-14 Tabla 4.7.4.3.1-1.

En el capítulo de puentes de viga y losa se presenta un ejemplo de valoración de ancho de asiento N.

### 3. Implicaciones de Diseño Sísmico del CCP-14

En este capítulo se presenta una comparación y análisis de las implicaciones del nuevo código en la valoración de las cargas sísmicas y su aplicación, comparándolo con el código anterior. Una de las nuevas situaciones tiene que ver con la utilización de unidades internacionales (N, MPa), ya que la norma anterior, utilizaba unidades métricas (kgf)

#### 3.1. Periodo de Diseño

Para el CCDS-95, los movimientos sísmicos de diseño se basaban en una probabilidad de 10% de que sean excedidos en un lapso de 50 años, correspondiente a la vida útil promedio de un puente, lo cual es equivalente aproximadamente a 500 años de periodo de retorno promedio. El nuevo código CCP-14 supone que los puentes deben diseñarse para movimientos sísmicos del terreno que tengan el 7% de probabilidad de ser excedidos en 75 años, lo cual es equivalente aproximadamente a mil años de periodo de retorno promedio.

Esta consideración en el periodo de diseño, tiene que ver con que la vida útil de los puentes es igual o superior a 75 años, a diferencia de las edificaciones donde su vida útil se espera que sea de 50 años. El incremento en el periodo de retorno ciertamente supuso la actualización del mapa de amenaza sísmica, y se podría esperar un incremento en las aceleraciones pico del terreno, en razón a un periodo de retorno más amplio.

### 3.2. Espectro de Diseño

El CCDSP-95 determinaba el espectro sísmico de diseño mediante la siguiente ecuación:

$$S_{am} = \frac{1,2AS}{(T_m)^{\frac{2}{3}}} \leq 2,5A$$

Donde:

$S_{am}$  = Máxima aceleración horizontal, a que se ve sometido un sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración  $T_m$

$A$  = Coeficiente de aceleración.

$S$  = Coeficiente del perfil de suelo

$T_m$  = Período correspondiente al modo "m" en segundos.

En la siguiente ilustración se presenta el ejemplo de un espectro sísmico construido para el sur del área metropolitana de Bucaramanga, con una aceleración sísmica  $A= 0,25$ , y un suelo con velocidad de onda cortante  $\tilde{v}_s= 300$  m/s, que lo clasifica como un suelo tipo  $S_2$ , que equivale a un coeficiente  $S=1,20$ . Este mismo espectro se construirá bajo la nueva norma, para el mismo sitio.

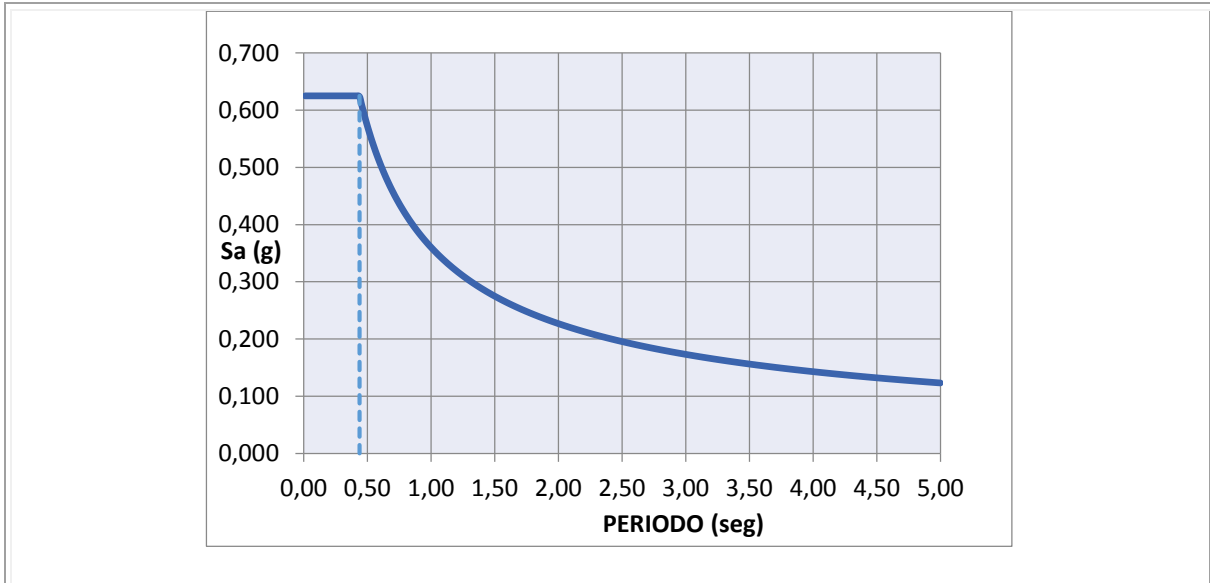


Figura 26. Espectro de diseño CCDSP-95 Sur del área Metropolitana de Bucaramanga

Fuente: Propia

El CCP-14 define el espectro sísmico de diseño en función de las siguientes variables:

$PGA$  = Aceleración pico el terreno

$S_s$  = Coeficiente de aceleración espectral para periodo corto

$S_l$  = Coeficiente de aceleración espectral para periodo largo

$C_{sm}$  = Coeficiente sísmico elástico

$T_m$  = Período correspondiente al modo "m" en segundos.

$S_{DS}$  =  $F_a \times S_s$

$S_{D1}$  =  $F_v \times S_l$

$T_s$  =  $S_{D1} / S_{DS}$

$T_0 = 0,2 T_s$

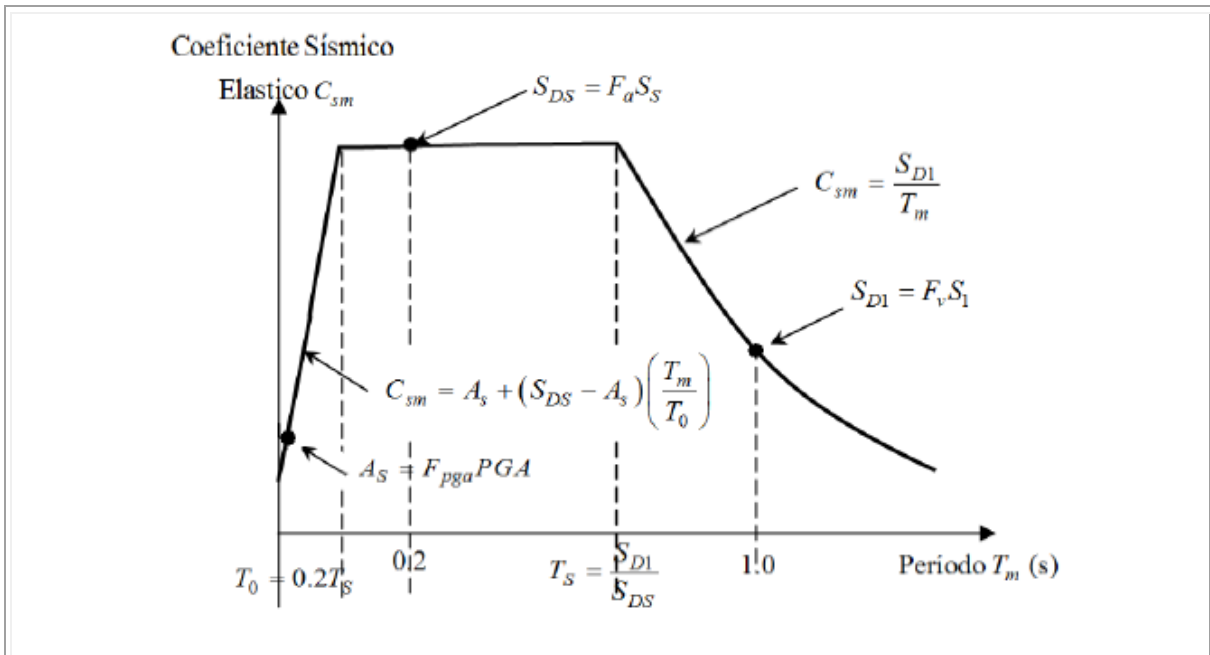


Figura 27. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento

Fuente: CCP-14 Figura 3.10.4.1-1.

De acuerdo al comentario C3.10.4.1 se puede observar que la porción de periodos largos del espectro de respuesta es inversamente proporcional al periodo  $T$ , mientras que la norma anterior la porción del espectro era inversamente proporcional a  $T^{2/3}$ . La consecuencia de este cambio es que las aceleraciones espectrales para periodos mayores que 1,0s son menores que las especificadas anteriormente, para los mismos tipos de terreno y tipo de suelo, y mayores que las especificadas anteriormente para los periodos menores que 1,0s, pero mayores que  $T_s$ . Así mismo para periodos mayores de más o menos 3s, se ha observado que en ciertos entornos sísmicos los desplazamientos espectrales tienden a un valor constante lo que implica que el espectro de aceleraciones se torna inversamente proporcional al periodo para estos valores. De esta manera el espectro puede presentar resultados conservadores para puentes de periodo largo, es decir mayores que 3s.

A continuación se presenta el espectro de diseño para el sur del área metropolitana de Bucaramanga, donde se tienen las siguientes variables:

Para la velocidad de onda sísmica de 300 m/s se tiene un perfil de suelo tipo D

$PGA = 0,25$

$F_{pga} = 1,30$

$F_a = 1,40$

$F_v = 1,90$

$S_s = 0,50$

$S_1 = 0,25$

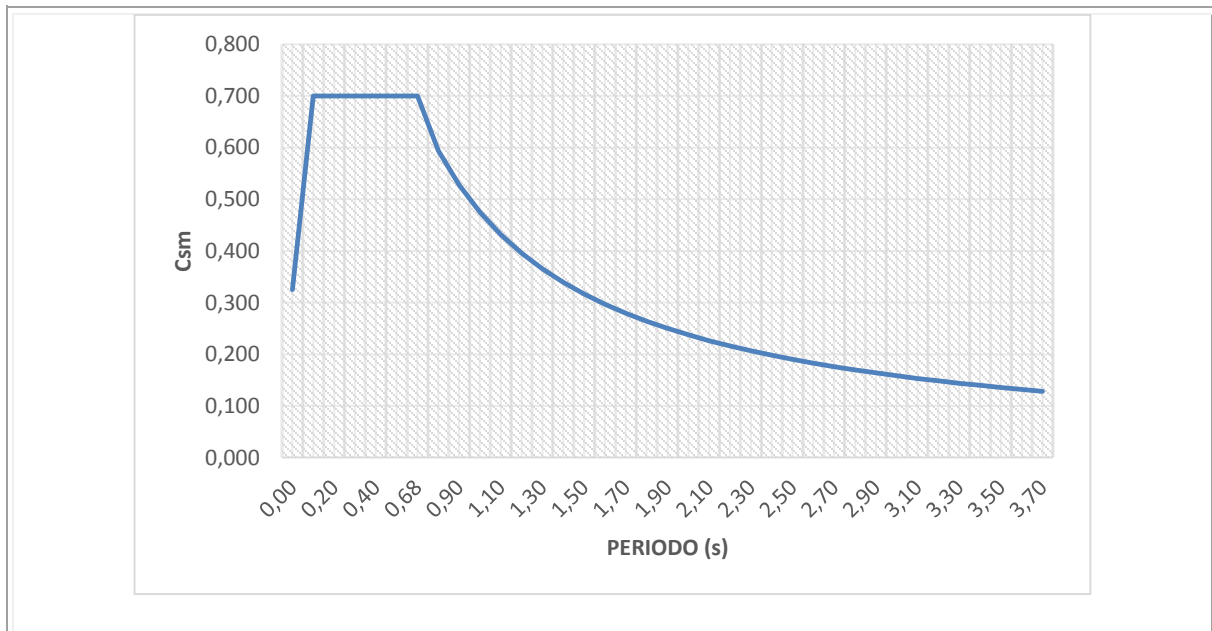


Figura 28. Espectro de diseño CCP-14 Sur del área Metropolitana de Bucaramanga

Fuente: Propia

Como se puede apreciar, la diferencia con el cambio de la norma fue un incremento en el valor máximo del coeficiente de aceleración el cual paso de 0,625 a 0,700. Así mismo el valor del punto en el cual el espectro de aceleraciones cambia de la zona independiente del periodo a ser inversamente proporcional al periodo ( $T_s$ ) pasa de 0,440 a 0,679. Como se esperaba, el incremento del periodo de retorno para la nueva norma implica en algunos casos el incremento de los valores máximos del espectro sísmico.

### 3.3. Coeficientes de Modificación de Respuesta

De acuerdo al comentario C3.10.7.1 la filosofía de diseño reconoce que es antieconómico diseñar un puente para resistir elásticamente grandes terremotos. Se supone que las columnas se deforman inelásticamente cuando las fuerzas sísmicas exceden su nivel de diseño, el cual se establece dividiendo la fuerza calculada elásticamente por el factor R apropiado.

$$F_{Diseño} = \frac{F_{Elástica}}{R}$$

En la tabla 25, se presentan los coeficientes de modificación de respuesta de la norma anterior y la nueva norma, respectivamente.

Tabla 25. *Coeficientes de modificación de respuesta R - CCDSP-95*

	R
Pila tipo muro <sup>(1)</sup>	2
Viga cabezal de concreto reforzado sobre pilotes	
(a) Sobre pilotes verticales únicamente	3

Continuación Tabla 25.

(a) Con uno o más pilotes inclinados	2
Columnas solas	3
Viga cabezal de acero o acero compuesto con concreto	
(a) Sobre pilotes verticales únicamente	5
(b) Con uno o más pilotes inclinados	3
Pórtico con dos o más columnas	5

Fuente: CCDSP-95 Tabla A.3.5-3.

Tabla 26. Factores de modificación de respuesta – R – CCP-14

Subestructura	Categoría Operacional		
	Crítica	Esencial	Otra
Pilares tipo muro-dimensión mayor	1,5	1,5	2,0
Pórticos de concreto reforzado (Sobre pilotes)			
* Pilotes Verticales Únicamente	1,5	2,0	3,0
* Con pilotes inclinadas	1,5	1,5	2,0
Columnas solas	1,5	2,0	3,0
Pórticos de acero o compuestos (sobre pilotes)			
* Pilotes Verticales Únicamente	1,5	3,5	5,0
* Con pilotes inclinadas	1,5	2,0	3,0
Pórticos con múltiples columnas	1,5	3,5	5,0

Fuente: CCP-14 Tabla 3.10.7.1-1.

A continuación se presentan ejemplos de valoración de fuerzas de diseño para diferentes subestructuras, para comparar las dos normas. Se toma como caso típico un puente esencial.

**Ejemplo pila tipo muro:**

CCDSP-95

$$F_{Diseño} = \frac{F_{Elástica}}{R}$$

$$F_{Diseño} = \frac{100}{2,0} = 50$$

CCP-14

$$F_{Diseño} = \frac{100}{1,5} = 66,7$$

Como se puede observar el incremento en la fuerza de diseño atribuible al coeficiente R para pilas tipo muro, es de un 33,4%.

**Ejemplo columna sola:**

CCDSP-95

$$F_{Diseño} = \frac{F_{Elástica}}{R}$$

$$F_{Diseño} = \frac{100}{3,0} = 33,3$$

CCP-14

$$F_{Diseño} = \frac{100}{2,0} = 50$$

Como se puede observar el incremento en la fuerza de diseño atribuible al coeficiente R para columnas solas, es de un 50,0%.

### **Ejemplo pórticos con múltiples columnas:**

CCDSP-95

$$F_{Diseño} = \frac{F_{Elástica}}{R}$$

$$F_{Diseño} = \frac{100}{5,0} = 20,0$$

CCP-14

$$F_{Diseño} = \frac{100}{3,5} = 28,6$$

Como se puede observar el incremento en la fuerza de diseño atribuible al coeficiente R para pórticos con múltiples columnas, es de un 43,0%.

Como conclusión de este capítulo, se puede afirmar que el CCP-14 conlleva a unas fuerzas sísmicas de diseño bastante mayores a las requeridas por la norma anterior.

#### **4. Tipologías de Puentes Previstas en El CCP-14**

En la Tabla 27 se presentan las denominaciones de la superestructuras típicas que define el CCP-14. Esta tipología se aplica para la definición de los espesores mínimos de las superestructuras, así como de los coeficientes de distribución de flexión y cortante que aplica para cada una. En normas anteriores se establecían tres tipos de puentes de acuerdo a la longitud de la luz:

##### **4.1. Puentes de Luces Cortas**

Esta denominación aplica a puentes con luces hasta de 25 m. En general se han usado puentes de viga T en concreto reforzados.

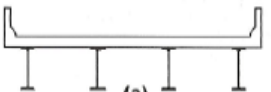
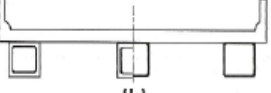
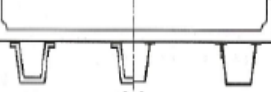
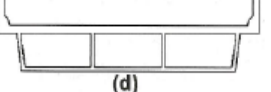
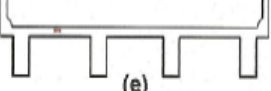
##### **4.2. Puentes de Luces Medias**

Aplica para puentes de más de 25 m hasta 100 m. En esta categoría se utilizan puentes de vigas postensadas en sección I o cajón para luces hasta de 40 m, para luces entre 40 y 60 m se acostumbra a utilizar vigas metálicas de alma llena funcionando en sección compuesta con el tablero de concreto reforzado. Para luces entre 60 y 100 m se utilizan puentes metálicos en arco y eventualmente puentes por voladizos sucesivos.

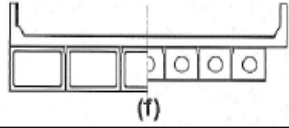
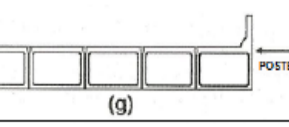
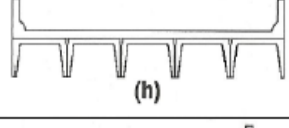
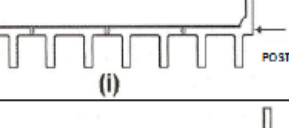
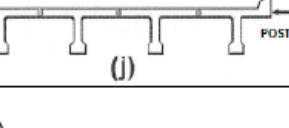
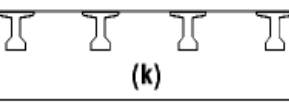
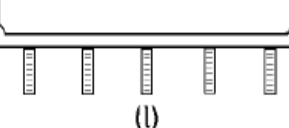
### 4.3. Puentes de Grandes Luces

Para luces entre 100 y 200 m, se acostumbra a usar puentes por voladizos sucesivos de concreto postensado fundidos en sitio. Para luces entre 200 y 400 m, debe recurrirse a soluciones de puentes atirantados que pueden ser de tablero metálico o en concreto, prefiriéndose los primeros por ser de menor peso. Para puentes de luces mayores a 400 m debe recurrirse a puentes colgantes. El desarrollo de la infraestructura vial requiere del diseño de carreteras de doble calzada con altas velocidades de diseño, para cuya solución debe contemplarse cada vez más puentes de grandes luces.

Tabla 27. *Superestructuras comunes cubiertas en los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3.*

Componentes de apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Viga de acero	Losa de concreto fundida in situ, losa de concreto prefabricada, emparrillado de acero, paneles laminados (pegados o clavados), madera prensada.	 <p>(a)</p>
Cajones cerrados de acero o de concreto prefabricado	Losa de concreto fundida in situ	 <p>(b)</p>
Cajones abiertos de acero o de concreto prefabricado	Losa de concreto fundida in situ, losa de concreto prefabricada	 <p>(c)</p>
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	Concreto monolítico	 <p>(d)</p>
Viga T de concreto fundido in situ	Concreto monolítico	 <p>(e)</p>

(Continuación tabla 27)

Cajón de concreto prefabricado (macizo, aligerado o celular) con llaves de cortante	Recubrimiento de concreto fundido in situ	 <p>(f)</p>
Sección cajón de concreto prefabricado (macizo, aligerado o celular) con llaves de cortante, con o sin pre esfuerzo transversal	Concreto integral	 <p>(g)</p>
Secciones canal de concreto prefabricado con llaves de cortante	Recubrimiento de concreto fundido in situ	 <p>(h)</p>
Sección doble T de concreto prefabricado con llaves de cortante y con o sin pre esfuerzo transversal	Concreto integral	 <p>(i)</p>
Sección T de concreto prefabricado con llaves de cortante y con o sin pre esfuerzo transversal	Concreto integral	 <p>(j)</p>
Secciones I o T con nervios de concreto prefabricado	Concreto vaciado in situ, o prefabricado	 <p>(k)</p>
Vigas de madera	Concreto fundido in situ o tablonés, paneles laminados (pegados o clavados) o madera prensada	 <p>(l)</p>

Fuente: CCP-14 Tabla 4.6.2.2.1-1.

En la Tabla 28 se presentan los espesores o profundidades de las superestructuras tipificadas en la Tabla 27. Estas aplican a elementos de luces simples y continuas, de concreto reforzado, concreto presforzado y elementos metálicos, y no consideran cambios de inercia en la sección.

Tabla 28. *Profundidades mínimas tradicionales para superestructuras de profundidad constante*

Superestructura		Profundidad mínima (Incluyendo el tablero) Los valores pueden ajustarse para tener en cuenta cambios en rigidez relativa de secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Luces simplemente apoyadas	Luces continuas
Concreto Reforzado	Losas con refuerzo principal paralelo al tráfico	$\frac{1.2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165\text{mm}$
	Vigas T	$0.070L$	$0.065L$
	Vigas Cajón	$0.060L$	$0.055L$
	Vigas de estructuras para peatones	$0.035L$	$0.033L$
Concreto Preesforzado	Losas	$0.030L > 165\text{ mm}$	$0.027L > 165\text{ mm}$
	Vigas cajón vaciadas <i>in situ</i>	$0.045L$	$0.040L$
	Vigas I prefabricadas	$0.045L$	$0.040L$
	Vigas de estructuras para peatones	$0.033L$	$0.030L$
	Vigas cajón adyacentes	$0.030L$	$0.025L$
Acero	Profundidad total de vigas I compuestas	$0.040L$	$0.032L$
	Profundidad de porción de acero de viga I compuesta	$0.033L$	$0.027L$
	Cerchas	$0.100L$	$0.100L$

Fuente: CCP-14 Tabla 2.5.2.6.3-1.

En la Tabla 29, se presentan las ecuaciones para determinar los coeficientes de distribución a flexión para vigas interiores. Estos coeficientes buscan determinar la participación de cada viga, para cualquier posición transversal del camión sobre el tablero.

Tabla 29. Distribución de cargas vivas para momento en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de distribución	Rango de aplicación
Tablero de madera sobre vigas de madera o de acero	(a), (l)	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de concreto sobre vigas de madera	(l)	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de concreto, emparrillado lleno, parcialmente lleno, o tablero de emparrillado no lleno compuesto por una losa de concreto reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T y doble T	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4.1623 \times 10^9 \leq K_g \leq 2.9136 \times 10^{12}$
		Use el menor de los valores obtenidos a partir de la ecuación de arriba con $N_b = 3$ o la regla de la palanca	$N_b = 3$
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	(d)	Un carril de diseño cargado: $\left(1.75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$ Dos o más carriles de diseño cargados:	$2100 \leq S \leq 4000$ $18000 \leq L \leq 73000$ $N_c \geq 3$ Si $N_c > 8$ use $N_c = 8$
		$\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{1800}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.25}$	
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto esparcidas	(b), (c),	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{900}\right)^{0.35} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0.6} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.125}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Use la regla de la palanca	$S > 5500$

(Continuación tabla 29)

Vigas cajón de concreto usadas en tableros de múltiples vigas	(f) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $k \left( \frac{b}{2.8L} \right)^{0.5} \left( \frac{I}{J} \right)^{0.25}$ donde: $k = 2.5(N_b)^{-0.2} \geq 1.5$ Dos o más carriles de diseño cargados: $k \left( \frac{b}{7750} \right)^{0.6} \left( \frac{b}{L} \right)^{0.2} \left( \frac{I}{J} \right)^{0.06}$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37000$ $5 \leq N_b \leq 20$
	(g), (i), (j) si están conectadas apenas lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la interface	Independientemente del número de carriles cargados: $S/D$ donde: $C = K(W/L) \leq K$ $D = 300 \left[ 11.5 - N_L + 1.4N_L(1 - 0.2C)^2 \right]$ cuando $C \leq 5$ $D = 300[11.5 - N_L]$ cuando $C > 5$ $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$ Para diseño preliminar, se pueden usar los siguientes valores de $K$ : Tipo de viga $K$ Vigas rectangulares macizas 0.7 Vigas rectangulares con vacíos circulares 0.8 Vigas cajón 1.0 Vigas canal 2.2 Vigas T 2.0 Vigas doble T 2.0	Esviaje $\leq 45^\circ$ $N_L \leq 6$
Tablero emparrillado de abierto de acero sobre vigas de acero	(a)	Un carril de diseño cargado: $S/2300$ si $t_g < 100$ $S/3000$ si $t_g \geq 100$ Dos o más carriles cargados: $S/2400$ si $t_g < 100$ $S/3000$ si $t_g \geq 100$	$S \leq 1800$ $S \leq 3200$
Tablero de concreto sobre vigas cajón múltiples de acero	(b), (c)	Independientemente de los carriles cargados: $0.05 + 0.85 \frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L}$	$0.5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1.5$

Fuente: CCP-14 Tabla 4.6.2.2b-1.

## 5. Líneas de Influencia

### 5.1. Consideraciones Generales

En la mayor parte de las estructuras las cargas actuantes tienen un punto definido de aplicación, sin embargo existen también muchos casos en los que el punto de aplicación de alguna fuerza puede desplazarse a lo largo de la estructura: por ejemplo un puente recorrido por un vehículo, o una viga carril sobre la que apoya una grúa. En estos casos los esfuerzos y deformaciones en la estructura dependen de la posición que ocupa la carga, y en particular el valor máximo de cada uno de ellos se produce en una cierta posición, en principio desconocida. Al ser las cargas de naturaleza móvil se requiere por lo tanto un análisis más complejo que en el caso de cargas fijas, y para ello es muy conveniente la utilización de la metodología de las líneas de influencia.

La existencia de cargas móviles, hace complejo el análisis para determinar las sollicitaciones más desfavorables o las máximas deformaciones, para una carga o un tren de cargas, en cada sección de la viga o de la estructura. El dibujo de Líneas de Influencia facilita resolver estos requerimientos, y son de gran utilidad en el caso de diseño de puentes vehiculares, puentes grúa, etc.

## 5.2. Definición de Líneas de Influencia

Se define la línea de influencia de una sollicitación o de una deformación, como la función que proporciona la variación de dicha sollicitación o deformación, para las distintas posiciones de la carga móvil a lo largo de la estructura, y para un valor unitario de dicha carga. Por lo tanto hay una línea de influencia para cada sollicitación o deformación de la estructura, y para cada carga móvil distinta que actúe sobre ella. Todas las líneas de influencia se expresan en función de algún parámetro que define la posición de la carga móvil en su trayectoria.

En la Figura 29,  $LI(M_A)$  es la línea de Influencia del momento flector en A, para el cual la ordenada  $\delta_i$  representa el valor del momento flector en A para una carga  $P=1$  aplicada en el punto  $i$ .

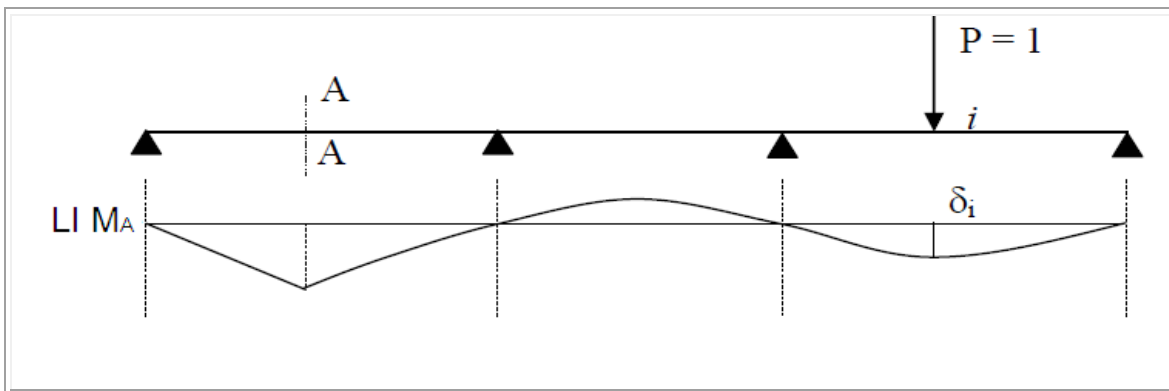


Figura 29. Esquema línea de influencia

Fuente Propia

$$LI(M_A) = \delta_i \quad \text{para } P = 1 \text{ aplicada en } i$$

Para valores diferentes de  $P$ :

$$LI (M_A) = P \times \delta_i$$

De la Figura 29, resulta evidente que la situación genera mayores solicitaciones a momento en la sección AA, es cuando se aplican cargas en las luces 1 y 3, mientras que si se aplican cargas en la luz 2, estas contrarrestarían las acciones aplicada en las otras luces. Para una carga uniforme aplicada a esta viga, se aplicaría cargas en la luces 1 y 3, y no en la luz 2, para generar la solicitud mayor.

El análisis de líneas de influencia para vigas indeterminadas es tratado en detalle en el libro Análisis de estructuras del autor Jairo Uribe Escamilla (Uribe, 1993).

### **5.3. Líneas de Influencia en Sistemas Isostáticos**

Las líneas de influencia de sistemas isostáticos puede ser fácilmente resuelto mediante el análisis de estabilidad.

En las Figuras 30 y 31 se presentan dos posibilidades de la posición de la carga, con respecto al punto de interés C, con una carga P aplicada a la izquierda del punto C, y con la carga P a la derecha del punto C.

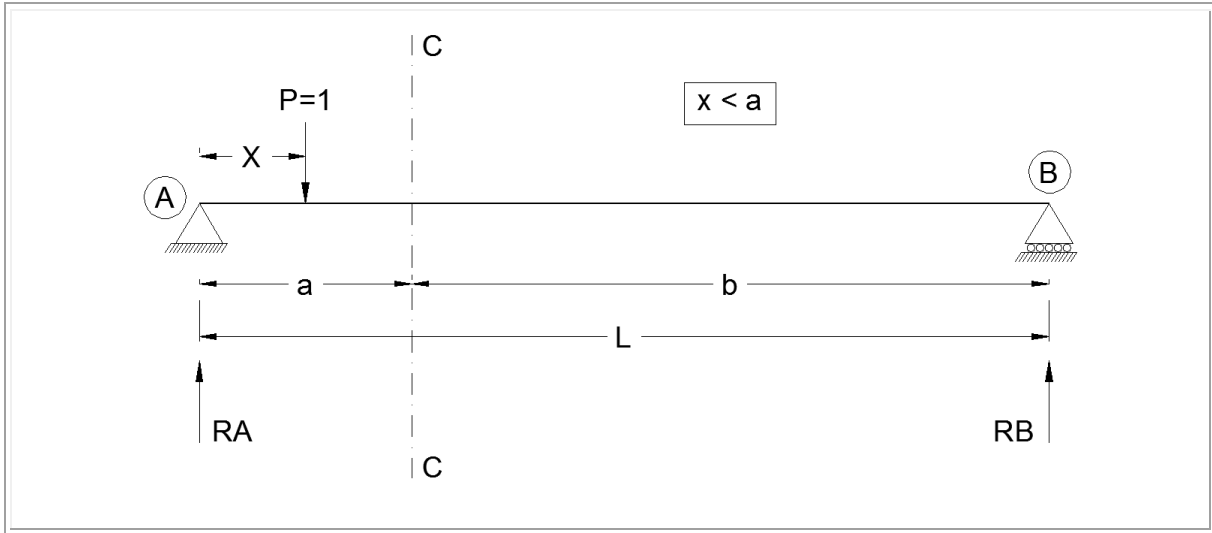


Figura 30. Carga a la izquierda de  $C$  ( $x < a$ )

Fuente: Propia

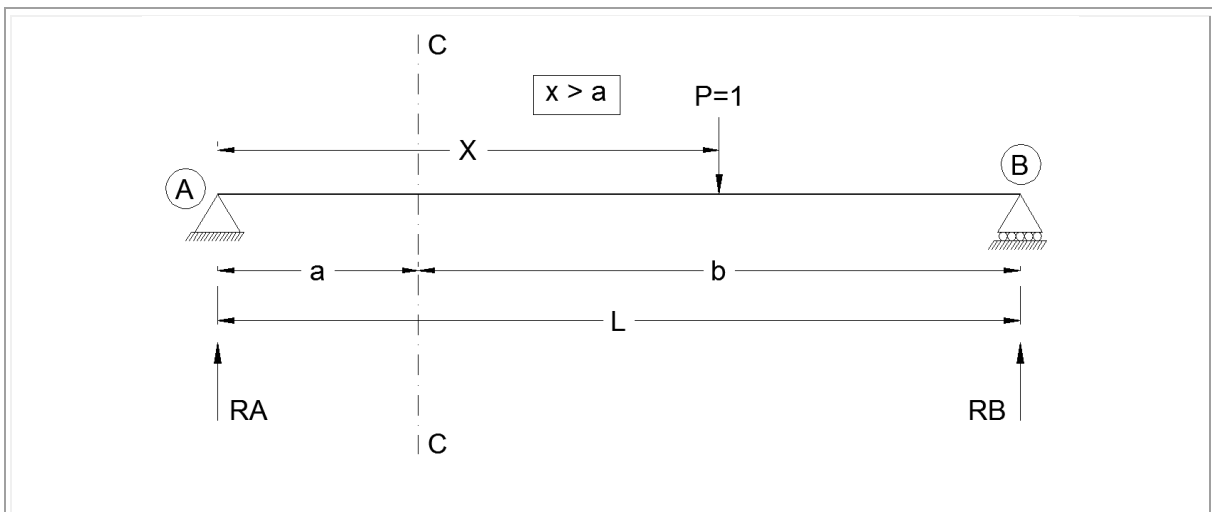


Figura 31 Carga a la derecha de  $C$  ( $x > a$ )

Fuente: Propia

Interesa estudiar las reacciones en los apoyos, y las sollicitaciones en la sección  $C$ , ubicada a una distancia  $a$  del apoyo izquierdo, y a una distancia  $b$  del apoyo derecho, donde  $L = a + b$ . Al aplicar momentos en el punto  $A$ , apoyo izquierdo, se obtiene una ecuación de la cual se puede

despejar  $R_B$ , que graficada corresponde a la Línea de Influencia de esa reacción, para  $P=1,0$ . De igual forma al realizar sumatoria de fuerzas, obtenemos la correspondiente a  $R_A$ .

$$\sum M_A = 0 = (R_B \times L) - (P \times X)$$

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

$$\sum F_Y = 0 = R_A = 1 - R_B = 1 - \frac{X}{L}$$

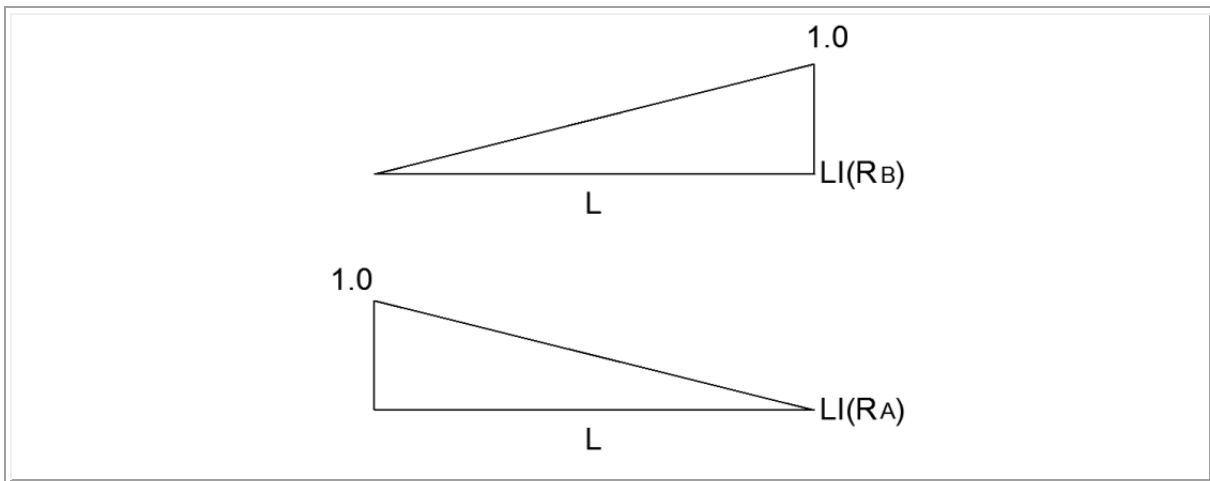


Figura 32. Líneas de influencia de las reacciones  $R_B$  y  $R_A$

Fuente: Propia

Para la obtención del cortante en el punto C en función de las reacciones, es conveniente considerar los diagramas de corte, para las dos situaciones descritas anteriormente. De esa manera, si la carga se ubica a la izquierda de C ( $x < a$ ), es fácil establecer en la Figura 33, que el cortante es igual a la reacción  $R_B$ , mientras que si la carga se ubica a la derecha del punto C ( $x > a$ ), el cortante será igual a la reacción  $R_A$ , según la Figura 34.

Para  $x < a$ .

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

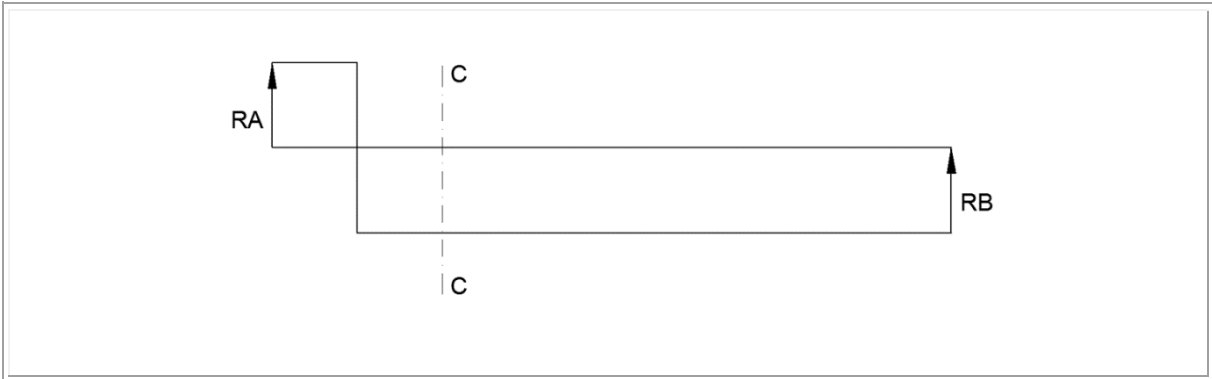


Figura 33. Diagrama de corte para  $x < a$

Fuente: Propia

Para  $x > a$

$$V_C = R_A$$

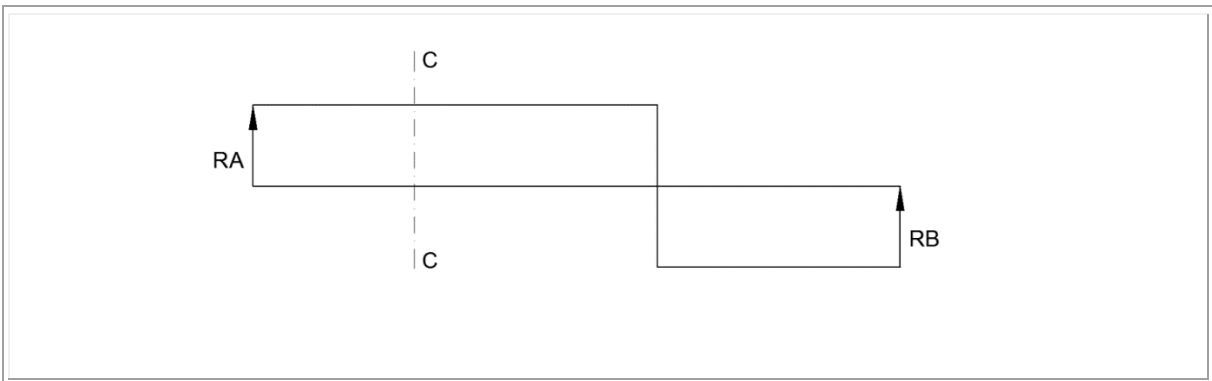


Figura 34. Diagrama de corte para  $x > a$

Fuente: Propia

Al graficar estas dos posibilidades se obtiene la línea de influencia para el cortante en C,  $LI(V_C)$ , según se muestra en la Figura 35.

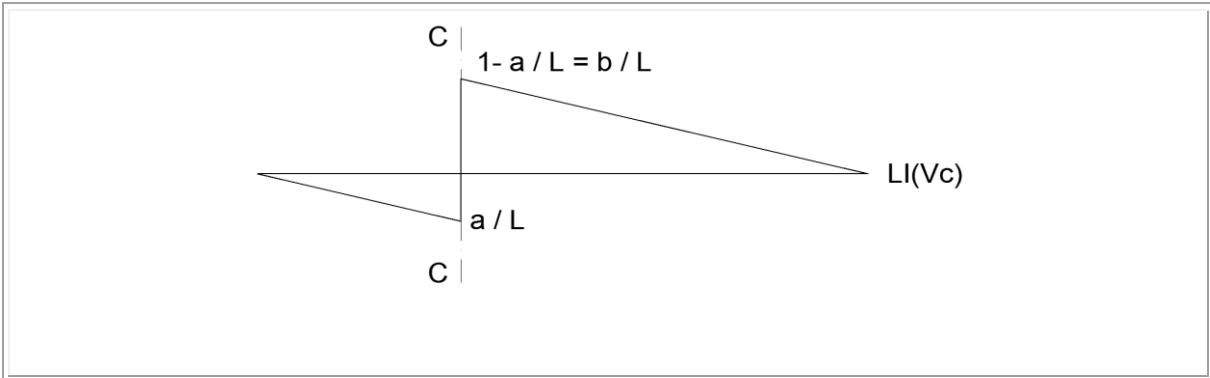


Figura 35. Línea de influencia para corte en la sección CC

Fuente: Propia

De manera análoga, para la obtención del momento en c ( $M_C$ ), es conveniente realizarlo en función de las reacciones.

$$\text{Para } x < a \quad M_C = R_B \times b = \frac{X}{L} \times b$$

$$\text{Para } x > a \quad M_C = R_A \times a = \left(1 - \frac{X}{L}\right) \times a$$

Estas ecuaciones se pueden graficar, como se muestra en la siguiente figura.

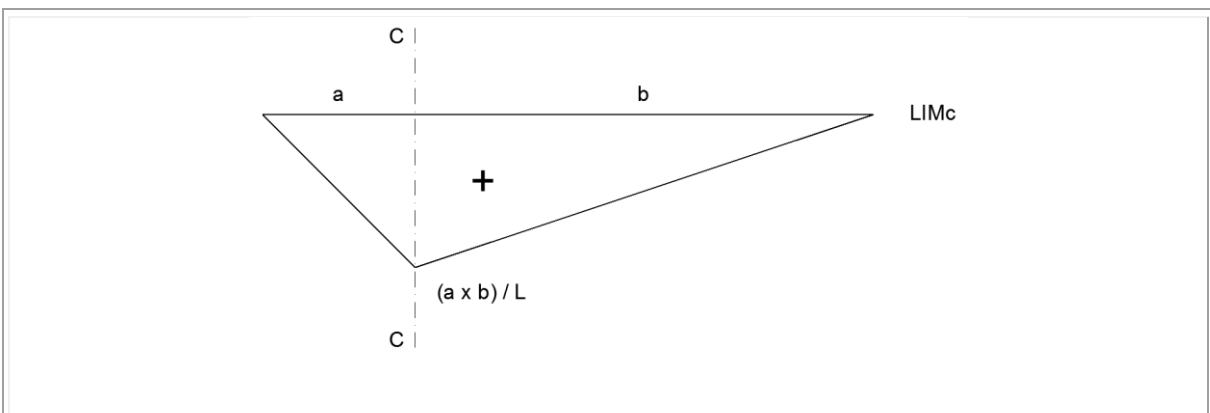


Figura 36. Línea de influencia para momento en la sección CC

Fuente: Propia

#### 5.4. Ejemplo de Aplicación para una Viga

A continuación se presenta un ejemplo de aplicación para una viga con  $L= 20,0$  m.

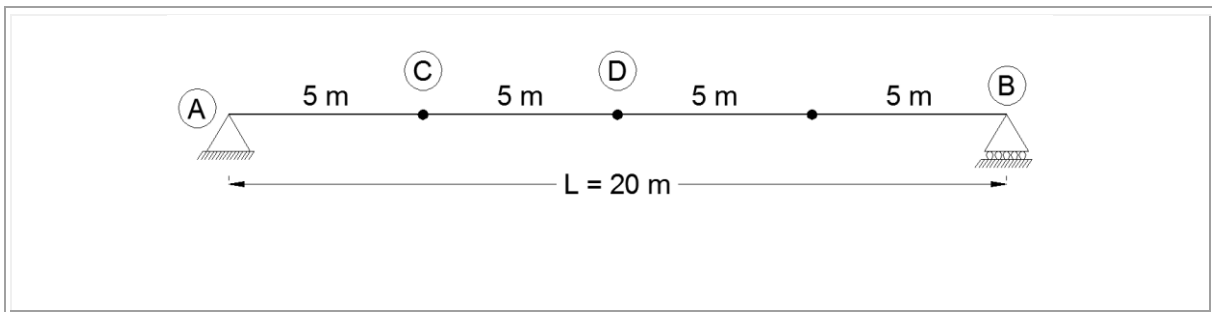


Figura 37. Viga de luz  $L= 20,0$  m

Fuente: Propia

Se requiere obtener la Línea de Influencia para el cortante en la posición C,  $LI(V_C)$ , y para los momentos en las posiciones C,  $LI(M_C)$  y D,  $LI(M_D)$ .

##### 5.4.1. Línea de Influencia $LI(V_C)$

Para el punto C se tienen los siguientes valores de a y b:

$$a = 5$$

$$b = 15$$

$$\text{Si } x < a = 5 \quad V_C = \frac{-5}{20}$$

$$x > a = 5 \quad V_C = \frac{15}{20}$$



Figura 38. Línea de influencia para corte en C

Fuente: Propia

Para hallar el máximo cortante en C para una carga  $P= 15,0$  t, se multiplica la máxima ordenada del diagrama de influencia en C, por la carga P.

$$V_C = 0,75 \times 15 = 11,25 \text{ t}$$

#### 5.4.2. Línea de Influencia LI(MC)

$$a = 5$$

$$b = 15$$

$$M_C = \frac{a \times b}{L}$$

$$M_C = \frac{5 \times 15}{20} = 3,75$$

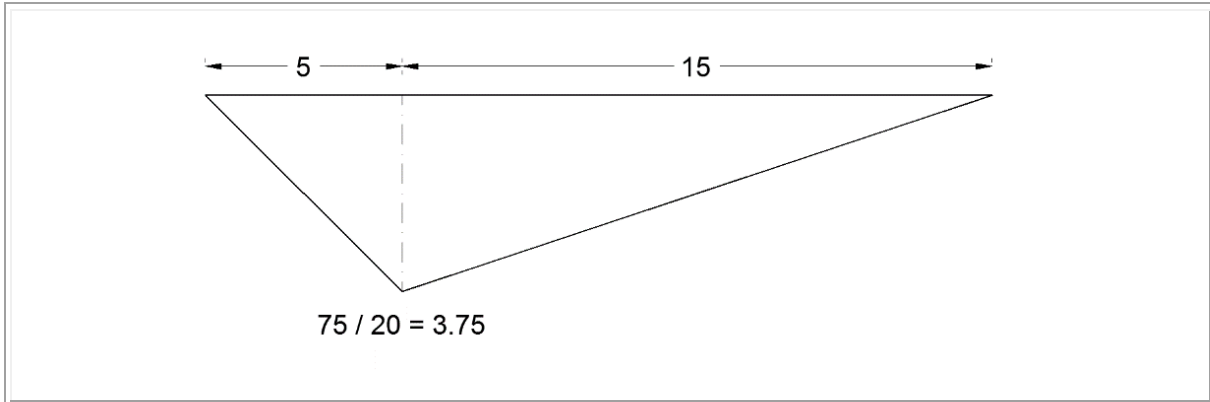


Figura 39. Línea de influencia para flexión en C

Fuente: Propia

#### 5.4.3. Línea de Influencia LI(MD)

$$a = 10$$

$$b = 10$$

$$M_D = \frac{a \times b}{L}$$

$$M_D = \frac{10 \times 10}{20} = 5.0$$

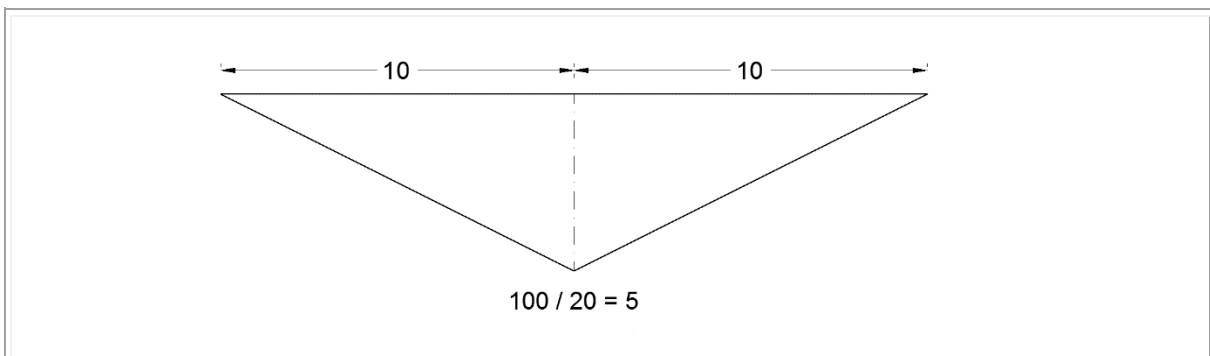


Figura 40. Línea de influencia para flexión en D

Fuente: Propia

De esta manera, el momento  $M_D$  para una carga  $P= 15,0$  t, será igual a:

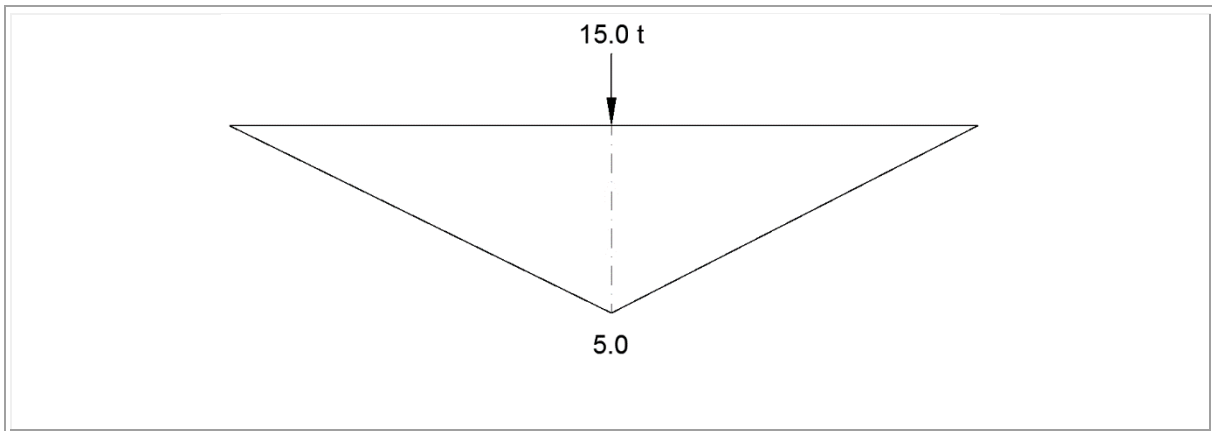


Figura 41. Línea de influencia para flexión en D para  $P=15,0$  t

Fuente: Propia

$$M_D = LM(I_D) \times P \times = 5 \times 15 = 75 \text{ t} - \text{m}$$

Para hallar el momento  $M_D$  para un tren de cargas, se ubica la carga en los puntos donde se obtienen las mayores ordenadas de la línea de influencia. En este caso es simétrico con respecto al punto D.

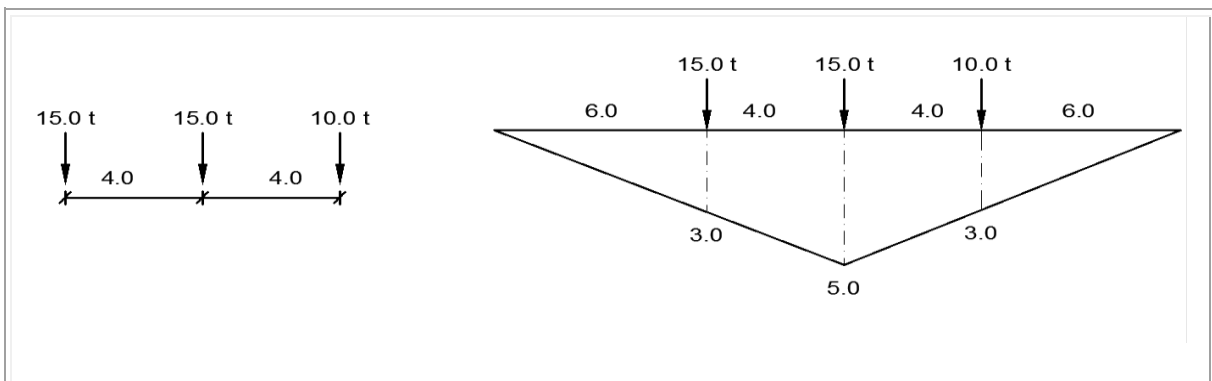


Figura 42. Línea de influencia a flexión en D para un tren de cargas.

Fuente: Propia

$$M_D = \sum LI(M_D) \times P = 15,0 \times 3,0 + 10,0 \times 5,0 + 10,0 \times 3,0 = 150 \text{ t} - \text{m}$$

Para hallar el momento  $M_C$  para un tren de cargas, se ubican las cargas en los puntos donde se obtienen las mayores ordenadas de la línea de influencia. En este caso se consigue ubicando toda la carga a la derecha del punto  $C$ .

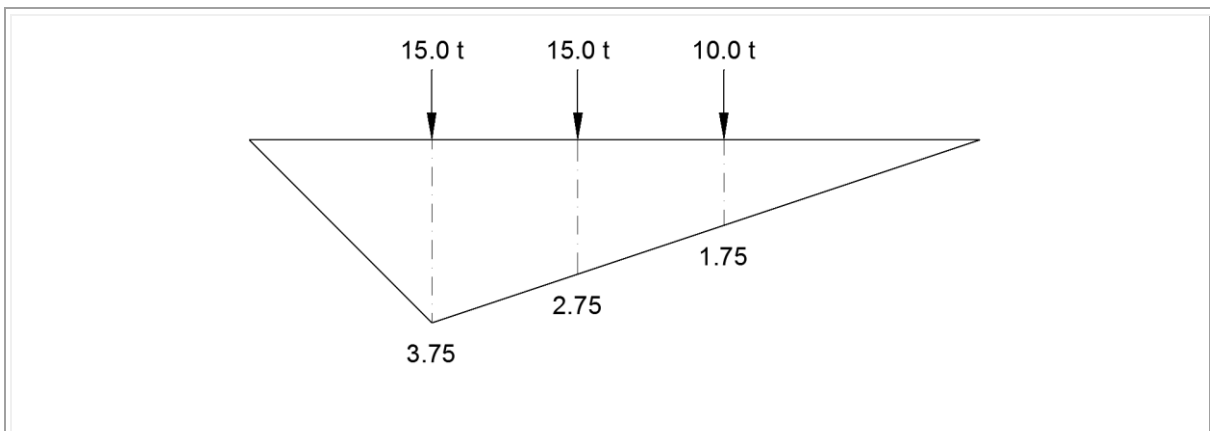


Figura 43. Línea de influencia en  $C$  para un tren de cargas

Fuente: Propia

$$M_D = 15,0 \times 3,75 + 15,0 \times 2,75 + 10,0 \times 1,75 = 115,0 \text{ t} - \text{m}$$

### 5.5. Envoltente de Momentos

Al replicar la aplicación del tren de cargas para otras secciones de la viga, obtenemos la colección de máximos momentos para esa luz y camión, lo que se denomina la envoltente de momentos de carga viva. Esta envoltente al igual que la de corte, son el resultado de análisis de cargas vivas que se requiere para el diseño de un puente vehicular.

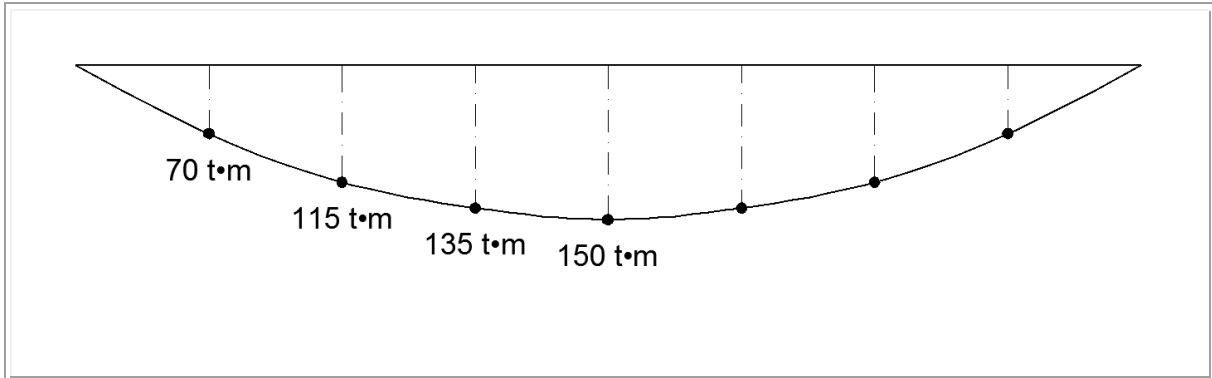


Figura 44. Envolvente de momento para el tren de carga

Fuente: Propia

## 6. Diseño puente de losa

### 6.1. Datos y Especificaciones

#### 6.1.1. Geometría del Puente

Luz	10.000 mm
Ancho	10.000 mm
Esviaje	0 °
Rec. Superior	50,0 mm
Rec. Inferior	25,4 mm
E pavimento	50,0 mm
Número de carriles	2
Ancho carril	3.650 m
Ancho bermas	2 bermas de 1.000 mm
Ancho barreras	2 barreras de 350 mm

#### 6.1.2. Materiales

Resistencia del concreto $f'_c$	28 MPa
Resistencia del acero $f_y$	420 MPa
Tamaño máximo del triturado	25 mm
Módulo elasticidad acero $E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>

Peso unitario del concreto $\gamma_c$	0,000024 N/mm <sup>3</sup>
Peso unitario del pavimento $\gamma_p$	0,000022 N/mm <sup>3</sup>
Tamaño del agregado $a_g$	25,4 mm

### 6.1.3. Número de Carriles de Diseño

El número de carriles de diseño corresponde a la parte entera de la relación  $w/3.600$  donde  $w$  es el ancho libre conforme al numeral 3.6.1.1.1.

$$N_L = \frac{w}{3.600}$$
$$N_L = \frac{(10.000,0 - 2 \times 350,0)}{3.600} = 2,58$$

Se toma entonces  $N_L = 2$

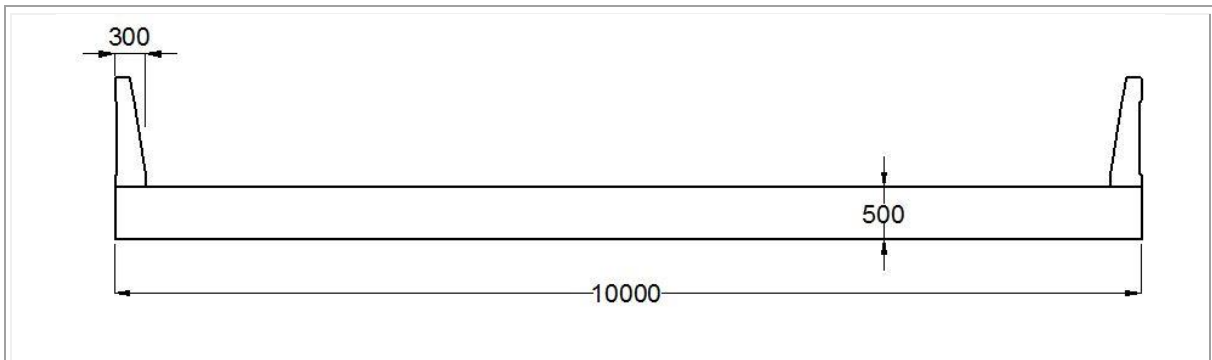
## 6.2. Dimensionamiento

### 6.2.1. Espesor de la Losa

El espesor para losas de concreto con refuerzo principal paralelo al tráfico, se encuentra definido en la tabla 2.5.2.6.3-1, la cual ha sido corregida conforme a la AASHTO LRFD. Para luces simplemente apoyadas será:

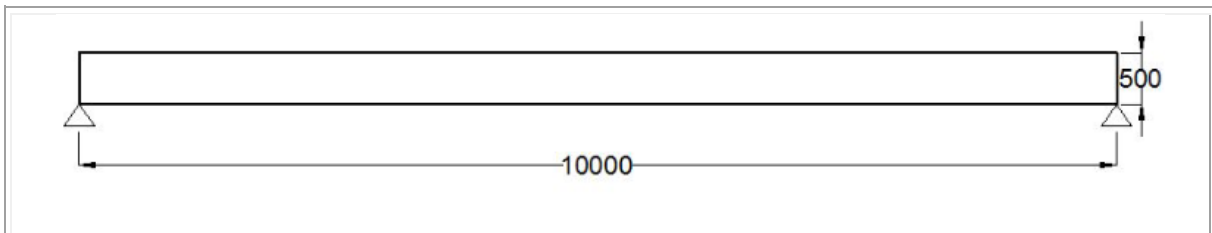
$$h = \frac{1,2 S + 3.050}{30}$$
$$h = \frac{1,2 \times 10.000,0 + 3.050}{30} = 501,7 \text{ mm}$$

Se usará un espesor de losa  $h = 500$  mm



*Figura 45. Vista transversal puente de losa*

Fuente: Propia



*Figura 46. Corte longitudinal*

Fuente: Propia

En la Figura 45 se presenta la vista transversal del puente de losa, en la Figura 46 on corte longitudinal y en la Figura 47, se presenta la vista en planta del puente de losa.

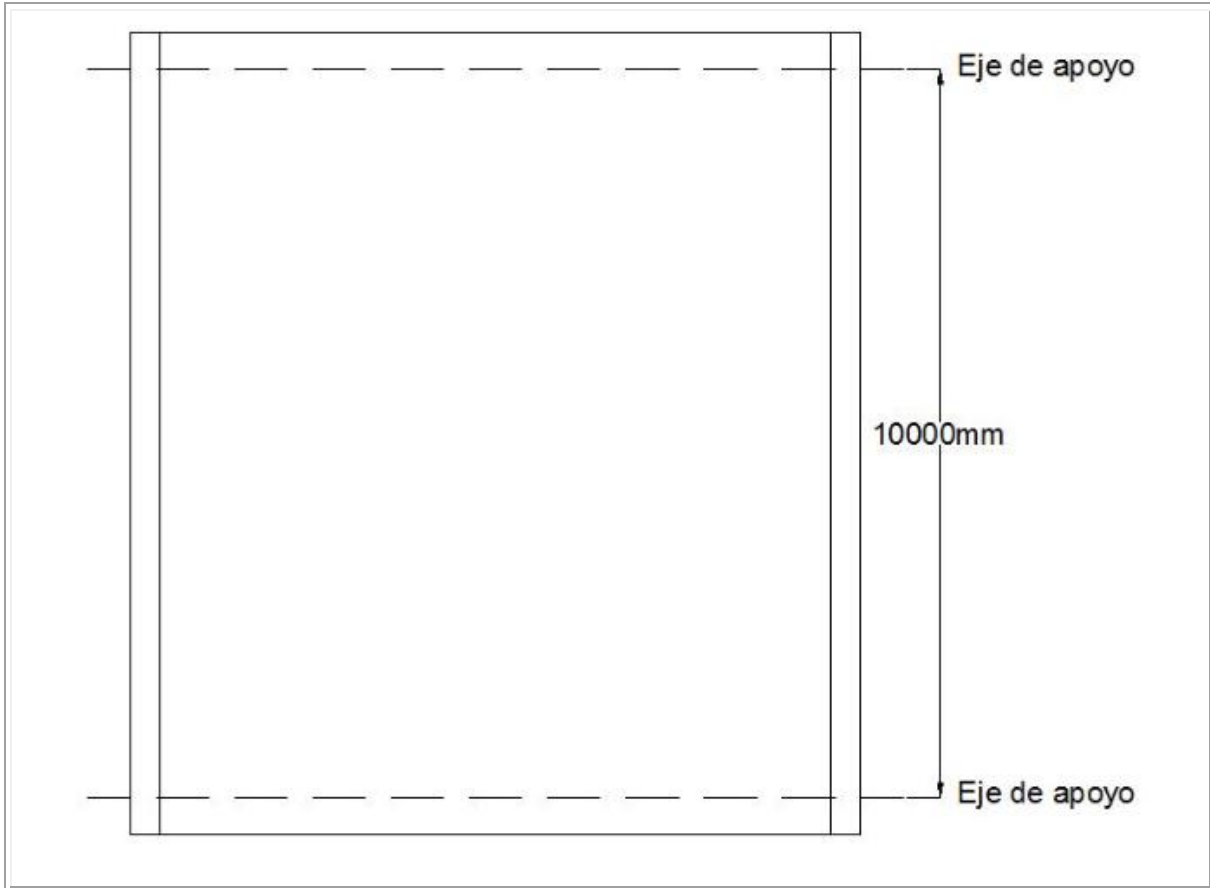


Figura 47. Vista en planta

Fuente: Propia

## 6.3 Evaluación de Cargas

### 6.3.1. Evaluación de Cargas Muertas

#### 6.3.1.1. Evaluación de cargas de peso propio DC1

El peso propio está representado por el peso del tablero, el cual se evaluará para un metro de ancho:

$$W_{DC1} = 0,000024 \frac{N}{mm} \times 500 \times 1000 = 12,00 \text{ kN/m}$$

### 6.3.1.2. Evaluación de cargas sobreimpuestas DC2

La carga sobreimpuesta corresponde al peso de cada barrera, que se aplica a la franja de borde, la cual se tiene una sección transversal de 230.000 mm<sup>2</sup>.

$$W_{DC2} = 230.000,0 \text{ mm}^2 \times 0,000024 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} = 5,52 \text{ N/mm} = 5,52 \text{ kN/m}$$

### 6.3.1.3. Evaluación de carga de rodadura DW

La carga de rodadura corresponde al pavimento que se dispone sobre el tablero. En general se utilizan espesores de 50 mm, aunque eventualmente se pueden presentar repavimentaciones, que pueden incrementar el espesor promedio original. Esta situación estaría contemplada en los factores de carga, que son mayores que para otra cargas sobreimpuestas.

$$W_{DW} = 50,0 \text{ mm} \times 1.000,0 \text{ mm} \times 0,000022 \text{ N/mm}^3 = 1,10 \text{ N/mm} = 1,10 \text{ kN/m}$$

### 6.3.1.4. Evaluación de cargas factorizadas

Los estados límites a utilizar se muestran a continuación. El estado límite de resistencia a considerar es el I, el cual corresponde a la mayor carga vertical.

$$M_{RESISTENCIA I} = \gamma_p(DC) + \gamma_p(DW) + 1,75(LL + IM + CE)$$

$$M_{FATIGA I} = 1,5(LL + IM + CE)$$

$$M_{SERVICIO I} = 1,0(DC + DW + LL + IM + CE)$$

$$M_r = \phi M_n = \phi \left[ A_s f_s \left( d_s - \frac{a}{2} \right) \right] \geq M_{ESFUERZO I}$$

Ecuación C.5.4.2.4-1.

$$E_c = 4.700\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 4.700\sqrt{28,0} = 24.870,0 \text{ MPa}$$

### 6.3.2. Evaluación de Carga Viva para la Franja Interior

#### 6.3.2.1. Factores de distribución para carga viva

##### 6.3.2.1.1. Para varios carriles cargados

A continuación se determina el ancho equivalente que deberá soportar la carga de un carril.

El ancho equivalente para dos líneas de ruedas, con más de un carril cargado se calcula utilizando la ecuación 4.6.2.3-2 y será usado para el diseño a resistencia I.

$$E = 2.100 + 0,12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L}$$

Donde:

E= ancho equivalente (mm)

$L_1$  = luz modificada tomada como el mejor valor entre la luz real y 18.000 mm (mm)

$W_1$  = Ancho modificado del puente borde a borde tomado como el menor valor entre el ancho real y 18.000 mm para carga de múltiples carriles o 9.000 mm para carga de un solo carril (mm)

$W$  = ancho físico del puente borde a borde (mm)

$N_L$  = número de carriles de diseño como se especifica en el artículo 3.6.1.1.1.

$$E = 2.100 + 0,12\sqrt{10.000,0 \times 10.000,0} \leq \frac{10.000,0}{2}$$

$$3.300,0 \text{ mm} \leq 5.000,0 \text{ mm}$$

Por lo tanto se usará  $E = 3.300,0$  mm

$$\text{Factor de distribución para carga viva} = \frac{r}{E}$$

Para determinar el factor de reducción por esviaje se utiliza la ecuación 4.6.2.3-3.

$$r = 1,05 - 0,25\tan\theta \leq 1,00$$

Donde

$\theta$  = Angulo del esviaje

$$r = 1,05 - 0,25\tan(0) \leq 1,00$$

Este factor de reducción, puede conservadoramente considerarse siempre como  $r=1,0$ . Por lo cual se utilizará un  $r=1,0$

$$\text{Factor de distribución para carga viva} = \frac{1,0 \text{ carril}}{3.300,0}$$

#### 6.3.2.1.2. Para un solo carril cargado

A continuación se determina el ancho equivalente que deberá soportar la carga de un carril. El ancho equivalente para dos líneas de ruedas, con un solo carril cargado se calcula utilizando la ecuación 4.6.2.3-1, modificado para el camión de fatiga.

$$E = 250 + 0,42\sqrt{L_1 W_1}$$

$$E = 250 + 0,42\sqrt{10.000,0 \times 9.000,0} = 4.234,5 \text{ mm}$$

$$\text{Factor de distribución para carga viva (Sin fatiga)} = \frac{r}{E}$$

$$\text{Factor de distribución para carga viva (Sin fatiga)} = \frac{1 \text{ carril}}{4.234,4 \text{ mm}}$$

$$\text{Factor de distribución para carga viva (Modificado para fatiga)} = \frac{r}{1,2E}$$

$$\text{Factor de distribución para carga viva (Modificado para fatiga)}$$

$$= \frac{1 \text{ carril}}{1,2 \times 4.234,4 \text{ mm}} = \frac{1 \text{ carril}}{5.081,3 \text{ mm}}$$

El factor de distribución más crítico para resistencia I, corresponde al de un solo carril cargado, y es igual a 3.300 mm.

## 6.4. Evaluación de Solicitaciones

### 6.4.1. Momento por Carga Viva en el Centro de la Luz

El momento se analiza para las franjas centrales, y se revisa para las franjas de borde.

La posición crítica para el centro de la luz, se muestra en los diagramas de línea de influencia para el momento en el centro de la luz, para el camión y el tándem.

El momento por camión es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama:

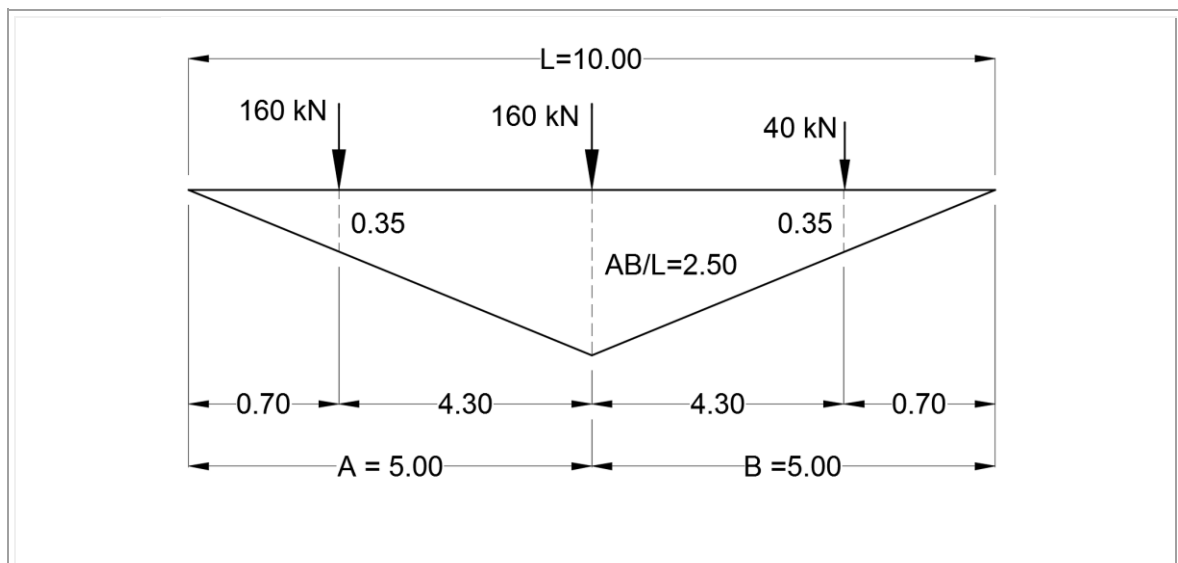


Figura 48. Diagrama LI Camión CC14

Fuente: Propia

$$M_{\text{camión}} = (0,35 \times 160,0 + 2,50 \times 160,0 + 0,35 \times 40,0) = 470,0 \text{ kN} - \text{m}$$

El momento por tándem es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama:

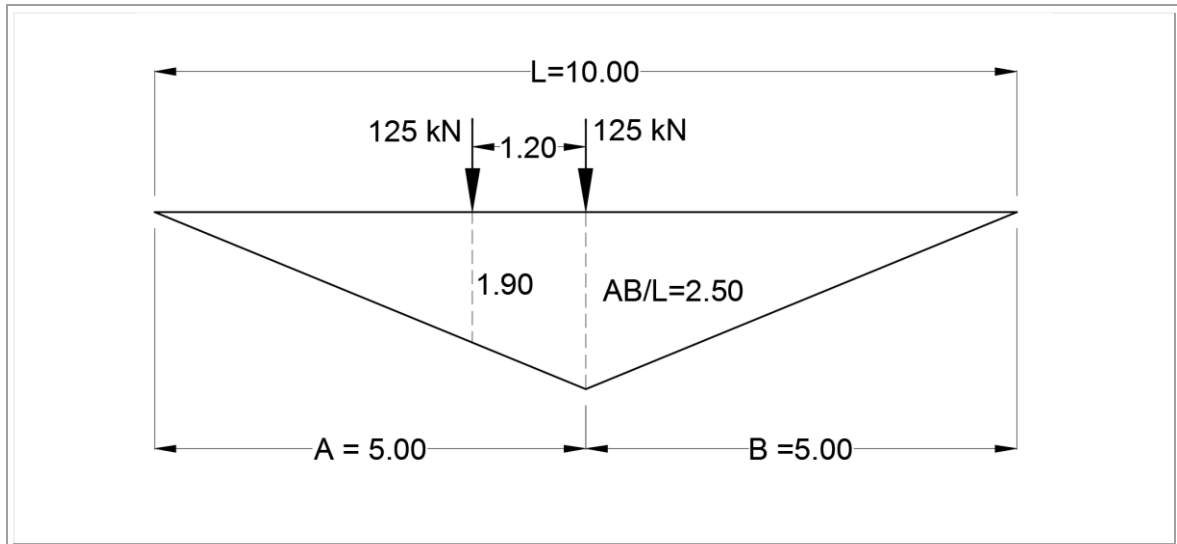


Figura 49. Diagrama LI Tándem CC14

Fuente: Propia

$$M_{\text{tándem}} = 1,90 \times 125,0 + 2,50 \times 125,0 = 550,0 \text{ kN} - \text{m}$$

El momento por la carga de carril es igual al área del diagrama multiplicada por la carga de carril de diseño establecida en el numeral 3.6.1.2.4, es decir  $W_L=10,30 \text{ kN/m}$ .

$$M_{\text{carril}} = (10,00 \times 2,50 \div 2) \times 10,30 = 128,75 \text{ kN} - \text{m}$$

El momento por carga viva será el mayor entre carril más camión o el carril más tándem.

$$M_{\text{carril}} + \text{camión} = 128,75 + 470,00 = 598,75 \text{ kN} - m$$

$$M_{\text{carril}} + \text{tándem} = 128,75 + 550,00 = 678,75 \text{ kN} - m$$

$$\text{Entonces } M_L = 678,75 \text{ kN} - m$$

#### 6.4.1.1. Momento más amplificación dinámica

Una vez establecido que la sollicitación mayor corresponde a la carga de carril más la carga de tándem, la amplificación dinámica se aplica a la carga de tándem exclusivamente.

$$M_{LL+IM} = M_{\text{tandem}} \times (1 + IM) + M_{\text{carril}}$$

$$M_{LL+IM} = 550,00 \times (1 + 0,33) + 128,75 = 860,25 \text{ kN} - m$$

Este momento corresponde a la carga de un carril, que al dividirse por el ancho de distribución de carga viva  $E$  expresada en metros, se obtiene el momento para el ancho de 1.0 m.

Entonces

$$M_{LL+IM} = \frac{860,25 \text{ kN} - m}{E}$$

$$M_{LL+IM} = \frac{860,25 \text{ kN} - m}{3,30 \text{ m}} = 260,68 \frac{\text{kN} - m}{m}$$

## 6.4.2. Momento Por Carga Muerta En El Centro De La Luz

### 6.4.2.1. Momento por peso propio y carga sobre impuesta

El momento por la carga muerta es igual al área del diagrama multiplicada por la carga  $DC = (DC1 + DC2)$ .

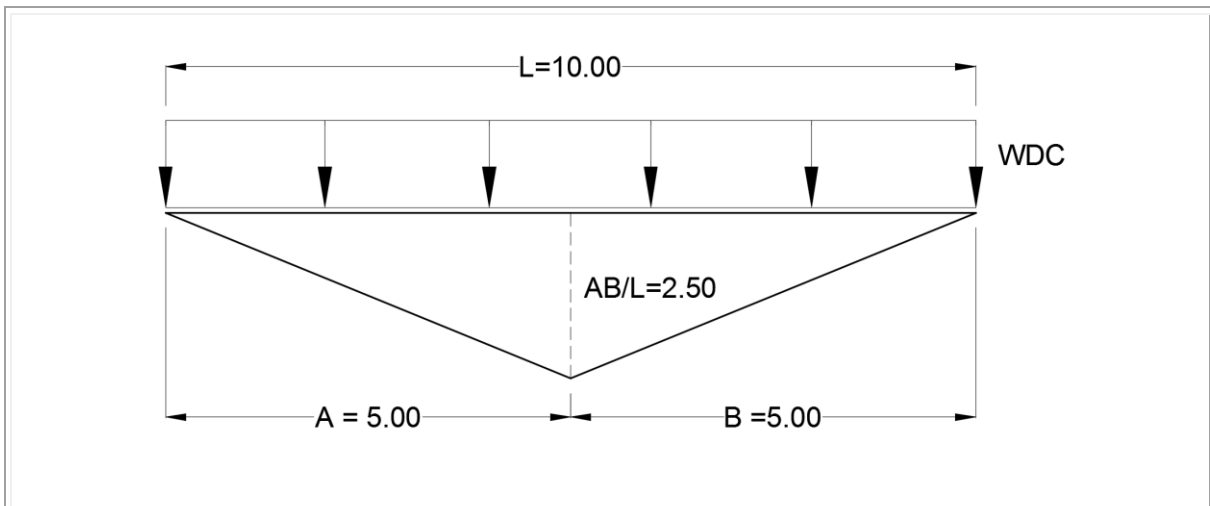


Figura 50. Diagrama LI camión en el Centro de la Luz

Fuente: Propia

Viga Externa DC =  $(12,00 + 5,52) = 17,52$  kN

$$M_{DC} = (10,0 \times 2,5 \div 2) \times 17,52 = 219,00 \text{ kN} - \text{m}$$

### 6.4.2.2. Momento por rodadura

El momento por la carga muerta es igual al área del diagrama multiplicada por la carga DW. Dado que la carga se obtuvo para una franja de 1.0 m los momentos se obtendrán para dicho ancho.

Viga interna y externa  $DW = 1,10 \text{ kN/m}$

$$M_{DW} = (10,0 \times 2,5 \div 2) \times 1,10 = 13,75 \text{ kN} - \text{m/m}$$

#### 6.4.3 Momento Factorizado Estado Límite De Resistencia I

$$M_{RESISTENCIA I} = 1,25(DC) + 1,50(DW) + 1,75(LL + IM + CE)$$

$$M_{RESISTENCIA I} = 1,25(219,00) + 1,50(13,75) + 1,75(260,68) = 750,57 \text{ kN} - \text{m}$$

#### 6.4.4. Momento Factorizado Estado Límite De Servicio I

$$M_{SERVICIO I} = 1,0(DC + DW + LL + IM + CE)$$

$$M_{SERVICIO I} = 1,0(219,00 + 13,75 + 260,68) = 493,43 \text{ kN} - \text{m}$$

#### 6.4.5. Solicitaciones Por Fatiga

La posición crítica para fatiga para el centro de la luz, se muestra en los diagramas de línea de influencia, considerando que solo se presentan dos ejes simultáneamente dada la longitud de la luz y se debe calcular para el camión de diseño especificado en el artículo 3.6.1.2.2 que estipula un espaciamiento constante de 9.000 mm entre los ejes de 160 kN.

El momento por camión es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama, que se muestra en la Figura 51:

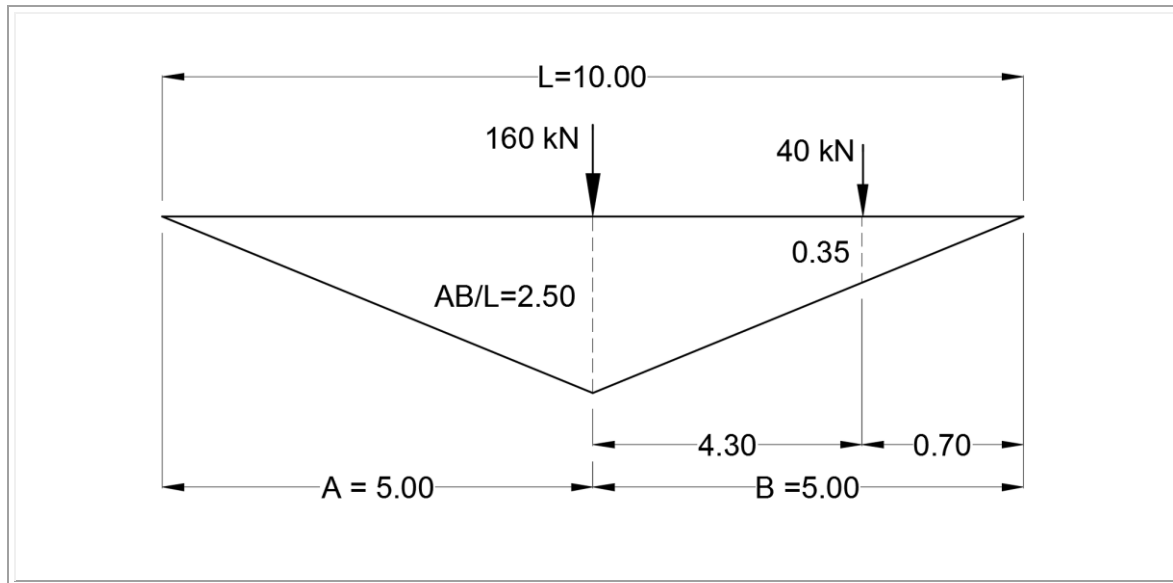


Figura 51. Diagrama LI Camión CC14

Fuente: Propia

$$M_{camion} = (160,0 \times 2,5 + 40,0 \times 0,35) = 414,0 \text{ kN} - m$$

#### 6.4.5.1. Momento más impacto

De igual forma se deberá utilizar el incremento por carga dinámica del 15% como se especifica en el artículo 3.6.2 del CCP-14 para fatiga.

$$M_{LL+IM} = M_{camion} \times (1 + IM)$$

$$M_{LL+IM} = 414,00 \times (1 + 0,15) = 476,10 \text{ kN} - m$$

Este momento corresponde a la carga de un carril, que al dividirse por el ancho de distribución de carga viva  $E$  expresada en metros, se obtiene el momento para el ancho de 1.0m.

Entonces

$$M_{LL+IM} = \frac{476,10 \text{ kN} - m}{E}$$
$$M_{LL+IM} = \frac{476,10 \text{ kN} - m}{3,30 \text{ m}} = 144,27 \frac{\text{kN} - m}{m}$$

#### 6.4.6. Momento Factorizado Estado Límite de Fatiga I

$$M_{FATIGA I} = 1,5(LL + IM + CE)$$

$$M_{FATIGA I} = 1,5(144,27) = 216,41 \text{ kN} - m$$

#### 6.4.7. Cortante por Carga Viva en el Apoyo

En la Figura 52, de línea de influencia se presenta la posición crítica para el cortante en el apoyo, para el camión y el tándem.

El cortante por camión es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama:

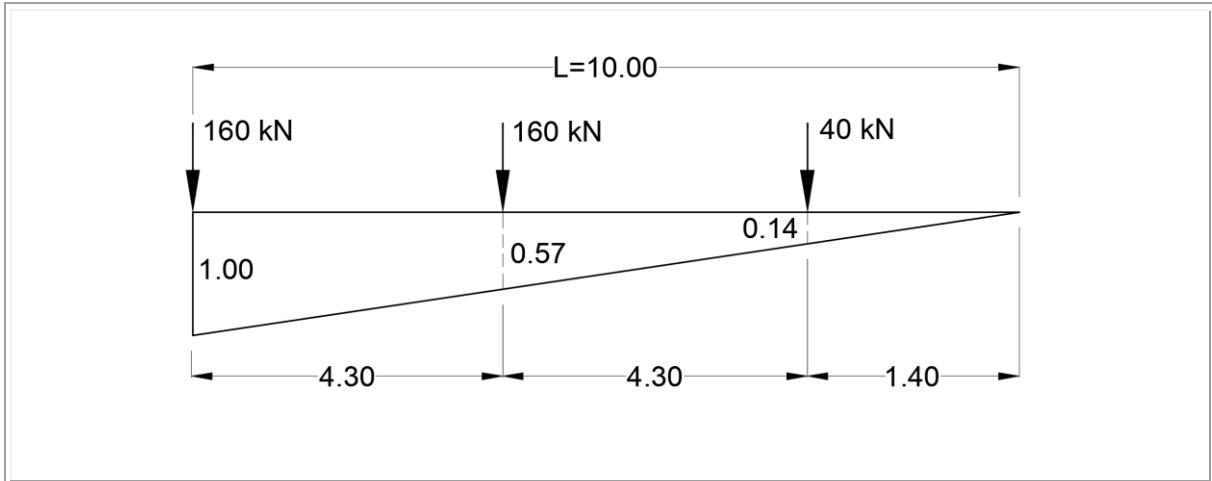


Figura 52. Diagrama LI Corte Camión CC14

Fuente: Propia

$$V_{\text{camión}} = 1,00 \times 160 + 0,57 \times 160 + 0,14 \times 40 = 256,80 \text{ kN}$$

El cortante por tandem es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama, que se muestra en a Figura 53.

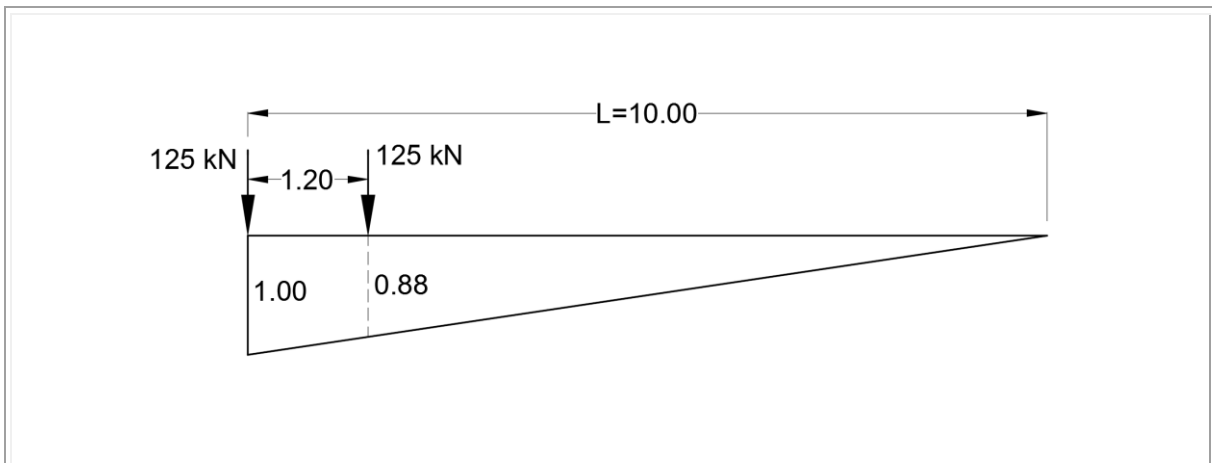


Figura 53. Diagrama LI Corte Tándem CC14

Fuente: Propia

$$V_{tándem} = 1,00 \times 125 + 0,88 \times 125 = 235 \text{ kN}$$

El cortante por la carga de carril es igual al área del diagrama multiplicada por la carga de carril de diseño establecida en el numeral 3.6.1.2.4, es decir  $W_L=10,30 \text{ kN/m}$ .

$$V_{carril} = (10,00 \times 1,00 \div 2) \times 10,30 = 51,50 \text{ kN}$$

El cortante por carga viva será el mayor entre el cortante por carril más camión ó el cortante por carril más tándem.

$$V_{carril + camión} = 51,50 + 256,80 = 308,30 \text{ kN}$$

$$V_{carril + tándem} = 51,50 + 235,00 = 286,50 \text{ kN}$$

Entonces  $V_L = 308,30 \text{ kN}$

#### **6.4.7.1. Cortante más impacto**

$$V_{LL+IM} = V_{camión} \times (1 + I) + V_{carril}$$

$$V_{LL+IM} = 256,80 \times (1 + 0,33) + 51,50 = 393,04 \text{ kN}$$

Este cortante corresponde a la carga de un carril, que al dividirse por el ancho de distribución de carga viva E expresada en metros, se obtiene el cortante para el ancho de 1,0 m.

Entonces

$$V_{LL+IM} = \frac{393,04 \text{ kN}}{E}$$

$$V_{LL+IM} = \frac{393,04 \text{ kN}}{3,30 \text{ m}} = 119,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### 6.4.8. Cortante por Carga Muerta en el Apoyo

##### 6.4.8.1. Cortante por peso propio y carga sobrepuesta

El cortante por la carga muerta es igual al área del diagrama multiplicada por la carga DC= (DC1+DC2). El momento generado por la riostra corresponde a la ordenada de la LI por su peso, como se observa en la figura 54.

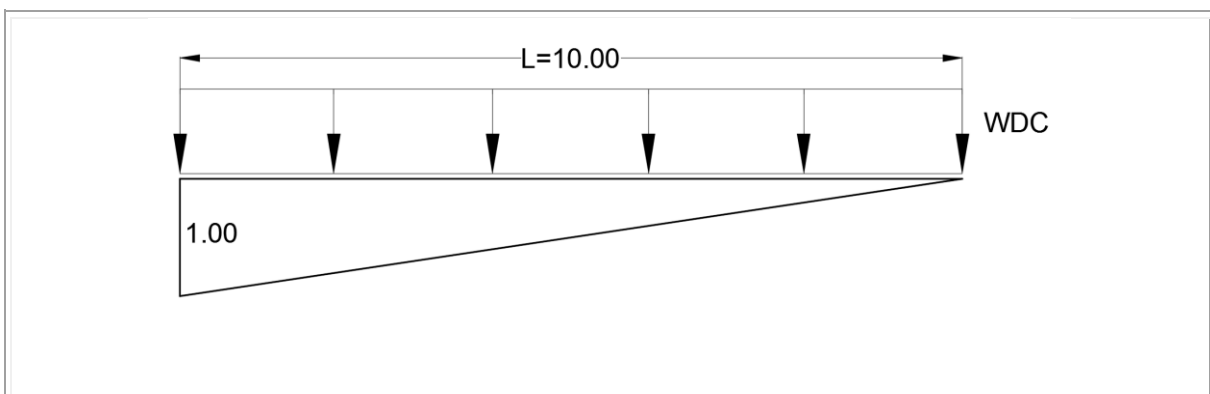


Figura 54. Diagrama LI Corte Camión CC14

Fuente: Propia

Viga Externa DC =  $(12,00+5,52) = 17,52$  kN

$$V_{DC} = (10,00 \times 1,00 \div 2) \times 17,52 = 87,6 \text{ kN}$$

#### **6.4.8.2. Cortante por rodadura**

El cortante por la carga muerta es igual al área del diagrama multiplicada por la carga DW.

Para la viga interna y externa DW= 1,10 kN/m

$$V_{DW} = (10,0 \times 1,0 \div 2) \times 1,10 = 5,50 \text{ kN}$$

#### **6.4.9. Cortante Factorizado en el Apoyo Estado Límite de Resistencia I**

$$V_{RESISTENCIA I} = 1,25(DC) + 1,50(DW) + 1,75(LL + IM + CE)$$

$$V_{RESISTENCIA I} = 1,25(87,6) + 1,50(5,50) + 1,75(119,10) = 326,18 \text{ kN}$$

### **6.5. Diseño del Refuerzo a Flexión**

#### **6.5.1. Diseño Refuerzo Momento Positivo Estado Límite de Resistencia**

El momento resistente se obtiene según la ecuación 5.7.2.2-1 y la ecuación 5.7.3.2.1-1, la cual se puede simplificar para concreto reforzado de la siguiente forma:

$$M_r = \phi M_n = \phi \left[ A_s f_s \left( d_s - \frac{a}{2} \right) \right] \geq M_{RESISTENCIA I}$$

Se asumirán varillas de acero #8

Ecuación 5.7.3.1.1-4.

$$c = \frac{A_s f_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

b= 1.000 mm

$\beta_1 = 0,85$

$$d_s = h - \text{recub. inferior} - \phi_{\text{barra}}$$

$$d_s = 500 - 25,4 - \frac{25,4}{2} = 461,9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{A_s \times 420,0}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 10.000,0} = 0,0021 A_s \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 0,0021 A_s = 0,0018 A_s \text{ mm}$$

$$M_r = M_{RESISTENCIA I}^+ = 694,10 \text{ kN} - \text{m} \times 1.000,0 = 694.100,0 \text{ N} - \text{m}$$

$$750.570.000,0 \text{ N} - \text{mm} = 0,9 \left[ A_s \left( 420 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \left( 461,9 \text{ m} - \frac{0,0018 A_s \text{ mm}}{2} \right) \right]$$

Resolviendo se obtiene que  $A_s = 4.336 \text{ mm}^2$

Usando barras #8 la separación será igual a:

$$s = \frac{507}{4.336} \approx 0,11 \text{ m}$$

Por lo cual se dispondrán varillas #8 @ 11 cm y se tendrá un  $A_s = 4.609,0 \text{ mm}^2/\text{m}$ .

La profundidad de la compresión será:

$$c = 0,0021 \times A_s = 0,0021 \times 4.609,0 = 9,7 \text{ mm}$$

$$a = 0,0018 \times 4.609,0 = 8,3 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_s} = \frac{9,7}{461,9} = 0,021$$

### 6.5.2. Verificación de Agrietamiento Estado Límite de Servicio

El control de agrietamiento está establecido en el artículo 5.7.3.4. Se utilizará la ecuación 5.7.3.4-1 para calcular el espaciamiento máximo del refuerzo por control de agrietamiento, buscado que el ancho de las fisuras este limitado valores que no comprometa la protección del acero.

$$s \leq \frac{123.000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Donde:

$$d_c = \text{recub. inferior} + \frac{\phi}{2}$$

$$d_c = 25,4 + \frac{25,4}{2} = 38,1 \text{ mm}$$

Así mismo

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{38,1}{0,7(500 - 38,1)} = 1,12$$

Por teoría elástica obtenemos el esfuerzo en el acero de refuerzo, a partir de la cuantía de refuerzo y de la relación modular entre el acero y concreto.

$$\rho = \frac{A_s}{b d_s}$$

$$\rho = \frac{4.609,0}{1.000,0 \times 461,9} = 0,0099$$

$$n = \frac{E_c}{E_s}$$

$$n = \frac{200.000,0}{24.870,0} = 8$$

$$k = \sqrt{2n\rho + n\rho^2} - n\rho$$

$$k = \sqrt{2 \times 8 \times 0,0099 + 8 \times 0,0099^2} - 8 \times 0,0099 = 0,319$$

$$j = 1 - \frac{0,319}{3} = 0,894$$

Entonces el refuerzo en el acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{A_s \times j \times d_s}$$

$$f_{ss} = \frac{493.430.000,0}{4.609,0 \times 0,894 \times 461,9} = 259,3 \text{ N}$$

$\gamma_e = 0,75$ , es el factor de exposición clase 2, que corresponde a elementos a la intemperie, donde el ancho de las fisuras es más crítico.

$$\frac{123.000 \times 0,75}{1,12 \times 259,3} - 2 \times 38,1 = 241,4 \text{ mm}$$

$$s = 125 \text{ mm} < 241,4 \text{ mm}$$

Por lo tanto el espaciamiento es adecuado para el control de agrietamiento.

### 6.5.3. Verificación de estado límite de fatiga

Las disposiciones para control de fatiga se encuentran en el artículo 5.5.3 del CCP-14. Para efectos de fatiga, los miembros en concreto deberán satisfacer lo dispuesto en la ecuación 5.5.3.1-1 del CCP-14.

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH}$$

Donde:

$$\gamma(\Delta f) = \frac{|M_{FATIGA I}^+ - M_{FATIGA I}^-|}{A_s j d_s}$$

Los momentos  $M_{FATIGA I}^+$  y  $M_{FATIGA I}^-$ , ya incluyen el factor  $\gamma=1,5$ .

$$\gamma(\Delta f) = \frac{|0 - (-216.410.000,0)|}{4.609,0 \times 0,894 \times 461,9} = 113,7 N$$

Umbral de fatiga de amplitud constante, Ecuación 5.5.3.2-1.

$$(\Delta F)_{TH} = 166 - 0,33 f_{min}$$

El momento mínimo corresponde a carga muerta que en este caso es carga muerta más rodadura.

$$f_{min} = \frac{M_{FATIGA I}^- + (DC + DW)}{A_s j d_s}$$

$$f_{min} = \frac{-216.410.000,0 + (219.000.000,0 + 13.750.000,0)}{4.609,0 \times 0,894 \times 461,9} = 8,59 N$$

$$(\Delta F)_{TH} = 166 - 0,33(8,59) = 163,2 N$$

$$113,7 N < 163,2 N$$

Dado que se cumple la condición, el refuerzo es adecuado para la carga límite de fatiga.

#### 6.5.4. Verificación de Refuerzo Máximo

Las disposiciones para el chequeo de refuerzo máximo se encuentran en el artículo 5.7.3.3.

Donde el esfuerzo a tracción se define en la ecuación del comentario 5.7.2.1-1.

$$\varepsilon_T = \frac{0,003(d_t - c)}{c}$$

$$d_t = d_s = 461,9 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_T = \frac{0,003(461,9 - 9,70)}{9,70} = 0,139$$

$$0,139 > 0,005$$

Debido a que se cumple a condición, el momento último es adecuado y no se necesita reducir los factores de resistencia.

#### 6.5.5. Verificación de Refuerzo Mínimo

Las disposiciones del refuerzo mínimo se encuentran en el artículo 5.7.3.3.2. Se deberá cumplir:

$$M_r > M_{cr}$$

El momento factorizado a flexión ( $M_r$ ), se define en la ecuación 5.7.3.3.2-1.

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[ (\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) \gamma_1 S_c - M_{dnc} \left( \frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Dónde:

$f_r$ = módulo de rotura del concreto especificado en el artículo 5.4.2.6.

$f_{cpe}$ = esfuerzo de compresión en el concreto debido solo a las fuerzas efectivas de preesfuerzo (después de considerar todas las pérdidas de preesfuerzo) en la fibra extrema de la sección donde la tensión de tracción es causada por las cargas externas (MPa)

$M_{dnc}$ = momento total no mayorado de carga muerta que actúa sobre una sección monolítica o no compuesta (kN-m)

$S_c$ = módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas ( $\text{mm}^3$ )

$S_{nc}$ = módulo de sección para la fibra extrema de una sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas externas ( $\text{mm}^3$ )

Los factores tienen en cuenta la resistencia a la fisuración del concreto, la variación del preesfuerzo y la relación entre tensión nominal de fluencia del refuerzo y la tensión última. Estos se encuentran en el numeral 5.7.3.3.2

Dado que en este ejercicio no se cuenta con preesfuerzo la fórmula se simplifica a:

$$M_{cr} = \gamma_3 \gamma_1 S f_r$$

Para la lo cual:

$\gamma_3 = 0,75$  para A706, grado 60 de refuerzo.

$\gamma_1 = 1,60$  para puentes no segmentales

$$S = \left(\frac{1}{6}\right) (1000,0) \times (500,0)^2 = 41.666.666,7 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,52\sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,52\sqrt{28,0} = 2,75 \text{ N}$$

$$M_{cr} = 0,75 \times 1,6 \times 41.666.666,7 \times 2,75 = 137.500.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

$$750.570.000,0 \text{ N} - \text{mm} > 137.500.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Debido a que el momento factorizado es mayor que el momento de rotura, se cumplen los requerimientos de refuerzo.

### 6.5.6. Refuerzo de Distribución

Para construcciones de hormigón armadas longitudinalmente, se utiliza la ecuación

5.14.4.1-1-

$$\frac{100}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

$$\frac{100}{\sqrt{10,0}} = 31,62 \leq 50\%$$

$$A_s = 0,3162 \times 4.609,0 = 1.457,4 \text{ mm}^2$$

Se usarán varillas #6 @ 190 mm,  $A_s=1.505,3 \text{ mm}^2$

### 6.5.7. Refuerzo Por Temperatura

Los requerimientos de refuerzo para temperatura se encuentran en el artículo 5.10.8 Se utilizará la ecuación 5.10.8-1 y la 5.10.8-2 para verificar el área de refuerzo por metro lineal.

Ecuación 5.10.8-1.

$$A_s \geq \frac{1,30bh}{2(b+h)f_y}$$

Se deberá convertir debido a que está dada para ksi.

$$A_s \geq \frac{769bh}{2(b+h)f_y}$$

$$A_s \geq \frac{769 \times 1.000,0 \times 500,0}{2(1.000,0 + 500,0) \times 420} = 305 \text{ mm}^2/m$$

Se usarán barras #4 @ 400 mm.  $A_s=318 \text{ mm}^2$

### 6.5.8. Evaluación de Carga Viva para la Franja Externa

#### 6.5.8.1. Factores de distribución para carga viva

#### 6.5.8.1.1. Para varios carriles cargados

Se calculará un ancho de distribución para una franja de borde correspondiente a una línea de rueda.

$$E = \text{Ancho barrera} + 12 \text{ in} + \frac{1}{4} E_i$$

Debido a que la ecuación está dada para pulgadas, será convertida a milímetros.

$$E = 300,0 + 305,0 + \frac{1}{4} \times 4.234,5 = 1.663,6 \text{ mm}$$

Dado que corresponde a una sola línea, se multiplicara por dos para encontrar el equivalente a dos líneas.

$$E=3327,2\text{mm}$$

Debido a que este ancho de franja es mayor a la franja interior, el refuerzo de la franja interior se aplica a todo el tablero. Si el ancho de distribución exterior hubiese sido menor que el interior, se requeriría un diseño de refuerzo diferente para esa franja.

### 6.6. Verificación de Resistencia Corte

Usualmente las losas dimensionadas bajo las especificaciones de la norma son suficientes por corte, es decir que no requieren refuerzo para esa sollicitación. No obstante se realiza una verificación.

$$V_{RESSTENCIA I} = 326,18 \text{ kN}$$

La resistencia a cortante está dada por el artículo 5.8.3.3. Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-3 para calcularla.

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Donde:

$\phi = 0,90$  para cortante

$b_v = 1.000,0$  mm

Se elegirá el mayor de los siguientes valores:

$$d_{v1} = d_s - \frac{a}{2} = 461,9 - \left(\frac{7,3}{2}\right) = 458,3 \text{ mm}$$

$$d_{v2} = 0,90 \times d_s = 0,90 \times 461,9 = 415,7 \text{ mm}$$

$$d_{v3} = 0,72h = 0,72 \times 500,0 = 360,0 \text{ mm}$$

Por lo tanto  $d_v = 458,3$  mm

$s_x = d_v$

El parámetro de espaciamiento de grietas ( $s_{xe}$ ) se da en la ecuación 5.8.3.4.2-5.

$$s_{xe} = s_x \frac{1,38}{a_g + 0,63}$$

Donde:

$s_x$  = menor distancia entre  $d_v$  o la distancia máxima entre capas de refuerzo longitudinal para control de grietas (mm)

ag= tamaño del agregado

Los valores de  $s_x$  y ag deberán ser convertidos a pulgadas y al realizar la ecuación el valor volverá a ser convertido en mm, debido a que la ecuación se encuentra en unidades inglesas.

$$s_{xe} = 18,04 \times \frac{1,38}{1,00 + 0,63} = 15,27 \text{ in}$$

$s_{xe} = 387,9 \text{ mm}$

La deformación unitaria neta longitudinal de tracción se halla según la ecuación 5.8.3.4.2-4 del CCP-14.

$$\varepsilon_s = \frac{|M_u| + 0,5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Debido a que no se tienen aceros preesforzados, la ecuación quedará reducida a:

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + |V_u - N_u|}{E_s A_s}$$

Dónde:

$|M_u|$ = valor absoluto del momento mayorado (kN/m)

$d_v$ = profundidad efectiva de cortante (mm)

$V_u$ = fuerza de cortante mayorada (kN)

$N_u$ = fuerza axial mayorada, tomada como positiva si es de tracción y negativa si es de compresión (kN)

$E_s$ = módulo de elasticidad del acero de las barras de refuerzo (MPa)

$A_s$ = área de acero no preesforzado en el lado sometido a tracción por flexión del miembro en la sección bajo consideración ( $\text{mm}^2$ )

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|686,50|}{458,3} + |323,93 - 0,0|}{196,0 \times 4.609,0} = 0,000360$$

Ecuación 5.8.3.4.2-2

$$\beta_1 = \frac{4,8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + s_{xe})}$$

Dado que la fórmula está para ksi, se adaptará de la siguiente forma:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{1.295}{(991 + S_{xe})}$$

$$\beta_1 = \frac{4,8}{(1 + 750 \times 0,000360)} \left( \frac{1.295}{991 + 387,9} \right) = 3,55$$

$\beta$  debe ser menor a 2,0, sino este valor deberá ser tomado como 2,0. Por lo tanto se utilizará un  $\beta=2,0$ .

El valor de  $\theta$  está definido por la ecuación 5.8.3.4.2-3 del CCP-14.

$$\theta = 29 + 3.500\varepsilon_s$$

$$\theta = 29 + 3.500 \times 0,000360 = 30,3$$

$$V_c = 0,083 \times 2,0 \times \sqrt{28} \times 1.000,0 \times 458,3 = 402.565,9 \text{ N} = 402,56 \text{ kN}$$

Para la resistencia a cortante del acero se utiliza la fórmula 5.8.3.3-1 y la fórmula 5.8.3.3-2, de las cuales se elegirá el menor valor.

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$$

$$V_{n2} = 0,25f'_c b_v d_v + V_p$$

$$V_{n1} = 402,56 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 0,25 \times 28,0 \times 1.000,0 \times 458,3 = \frac{3.208.100,0 \text{ N}}{1.000} = 3.208,10 \text{ kN}$$

Entonces se tiene que:

$$\phi V_n = 0,90 \times 402,56 = 362,30 \text{ kN}$$

La verificación se hace sin disponer refuerzo, por lo que  $V_s=0$ . En caso de que la resistencia a cortante suministrada al concreto sea inferior al cortante factorizado, deberá disponerse

refuerzo y valorarse la resistencia aportada por el refuerzo según la ecuación 5.8.3.3-4 del CCP-14 que se presenta a continuación y ha sido reducida para secciones no preesforzadas.

$$\phi V_n > V_u$$

$$362,30 \text{ kN} > 326,18 \text{ kN}$$

La resistencia suministrada por el concreto es suficiente para tomar el cortante en el apoyo.

El diseño de las barreras se presentará en el Capítulo 8.

En la Figura 55, se observa el detalle de la distribución del acero de refuerzo en la placa del puente, con los cálculos respectivos.

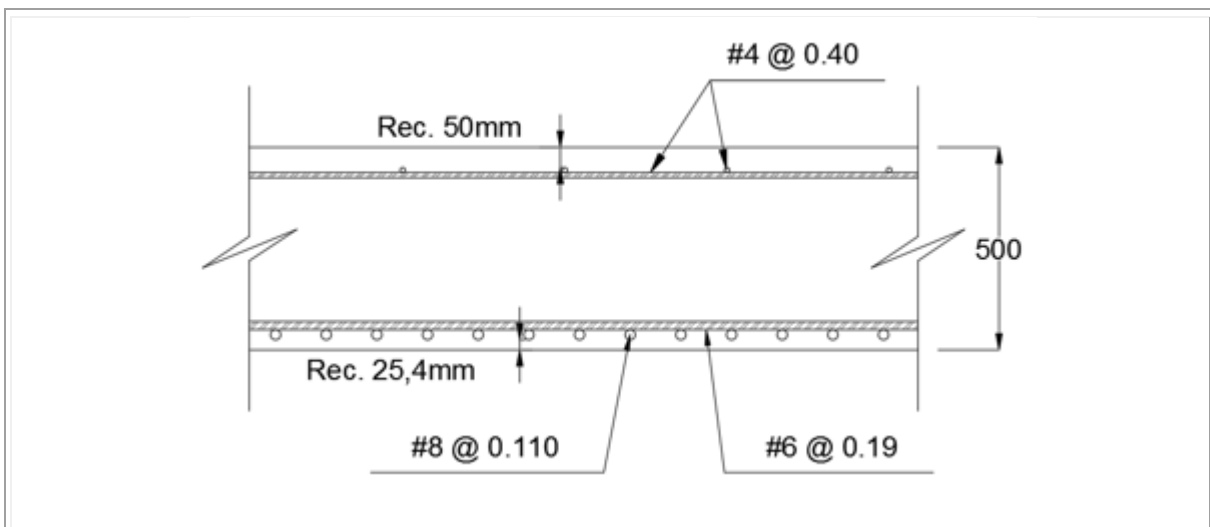


Figura 55. Detalle del refuerzo del tablero

Fuente: Propia

## 7. Puentes de Viga y Losa

### 7.1. Introducción

La altura de la viga T se establece con criterios de control de deflexiones, según las recomendaciones indicadas en la tabla 2.5.2.6.3-1 del CCP-14. En este capítulo se presenta el diseño longitudinal de la viga, mientras que el diseño transversal del puente que corresponde al tablero y las barreras de tráfico se presentan en el Capítulo 8.

El ancho del nervio de la viga es controlado generalmente por el espacio mínimo requerido para garantizar la separación del refuerzo, los recubrimientos mínimos, el acero de cortante y el acero longitudinal.

Es recomendable que el ancho efectivo de la viga T, se restrinja al menor de los siguientes valores:

1.  $\frac{1}{4} L$ , donde  $L$ = luz de la viga
2. Doce veces el espesor de la losa + espesor del alma ( $12 e + b_w$ )
3. La distancia entre centros de almas adyacentes.

En la figura 56, se observan los datos de la sección transversal de la viga T.

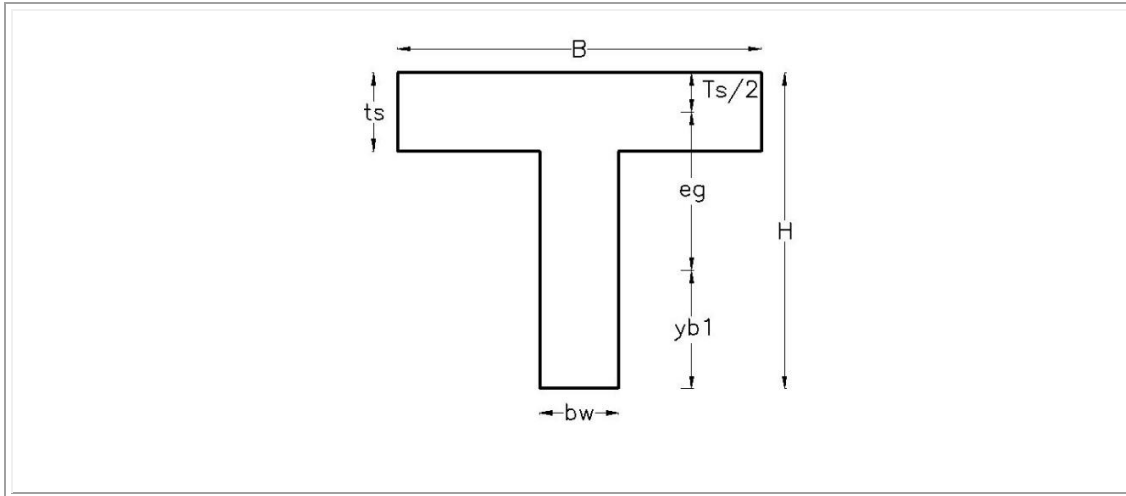


Figura 56. Ancho efectivo Viga T

Fuente: Propia

Los momentos y cortantes por carga viva más impacto se calculan por líneas de influencia o por la envolvente utilizando la carga de carril más el camión, o la carga de carril más el tándem.

La longitud de la luz se toma como la luz libre más el espesor de la viga T, sin exceder la distancia entre centros de apoyo. La longitud mínima de apoyo debe determinarse para categoría sísmica. Esta distancia mínima busca lograr que en un evento sísmico de diseño, los desplazamientos del tablero no ocasionen la pérdida de apoyo.

Las separaciones entre vigas (S) usualmente están en el orden de 2,20 m hasta 3,00 m. Para este rango de separaciones es frecuente la utilización de espesores de tablero entre 0,18 m y 0,22 m. Para luces mayores, es necesario realizar un análisis por emparrillados, para determinar con mayor precisión las solicitaciones de cortante y flexión.

## 7.2. Ejemplo de Diseño de Puente de Viga y Losa

### 7.2.1. Geometría

Se va a construir un puente de viga y losa en una zona sísmica 3, con una única luz soportado por dos estribos. La calzada albergará dos carriles de 3,65 m de ancho, dos bermas de 1,20 m cada una, un andén en uno de los costados de 2,00 m de ancho, incluyendo una barrera de tráfico, y una barrera adicional. El puente consta de 5 vigas paralelas que soportan la losa, los datos se observan en la Figura 57.

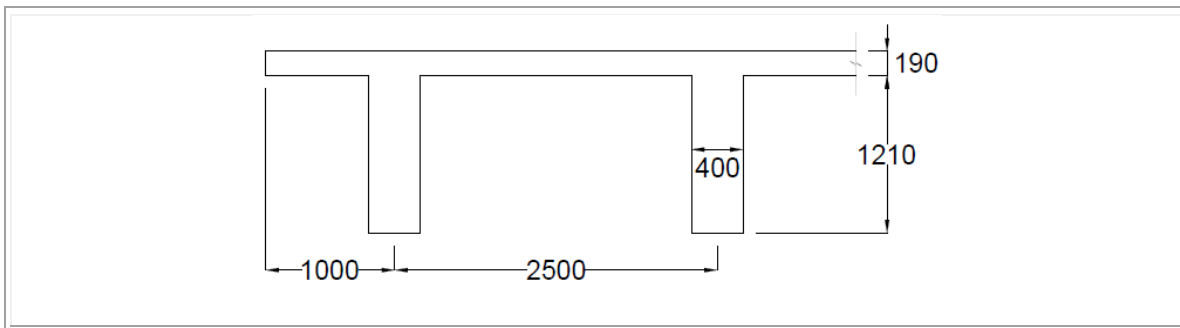


Figura 57. Dibujo voladizos del tablero

Fuente: Propia

Luz libre entre estribos	19.600 mm
Ancho	12.000 mm
Esviaje	0°
Separación entre vigas	2.500 mm
Voladizos	1.000 mm
Espesor del tablero	190 mm

### 7.2.2. Materiales

Resistencia del concreto $f'_c$	28 MPa
Resistencia del acero $f_y$	420 MPa
Tamaño máximo del triturado	25 mm

El diseño del tablero de concreto se presenta en el capítulo 8.

### 7.2.3. Dimensionamiento

#### 7.2.3.1. Longitud mínima de apoyo

Se ha establecido que el puente pertenece a la zona sísmica 3, y se propone una longitud de apoyo de 0,40 m.

Con este N propuesto la longitud entre juntas de dilatación es de

$$L = 19,60 + 0,40 + 0,40 = 20,40 \text{ m.}$$

Se verificará el ancho de asiento N, para una zona sísmica 3, con base en lo dispuesto en el artículo 4.7.4.4, y la ecuación 4.7.4.4-1.

$$N = (200 + 0,0017L + 0,0067H)(1 + 0,000125S^2)$$

Donde

N = es la longitud mínima de Apoyo

$L$  = es la longitud del tablero del puente hasta la junta de expansión adyacente o hasta el final del tablero (mm).

$H$  = para estribos, altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente desde el estribo hasta la próxima junta de expansión (mm).

$S$  = esviaje del apoyo medido desde una línea perpendicular a la luz (grados)

$L = 20.400 \text{ mm}$

$H = 0 \text{ mm}$  dado que se tiene una única luz.

$$N = (200 + 0,0017 \times 20.400 + 0,0067 \times 0)(1 + 0,000125 \times 0^2) = 234,7 \text{ mm}$$

Para una zona sísmica 3, se deberá amplificar el valor de  $N$  por un porcentaje de 150, como se especifica en la tabla 4.7.2.2-1.

Tabla 30. *Porcentaje  $N$  según la Zona Sísmica y el coeficiente de aceleración  $A_s$ , especificado*

*en la Ec. 3.10.4.2-2*

<b>Zona</b>	<b>Coficiente de Aceleración, <math>A_s</math></b>	<b>de Porcentaje, <math>N</math></b>
<b>1</b>	$<0,05$	$\geq 75$
<b>1</b>	$\geq 0,05$	100
<b>2</b>	Aplicable a todos	150
<b>3</b>	Aplicable a todos	150
<b>4</b>	Aplicable a todos	150

Fuente: CCP-14 Tabla 4.7.4.1-1

$$N_3 = 1,50 \times 234,7 = 352,0 \text{ mm}$$

Luego el valor asumido de 400 mm cumple.

### 7.2.3.1. Dimensionamiento de la altura de la viga

La altura de la superestructura para vigas T y simplemente apoyada, según Tabla 2.5.2.6.3-1 para control de deflexiones es la siguiente:

$$h = 0,070L \quad \text{Donde: } L = \text{Luz del puente entre ejes de apoyo en (mm)}$$

$$\text{Para } S = 19.600 + 400 = 20.000\text{m}$$

$$h = 0,07 \times 20.000 = 1.400\text{mm}$$

Se usará una altura de la superestructura  $h = 1.400$  mm.

### 7.2.3.2. Dimensionamiento del ancho del nervio de la viga

El ancho de la viga se dimensiona para albergar paquetes de tres barras número ocho. Se estima la utilización de estribos de media pulgada de diámetro, y de acuerdo a la tabla 5.12.3-1 del CCP-14 para barras menores a No. 11, se utilizara un recubrimiento de 40 mm.

Dado que se utilizaran paquetes de 3 barras No. 8 se calcula el diámetro equivalente del paquete, el cual es igual a obtener el diámetro de un círculo con un área igual al área del paquete.

Área de una barra No. 8

$$507 \text{ mm}^2$$

Área del paquete

$$3 \times 507 = 1.521 \text{ mm}^2$$

Diámetro equivalente

$$D = \sqrt{\left(1.521 \times \frac{4}{\pi}\right)} = 44 \text{ mm}$$

Separación mínima del refuerzo: 5.10.3.1.1

1,5 veces el diámetro nominal de la barra  $1,5 \times 44 = 66 \text{ mm} \leftarrow$

1,5 veces el tamaño del agregado  $1,5 \times 25 = 38 \text{ mm}$

ó 25mm

Se toma la mayor separación que en este caso es de 66 mm.

Para determinar el ancho del nervio de la viga, se toma un ancho de paquete igual a dos barras, es decir 50,8 mm. De esta forma el ancho mínimo del nervio será igual a:

$$b_w = 2\text{recub.} + 2\text{estribos} + 3\text{paquetes} + 2\text{sep. mínimas}$$

$$b_w = 2 \times 40 + 2 \times 12,7 + 3 \times 50,8 + 2 \times 66 = 390 \text{ mm}$$

Se usará un ancho de nervio de 400mm, como se muestra en la figura 58.

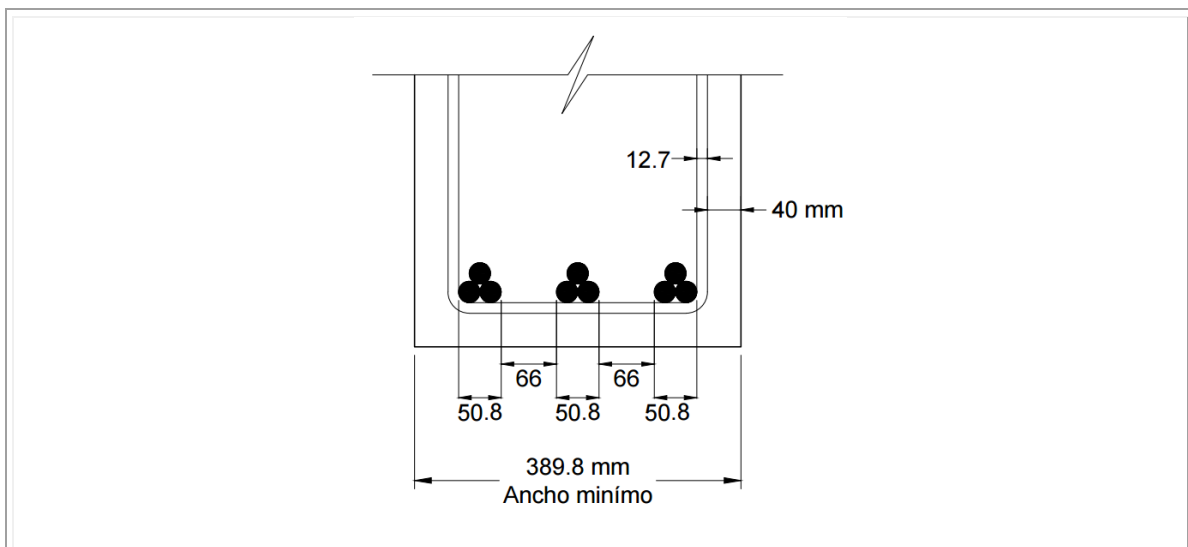


Figura 58. Ancho mínimo del alma de la viga,  $b_w$

Fuente: Propia

### 7.2.3.2. Dimensionamiento del ancho efectivo del tablero

El ancho efectivo del tablero bajo las dos normas debe cumplir los siguientes valores:

$$b_e = b_w + 12 \times t_s$$

Donde:

$b_w$ = ancho de alma de la viga

$t_s$ = espesor del tablero

$$b_e = 400 + 12 \times 190 = 2.680 \text{ mm}$$

$$b_e = \text{separación entre vigas} = 2.500 \text{ mm}$$

$$b_e = \frac{L}{4}$$

Donde L es la longitud de la luz de diseño.

$$b_e = \frac{20.000}{4} = 5.000 \text{ mm}$$

Controla el menor valor es decir el ancho efectivo entre vigas ( $b_e$ ), será igual a 2.500,0 mm.

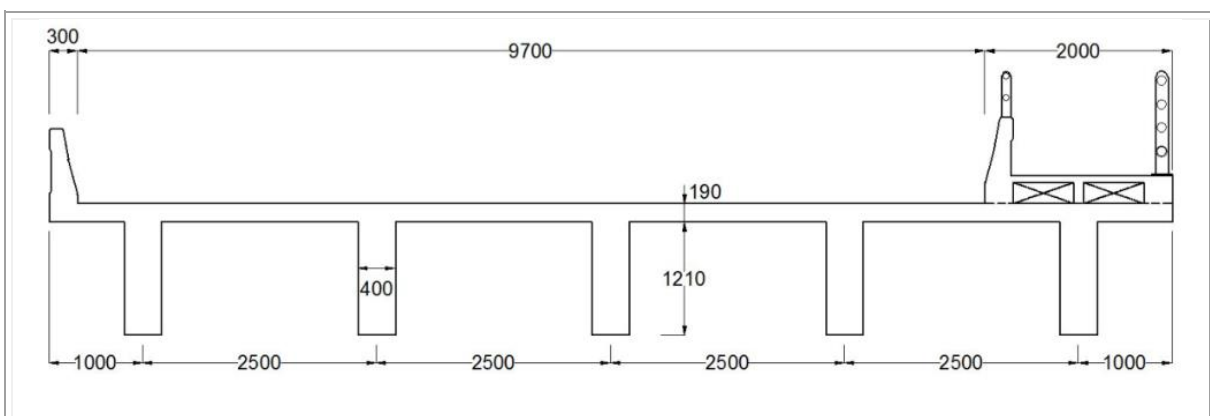


Figura 59. Sección Transversal puente viga y losa

Fuente: Propia

En la Figura 59 se muestra la sección transversal y en la Figura 60 se presenta el perfil del puente de viga y losa.

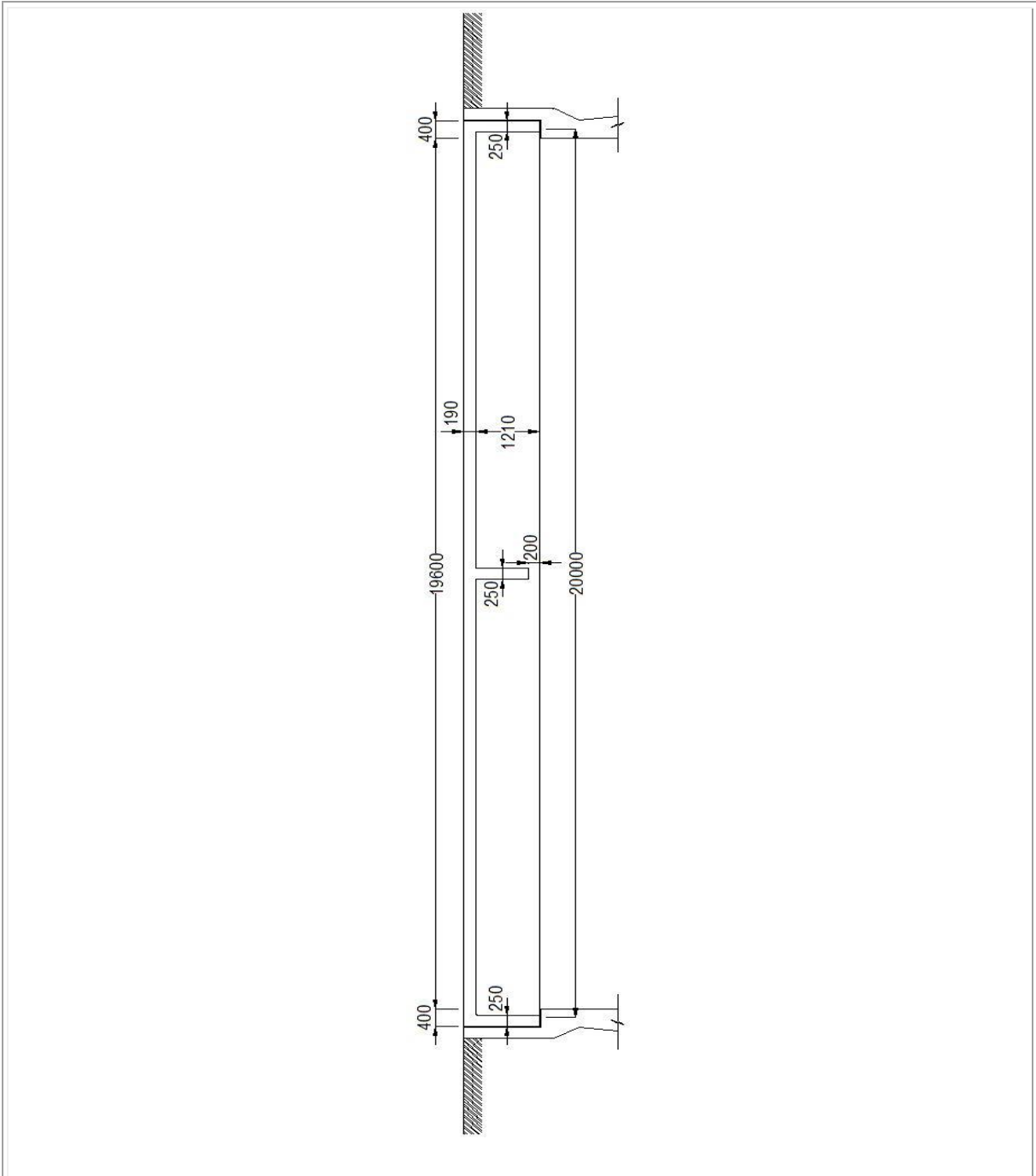


Figura 60. Perfil puente viga y losa de luz 20,0m

Fuente: Propia

### 7.2.4. Evaluación De Cargas

Dado que se trata de una luz simple se evaluarán las cargas muertas de peso propio (DC1), las cargas muertas sobre impuestas (DC2), las cargas de pavimento (DW), y las cargas vivas (LL), las cargas de amplificación dinámica (IM). El diseño de las vigas se realiza para al grupo resistencia I, el cual corresponde a las más altas cargas verticales.

#### 7.2.4.1. Carga muerta

##### 7.2.4.1.1. Carga muerta por peso propio (DC1)

El peso propio de la estructura está representado por el peso del nervio, el peso del tablero y el peso de las riostras. Se acostumbra analizar por aparte las cargas de peso propio de las de las cargas sobreimpuestas, considerando la evolución de la rigidez de la superestructura. Esta carga se evaluará independiente para la viga interna y para la viga externa, utilizando las densidades determinadas en la Tabla 3.5.1-1

Se consideran la disposición de una riostra central. Para este caso, el peso se aplica como una carga puntual en el centro de la luz. La riostra se predimensionará en 0,25m de ancho y 1,00m de alto, y se aplicará por igual entre las cinco vigas.

Tabla 31. Viga Externa

Elemento	Calculo	Peso (kN/m)
Alma	0,40m x 1,21m x 24,0 kN/m <sup>3</sup>	11,62
Tablero	0,19m x (1,00+2,50/2)m x 24,0 kN/m <sup>3</sup>	10,26
<b>Total</b>		<b>21,88</b>

Tabla 32. Viga Interna

Elemento	Calculo	Peso (kN/m)
Alma	$0,40\text{m} \times 1,21\text{m} \times 24,0 \text{ kN/m}^3$	11,62
Tablero	$0,19\text{m} \times 2,50\text{m} \times 24,0 \text{ kN/m}^3$	11,40
<b>Total</b>		<b>23,02</b>

Tabla 33. Riostra

Elemento	Calculo	Peso (kN)
Riostra	$(0,25\text{m} \times 1,00\text{m} \times 2,10\text{m} \times 4,0 \times 24,0 \text{ kN/m}^3)/5$	<b>10,08</b>

#### 7.2.4.1.2. Carga muerta sobreimpuesta (DC2)

La carga muerta sobreimpuesta corresponde al equipamiento del puente, es decir, barandas, andenes, luminarias, señales de tráfico, etc. Su aplicación se realiza cuando la rigidez de la superestructura es completa y en consecuencia dichas cargas se reparten por igual a cada viga. En algunos casos cuando se tienen cargas puntuales como barreras de tráfico localizadas directamente sobre una viga exterior, es usual que dicho peso se aplique exclusivamente a la viga exterior.

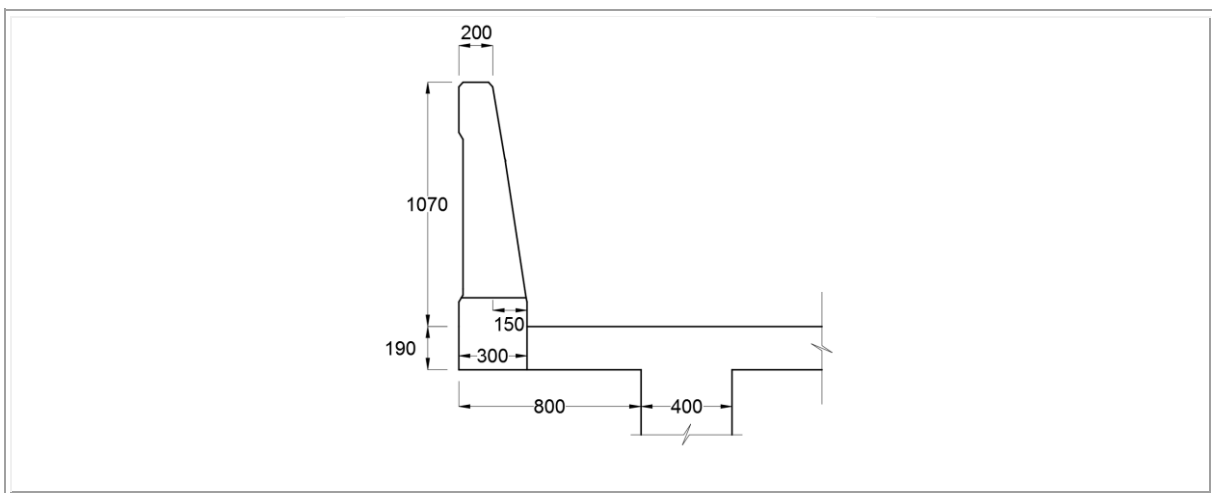


Figura 61. Barrera de tráfico

Fuente: Propia

El área de la sección transversal de las barretas de tráfico se ha estimado en  $0,30 \text{ m}^2$ , como se muestra en la Figura 61.

De conformidad con la Figura 62, se utilizará un andén aligerado con el objeto de disminuir cargas muertas, el área transversal de la sección del andén es:

$$Area = (2,00 \times 0,30 - 2 \times (0,20 \times 0,65)) = 0,34 \text{ m}^2$$

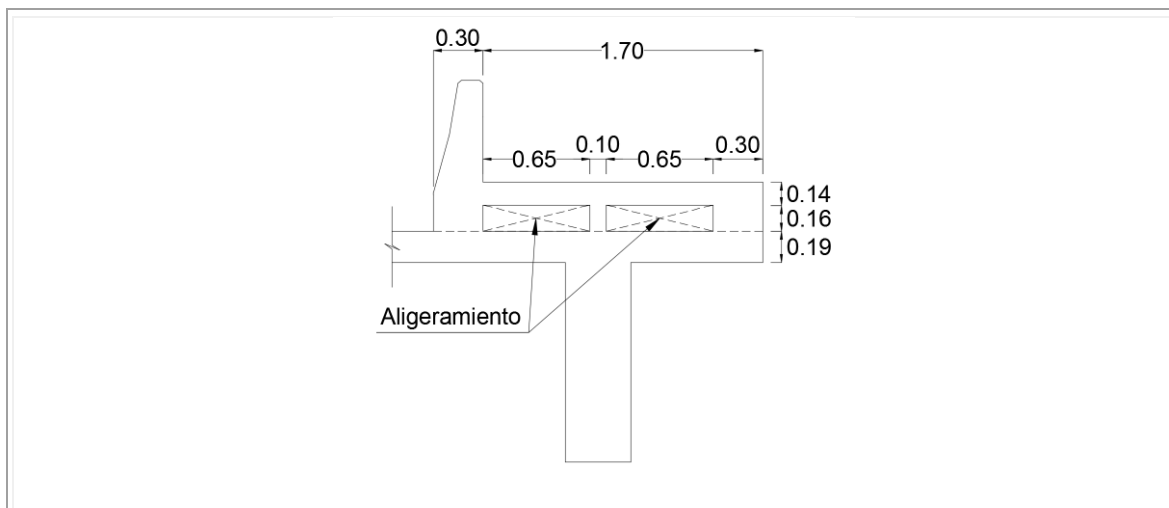


Figura 62. Andén. Dimensiones para el cálculo del área del andén

Fuente: Propia

El peso de la baranda peatonal se estima en  $0,5 \text{ kN/m}$ .

Elemento	Calculo	Peso (kN/m)
Barreras	$2 \times 0,30\text{m}^2 \times 24,0 \text{ kN/m}^3$	14,40
Andén	$0,34\text{m}^2 \times 24,0 \text{ kN/m}^3$	8,16
Baranda peatonal	$0,50 \text{ kN/m}$ .	0,50
<b>Total</b>		<b>23,06</b>

7.2.4.1.3. Cargas por rodadura (DW)

Las cargas originadas por el peso del pavimento se evalúan por aparte ya que tienen un factor de mayoración diferente al de las cargas de peso propio y a las cargas sobrepuestas, debido a la variabilidad de dicha carga que se genera porque el pavimento puede tener un espesor mayor al originalmente previsto, por futuras repavimentaciones. Inicialmente se define una rodadura de 0,05 m de espesor. Esta carga se distribuye entre las cinco vigas.

Elemento	Calculo	Peso (kN/m)
Pavimento asfáltico	$(12,00 - 2,00 - 0,30)m \times 0,05m / 5 \times 22,0 \text{ kN/m}^3$	<b>2,13</b>

7.2.4.1.4. Solicitaciones a flexión en el centro de la luz

7.2.4.1.5. Momento por carga de peso propio (DC)

El momento por la carga muerta es igual al área del diagrama multiplicada por la carga DC= (DC1+DC2). El momento generado por la riostra corresponde a la ordenada de la LI por su peso.

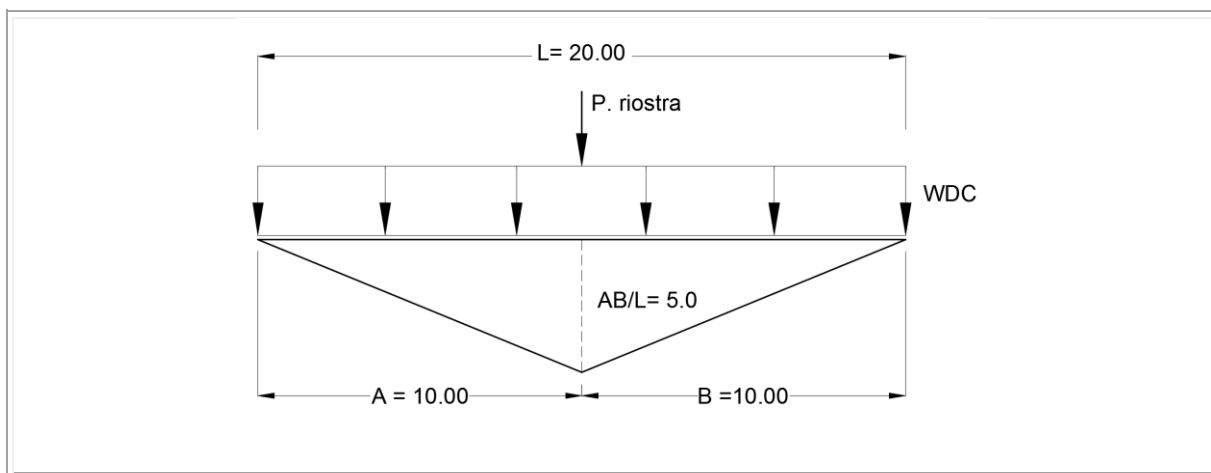


Figura 63. Diagrama LI camión en el Centro de la Luz

Fuente: Propia

Viga interna DC = (23,02+23,06) = 46,08 kN

$$M_{DC} = (20,0 \times 5,0 \div 2) \times 46,08 + (5,0 \times 10,08) = 2.354,40 \text{ kN} - m$$

Viga Externa DC = (21,88+23,06) = 44,94 kN

$$M_{DC} = (20,0 \times 5,0 \div 2) \times 44,94 + (5,0 * 10,08) = 2.297,40 \text{ kN} - m$$

#### 7.2.4.1.6. Momento por rodadura (DW)

El momento por la carga muerta es igual al área del diagrama multiplicada por la carga DW.

Viga interna y externa DW= 2,13 kN/m

$$M_{DW} = (20,0 \times 5,0 \div 2) \times 2,13 = 106,50 \text{ kN} - m$$

#### 7.2.4.2. Solicitaciones a flexión a 2,5 m del apoyo

##### 7.2.4.1.1. Momento por carga de peso propio (DC)

Viga interna DC = (23,02+23,06) = 46,08 kN

$$M_{DC} = ((17,5 + 2,5) \times 2,19 \div 2) \times 46,08 + (2,19 \times 10,08) = 1.031,23 \text{ kN} - m$$

Viga Externa DC = (21,88+23,06) = 44,94 kN

$$M_{DC} = ((17,5 + 2,5) \times 2,19 \div 2) \times 44,94 + (2,19 \times 10,08) = 1.006,26 \text{ kN} - m$$

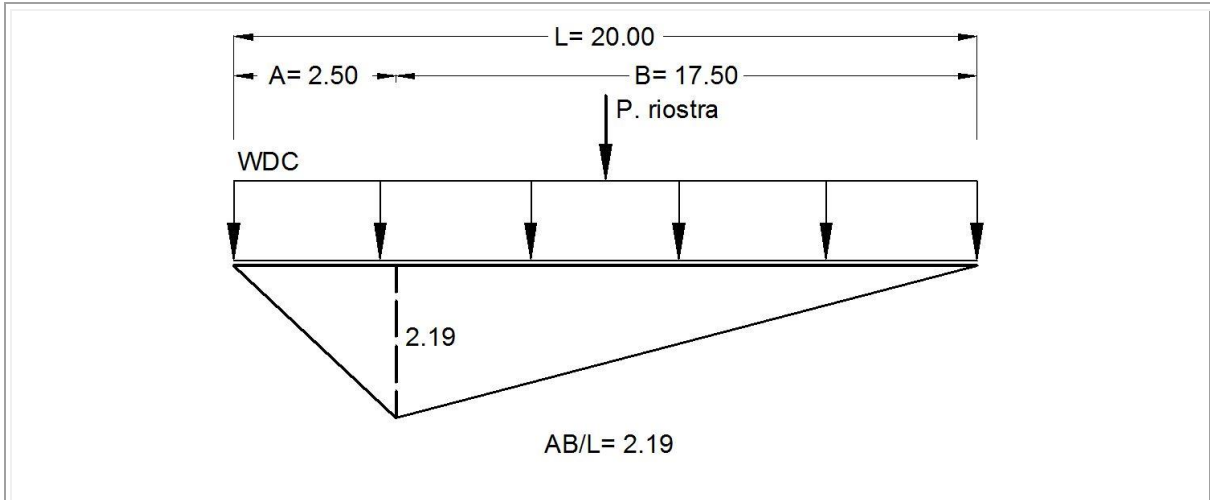


Figura 64. Diagrama LI camión a 2,5m

Fuente: Propia

#### 7.2.4.2.2. Momento por rodadura (DW)

El momento por la carga muerta es igual al área del diagrama multiplicada por la carga DW.

Viga interna y externa  $DW = 2,13$  kN/m

$$M_{DW} = ((2,5 + 17,5) \times 2,19 \div 2) \times 2,13 = 46,65 \text{ kN} - \text{m}$$

#### 7.2.4.3. Solicitaciones a corte en el apoyo

##### 7.2.4.3.1. Cortante por carga de peso propio (DC)

El cortante por la carga muerta es igual al área del diagrama multiplicada por la carga DC= (DC1+DC2). El momento generado por la riostra corresponde a la ordenada de la LI por su peso.

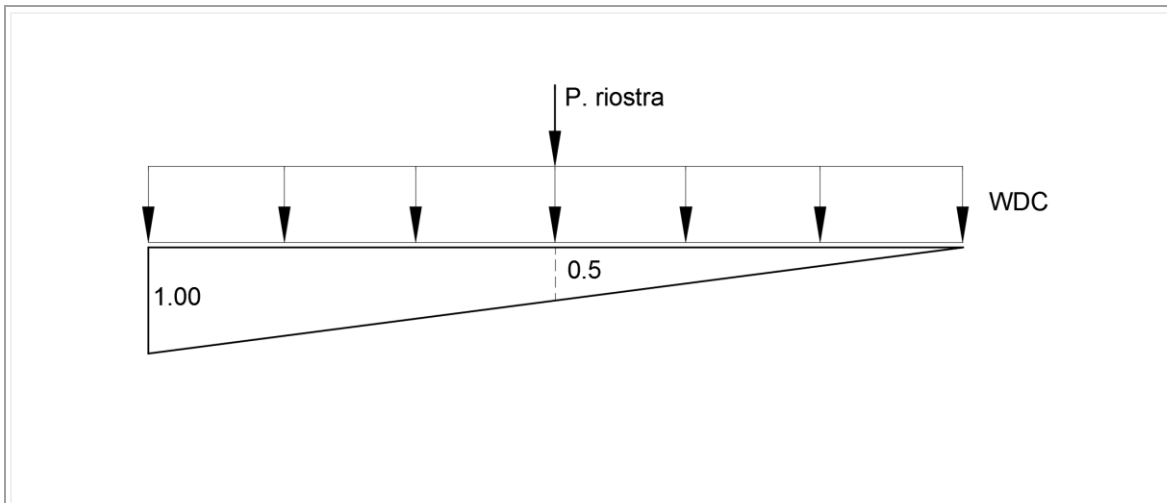


Figura 65. Diagrama LI Corte Camión CC14

Fuente: Propia

Viga interna DC =  $(23,02+23,06) = 46,08$  kN

$$V_{DC} = (20,00 \times 1,00 \div 2) \times 46,08 + (0,50 \times 10,08) = 465,084 \text{ kN}$$

Viga Externa DC =  $(21,88+23,02) = 44,94$  kN

$$V_{DC} = (20,0 \times 1,0 \div 2) \times 44,94 + (0,5 \times 10,08) = 449,90 \text{ kN}$$

#### 7.2.4.3.2. Cortante por rodadura (DW)

El cortante por la carga muerta es igual al área del diagrama multiplicada por la carga DW.

Viga interna y externa DW = 2,13 kN/m

$$V_{RW} = (20,0 \times 1,0 \div 2) \times 2,13 = 21,3 \text{ kN}$$

## 7.2.4.4. Solicitaciones a corte a 2,5 m del apoyo

## 7.2.4.4.1. Cortante por carga de peso propio (DC)

En la Figura 66, se observa la línea de influencia para obtener el cortante.

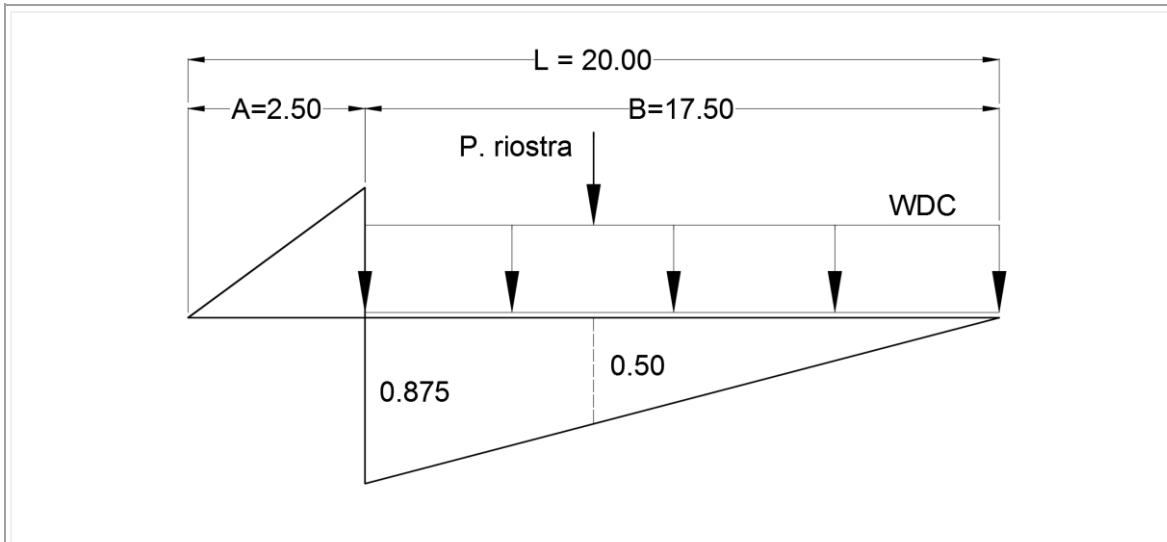


Figura 66. Diagrama LI Corte Camión CC14

Fuente: Propia

$$A/L = 0,125$$

$$B/L = 0,875$$

$$\text{Viga interna DC} = (23,02 + 23,06) = 46,08 \text{ kN}$$

$$V_{DC} = (0,875 \times 17,5 \div 2) \times 46,08 + (0,5 \times 10,08) = 357,84 \text{ kN}$$

$$\text{Viga Externa DC} = (21,88 + 23,06) = 44,94 \text{ kN}$$

$$V_{DC} = (0,875 \times 17,5 \div 2) \times 44,94 + (0,5 \times 10,08) = 349,11 \text{ kN}$$

#### 7.2.4.4.2. Cortante por rodadura (DW)

El momento por la carga muerta es igual al área del diagrama multiplicada por la carga DW.

Viga interna y externa DW= 2,13 kN/m

$$V_{DW} = (0,875 \times 17,5 \div 2) \times 2,13 = 16,31 \text{ kN}$$

#### 7.2.4.5. Carga viva (LL)

La carga viva corresponde al camión CC-14. Para la carga viva vehicular del puente se debe tener en cuenta la combinación de la carga de carril de diseño más el tándem, y la carga de carril de diseño más camión. De estas se elegirá la mayor. Esta corresponde a una representación ideal para obtener las solicitaciones de cortante y momento producidos por un grupo de vehículos.

##### 7.2.4.5.1. Momento por carga viva en el centro de la luz

El momento por camión y el momento por tándem, son iguales a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama, como se muestra en las Figuras 67 y 68.

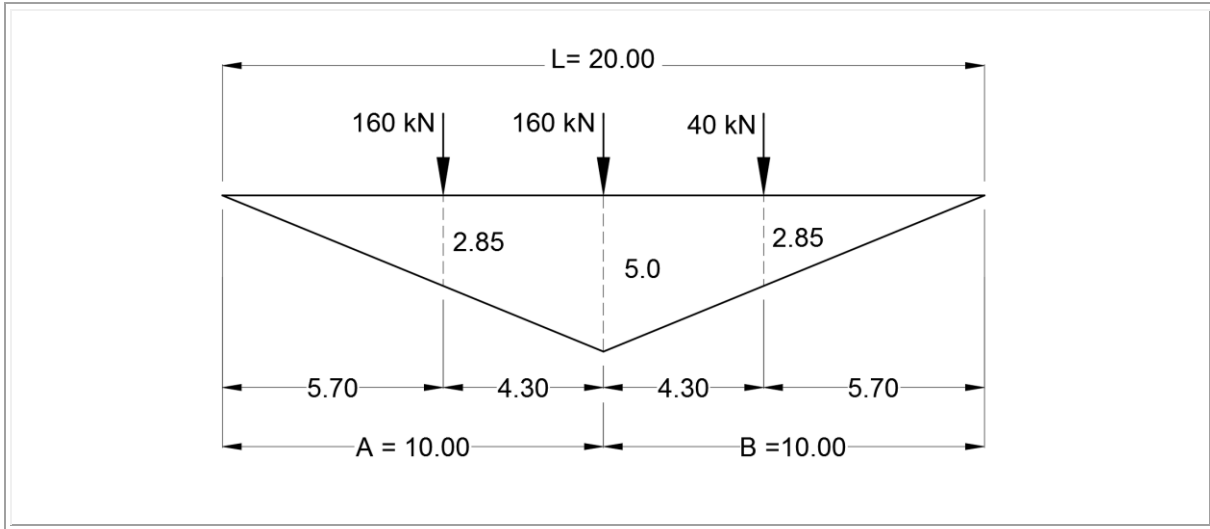


Figura 67. Diagrama LI Camión CC14

Fuente: Propia

$$M_{camión} = (2,85 \times 160 + 5,0 \times 160 + 2,85 \times 40) = 1.370,0 \text{ kN} - m$$

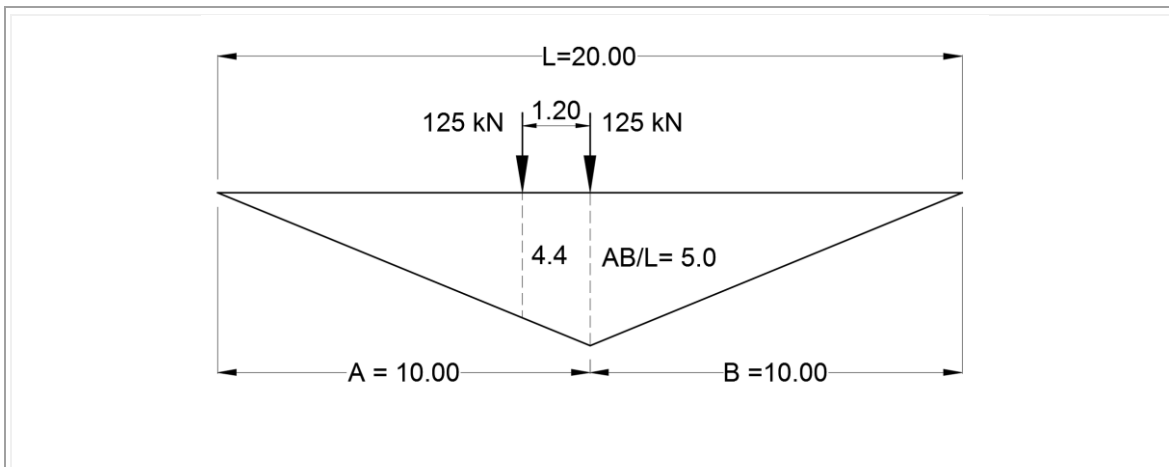


Figura 68. Diagrama LI Tándem CC14

Fuente: Propia

$$M_{tándem} = 4,4 \times 125 + 5,0 \times 125 = 1.175,0 \text{ kN} - m$$

El momento por la carga de carril es igual al área del diagrama multiplicada por la carga de carril de diseño establecida en el numeral 3.6.1.2.4, es decir  $W_L=10,30$  kN/m.

$$M_{carril} = (20,00 \times 5,0 \div 2) \times 10,30 = 515,0 \text{ kN} - m$$

El momento por carga viva será el mayor entre carril más camión o el carril más tándem.

$$M_{carril+camión} = 515,0 + 1.370,0 = 1.885,0 \text{ kN} - m$$

$$M_{carril+tándem} = 515,0 + 1.175,0 = 1.690,0 \text{ kN} - m$$

Entonces  $M_L = 1.885,0 \text{ kN} - m$

#### 7.2.4.5.2. Momento por carga viva a 2,5 m del apoyo

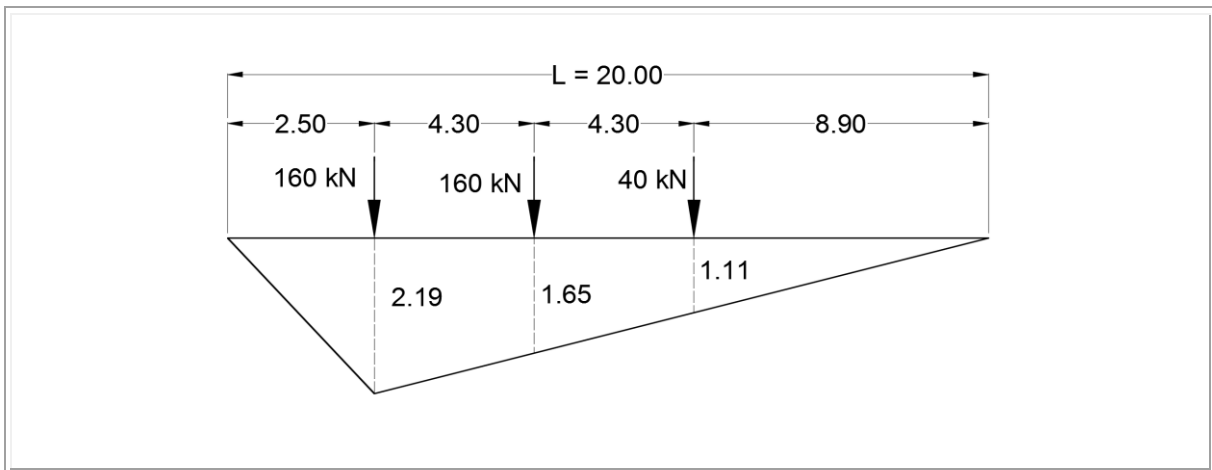


Figura 69. Diagrama LI Camión CCI4

Fuente: Propia

El momento por camión es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama, como se muestra en la Figura 69.

$$M_{\text{camión}} = (2,19 \times 160 + 1,65 \times 160 + 1,11 \times 40) = 659,3 \text{ kN} - \text{m}$$

El momento por tándem es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama:

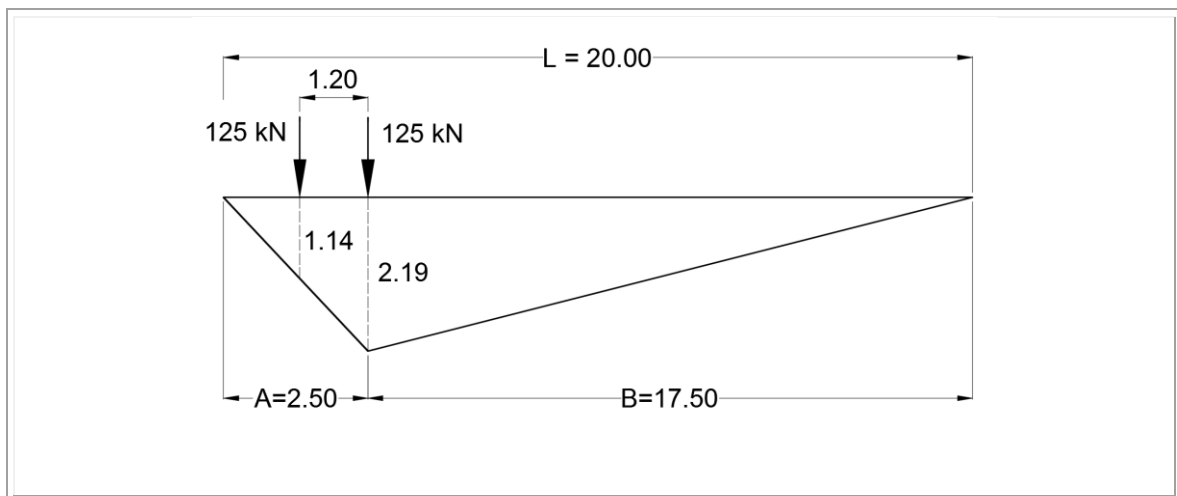


Figura 70. Diagrama LI Tándem CC14

Fuente: Propia

$$M_{\text{tándem}} = 1,14 \times 125 + 2,19 \times 125 = 416,1 \text{ kN} - \text{m}$$

El momento por la carga de carril es igual al área del diagrama multiplicada por la carga de carril  $W_L = 10,3 \text{ kN/m}$ .

$$M_{\text{carril}} = (20,00 \times 2,19 \div 2) \times 10,30 = 225,6 \text{ kN} - \text{m}$$

El momento por carga viva será el mayor entre carril más camión o el carril más tándem.

$$M_{\text{carril}+\text{camión}} = 225,6 + 659,3 = 884,8 \text{ kN} - \text{m}$$

$$M_{\text{carril}+\text{tándem}} = 225,6 + 416,1 = 641,7 \text{ kN} - \text{m}$$

Entonces  $M_L = 884,8 \text{ kN} - \text{m}$

#### 7.2.4.5.3. Cortante por carga viva en el apoyo

En el siguiente diagrama de línea de influencia se presenta la posición crítica para el cortante en el apoyo, para el camión y el tándem.

El cortante por camión y por tándem es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama, como se muestra en la figura 71 y 72, respectivamente.

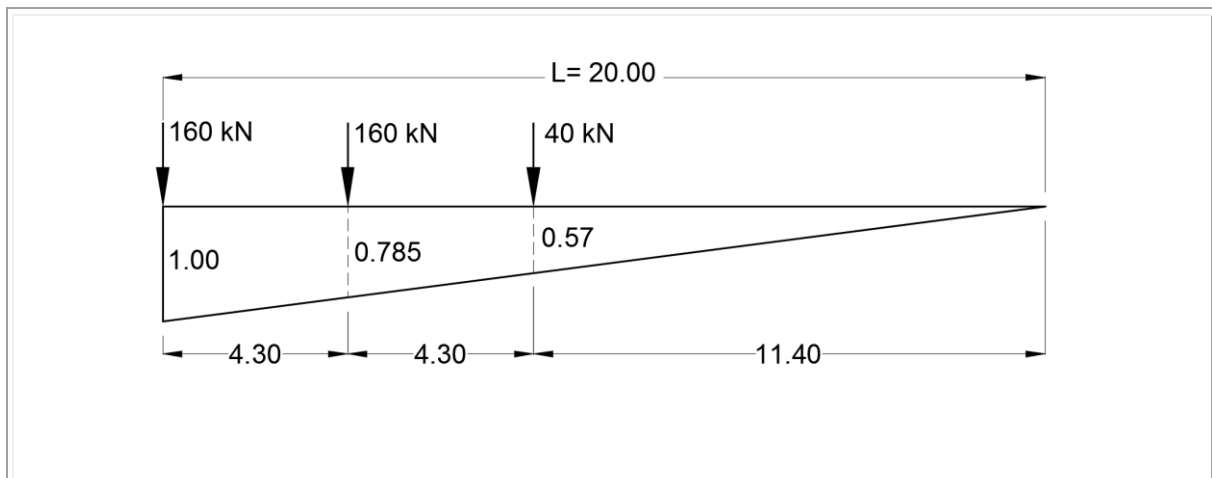


Figura 71. Diagrama LI Corte Camión CC14

Fuente: Propia

$$V_{\text{camión}} = 1,00 \times 160 + 0,785 \times 160 + 0,57 \times 40 = 308,4 \text{ kN} - \text{m}$$

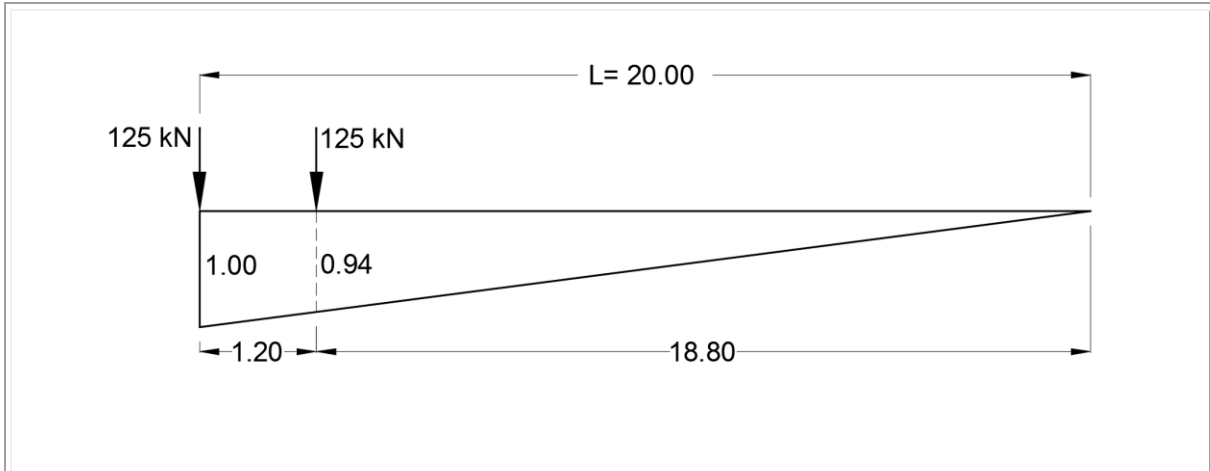


Figura 72. Diagrama LI Corte Tándem CC14

Fuente: Propia

$$V_{tándem} = 1,00 \times 125 + 0,94 \times 125 = 242,5 \text{ kN} - m$$

El cortante por la carga de carril es igual al área del diagrama multiplicada por la carga de carril de diseño establecida en el numeral 3.6.1.2.4, es decir  $W_L = 10,30 \text{ kN/m}$ .

$$V_{carril} = (20,00 \times 1,00 \div 2) \times 10,30 = 103,0 \text{ kN} - m$$

El cortante por carga viva será el mayor entre el cortante por carril más camión ó el cortante por carril más tándem.

$$V_{carril+camión} = 103,0 + 308,4 = 411,4 \text{ kN} - m$$

$$V_{carril+tándem} = 103,0 + 242,5 = 345,5 \text{ kN} - m$$

Entonces  $V_L = 411,4 \text{ kN} - m$

#### 7.2.4.5.4. Cortante por carga a 2,5 m del apoyo

El cortante por camión es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama, como se muestra en la Figura 73.

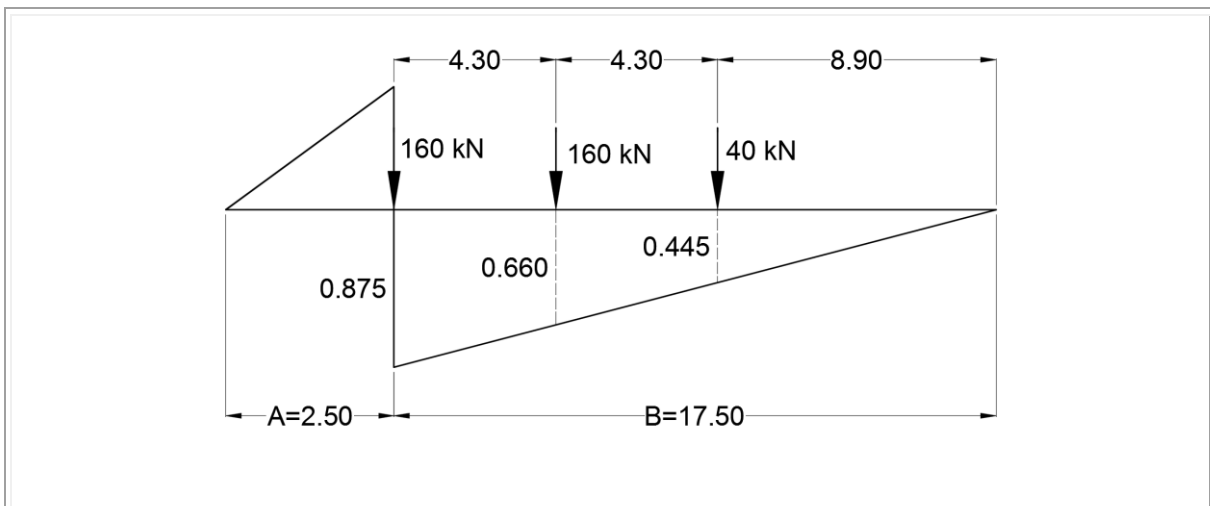


Figura 73. Diagrama LI Corte Camión CC14

Fuente: Propia

$$V_{\text{camión}} = 0,875 \times 160 + 0,660 \times 160 + 0,445 \times 40 = 263,4 \text{ kN}$$

El cortante por tandem es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama, como se muestra en la Figura 74.

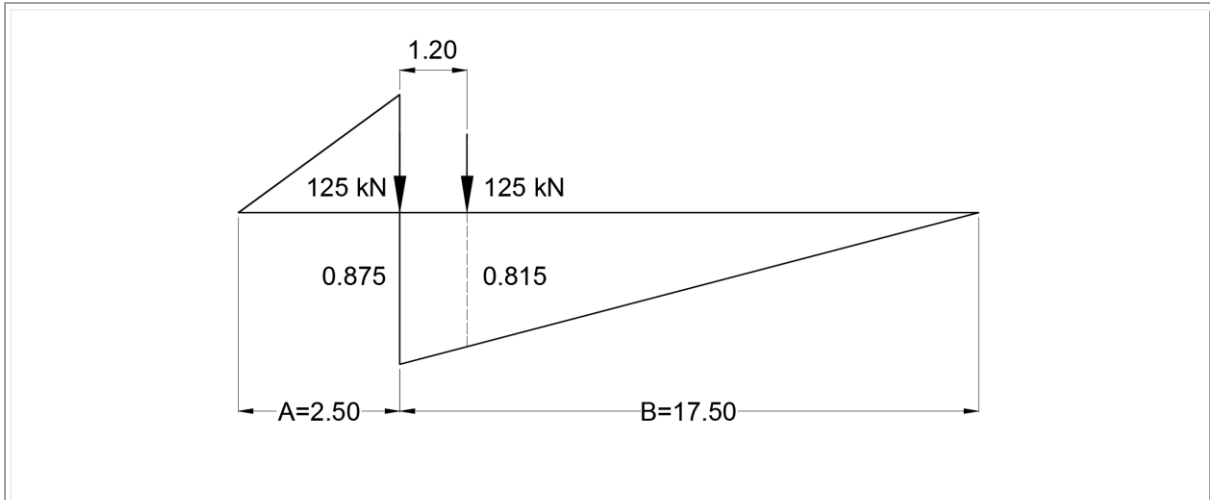


Figura 74. Diagrama LI Corte Tándem CC14

Fuente: Propia

$$V_{tándem} = 0,875 \times 125 + 0,815 \times 125 = 211,3 \text{ kN}$$

El cortante por la carga de carril es igual al área del diagrama multiplicada por la carga de carril  $W_L=10,3 \text{ kN/m}$ .

$$V_{carril} = (0,875 \times 17,5 \div 2) \times 10,30 = 78,9 \text{ kN}$$

El cortante por carga viva será el mayor entre el cortante por carril más camión ó el cortante por carril más tándem.

$$V_{carril+camión} = 78,9 + 263,4 = 342,3 \text{ kN}$$

$$V_{carril+tándem} = 78,9 + 211,3 = 290,1 \text{ kN}$$

Entonces  $V_L = 342,3 \text{ kN}$

#### **7.2.4.6. Número de carriles de diseño**

El número de carriles, se considera para el total del ancho de la zona vehicular, y es igual

a:

$$\text{Número de carriles} = \frac{\text{Ancho de la zona vehicular}}{3.600}$$
$$\text{Número de carriles} = \frac{(12.000 - 2.000 - 300)}{3.600} = 2,69$$

Se utilizarán 2 carriles.

#### **7.2.4.7. Factor de presencia múltiple**

El factor de presencia múltiple se define para 1, 2 y hasta 3 carriles, de acuerdo a la tabla

3.6.1.1.2-1. Para un solo carril  $m=1,20$  y para dos carriles cargados  $m=1,00$ .

#### **7.2.4.8. Coeficiente de distribución para flexión para la viga interna**

El coeficiente de distribución para flexión para la viga interna está definido según la tabla A.4.6.2.2.2b-1 del CCP-14. Esta fórmula aplica para números de vigas mayores a 3. Para menores de tres se aplica la regla de la palanca.

Para coeficiente de distribución es igual a:

- Un carril cargado

$$CD = 0,006 + \left(\frac{S}{4.300}\right)^{0,4} \times \frac{S^{0,3}}{L} \times \left(\frac{kg}{(L \times ts^3)}\right)^{0,1}$$

- Dos o más carriles cargados

$$CD = 0,075 + \left(\frac{S}{2.900}\right)^{0,6} \times \frac{S^{0,2}}{L} \times \left(\frac{kg}{(L \times ts^3)}\right)^{0,1}$$

Donde kg es el coeficiente de rigidez longitudinal definido según la ecuación 4.6.2.2.1-1,

$$kg = n \times (I1 + A1 \times eg^2)$$

Para el cálculo de la relación del módulo de elasticidad se necesita:

Módulo de elasticidad de la viga

$$E_E = 4.700 \times \sqrt{f'_c}$$

$$E_E = 4.700 \times \sqrt{28} = 24.870 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad del tablero

$$E_D = 4.700 \times \sqrt{f'_c}$$

$$E_D = 4.700 \times \sqrt{28} = 24.870 \text{ MPa}$$

La relación modular está definida según la ecuación 4.6.2.2.1-2 del CCP-14,

$$n = \frac{E_E}{E_D}$$

$$n = \frac{24.870}{24.870} = 1$$

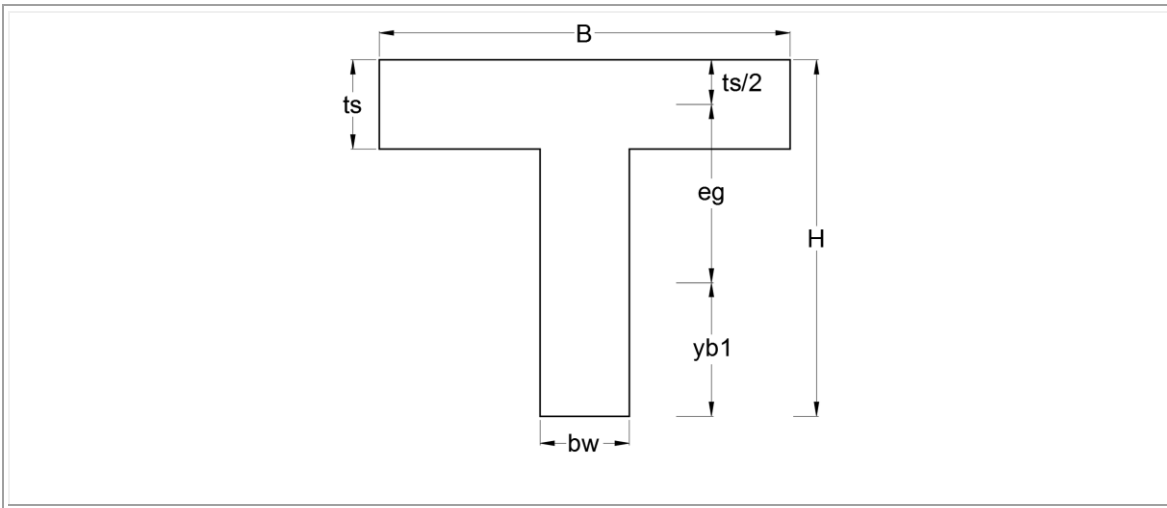


Figura 75. Sección Transversal Viga Te

Fuente: Propia

Para obtener los diferentes centros de gravedad se puede observar la Figura 75.

Centro de gravedad del nervio, considerando su sección simple, es decir antes de la fundida del tablero.

$$yb1 = \frac{(H - ts)}{2}$$

$$yb1 = \frac{(1.400 - 190)}{2} = 605 \text{ mm}$$

Distancia entre centros de gravedad del tablero y la viga

$$eg = H - \frac{ts}{2} - yb1$$

$$eg = 1.400 - \frac{190}{2} - 605 = 700 \text{ mm}$$

Inercia del nervio

$$I1 = (H - ts)^3 \times \frac{bw}{12}$$

$$I1 = (1.400 - 190)^3 \times \frac{400}{12} = 59.052.033.333 \text{ mm}^3$$

Área del nervio

$$A1 = bw \times (H - ts)$$

$$A1 = 400 \times (1.400 - 190) = 484.000 \text{ mm}^2$$

Coefficiente de rigidez longitudinal

$$kg = 1 \times (59.052.033.333 + 484.000 \times 700^2) = 296.212.033.333 \text{ mm}^4$$

Entonces el coeficiente de distribución será:

- Un carril cargado

$$CD = 0,006 + \left(\frac{2.500}{4.300}\right)^{0,4} \times \left(\frac{2.500}{20.000}\right)^{0,3} \times \left(\frac{296.212.033.333}{(20.000 \times 190^3)}\right)^{0,1} = 0,470$$

- Dos o más carriles cargados

$$CD = 0,075 + \left(\frac{2.500}{2.900}\right)^{0,6} \times \left(\frac{2.500}{20.000}\right)^{0,2} \times \left(\frac{296.212.033.333}{(20.000 \times 190^3)}\right)^{0,1} = 0,730$$

Se elegirá el mayor de los valores calculados anteriormente, por lo tanto:

$$CDi = 0,730$$

#### 7.2.4.9. Coeficiente de distribución para flexión y corte para la viga externa

Para este caso se debe utilizar la regla de palanca, conforme a la tabla A.4.6.2.2b-1 del CCP-14. Esta regla está dada por la suma de momentos alrededor de uno de sus apoyos para encontrar la reacción en otro apoyo, suponiendo que el componente apoyado está articulado en los apoyos interiores. Se deberá realizar para un carril cargado y para dos o más carriles cargados:

- Un carril cargado

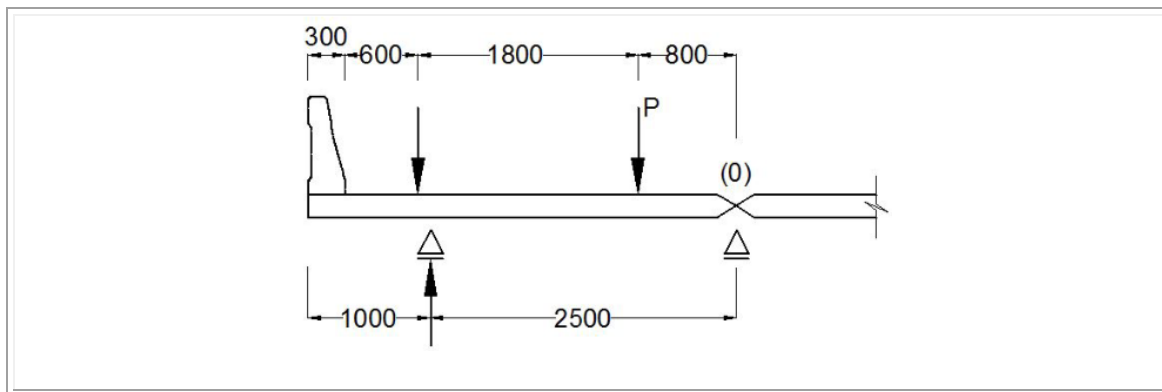


Figura 76. Posición del camión para determinar el factor de distribución de rueda externa

Fuente: Propia

$$\Sigma M_0 = 0 = P \times (800) + P \times (1.800 + 800) - 2.500 R$$

Por lo tanto  $R = 1,36 P$

Se utilizará el factor de presencia múltiple (m), para un solo carril cargado.

Factor de presencia múltiple (m) = 1,2

Por lo tanto se contará con un coeficiente de distribución igual a:

$$CD = \frac{1,36}{2} \times 1,2 = 0,816$$

- Dos o más carriles cargados

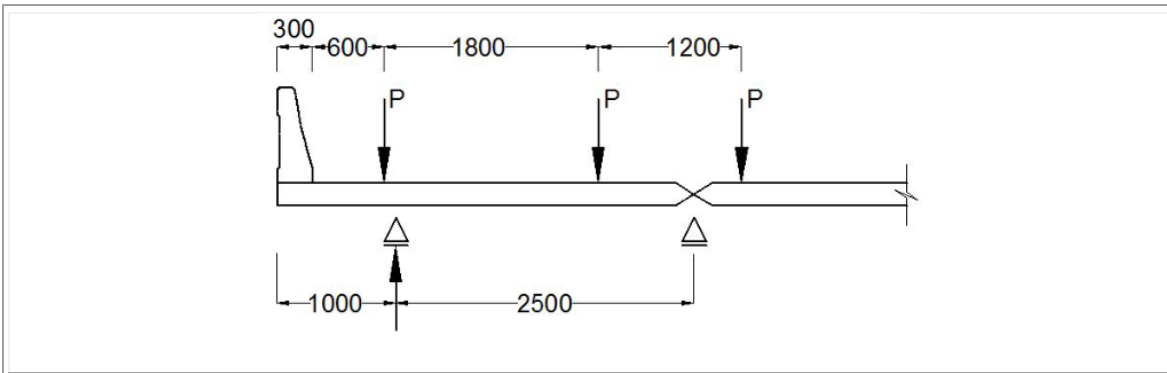


Figura 77. Posición del camión para determinar el factor distribución de rueda externo

Fuente: Propia

Un segundo camión no afecta el coeficiente de distribución para este ejemplo. Por lo tanto el factor de distribución de rueda externo, tanto para flexión como para corte será:

$$CD_e = 0,816$$

**7.2.4.10. Coeficiente de distribución para corte para la viga interna**

- Un carril cargado

$$CD = 0,36 + \left(\frac{S}{7.600}\right)$$

$$CD = 0,36 + \left(\frac{2.500}{7.600}\right) = 0,689$$

- Dos o más carriles cargados

$$CD = 0,2 + \left(\frac{S}{3.600}\right) - \left(\frac{S}{10.700}\right)^2$$

$$CD = 0,2 + \left(\frac{2.500}{3.600}\right) - \left(\frac{2.500}{10.700}\right)^2 = 0,840$$

Se elegirá el mayor de los coeficientes de distribución, es decir:

$$CD_i = 0,840$$

**7.2.4.11. Amplificación por carga dinámica**

De acuerdo a la tabla 3.6.2.1-1 del CCP-14, la amplificación por carga dinámica debe tomarse como 33% aplicada únicamente la carga del camión, para el estado límite de resistencia, y del 15% para el estado límite de fatiga.

$$IM = 0,33$$

**7.2.4.12. Momento máximo en el centro de la luz**

El momento por carga viva será el mayor entre carril más camión o el carril más tándem.

$$M_{\text{carril+camión}} = 515,0 + 1.370,0 = 1.885,0 \text{ kN} - m$$

$$M_{\text{carril+tándem}} = 515,0 + 1.175,0 = 1.690,0 \text{ kN} - m$$

Y el momento más amplificación dinámica será:

$$M_{\text{carril+camión}} = 515,0 + 1,33 \times 1.370,0 = 2.337,1 \text{ kN} - m$$

$$M_{\text{carril+tándem}} = 515,0 + 1,33 \times 1.175,0 = 2.077,8 \text{ kN} - m$$

Entonces  $M_{L \text{ carril+amp.din}} = 2.337,1 \text{ kN} - m$

Y el momento por viga para la viga exterior será igual

$$M_L = CD \times M_{L \text{ carril+amp.din}}$$

$$M_L = 0,816 \times 2.337,10 = 1.907,1 \text{ kN} - m$$

Y el momento por viga para la viga interior será igual

$$M_L = CD \times M_{L \text{ carril+amp.din}}$$

$$M_L = 0,730 \times 2.337,10 = 1.706,1 \text{ kN} - m$$

#### 7.2.4.13. Momento máximo a 2,5 m del apoyo

$$M_{\text{camión}} = 659,3 \text{ kN} - m$$

$$M_{\text{tándem}} = 416,1 \text{ kN} - m$$

$$M_{\text{carril}} = 225,6 \text{ kN} - m$$

El momento por carga viva será el mayor entre carril más camión o el carril más tándem.

$$M_{\text{carril+camión}} = 884,8 \text{ kN} - m$$

$$M_{\text{carril+tándem}} = 641,7 \text{ kN} - m$$

Y el momento más amplificación dinámica será:

$$M_{\text{carril+camión+amp.din}} = 225,6 + 1,33 \times 659,3 = 1.102,4 \text{ kN} - m$$

$$M_{\text{carril+tándem+amp.din}} = 225,6 + 1,33 \times 416,1 = 779,0 \text{ kN} - m$$

Entonces

$$M_{L \text{ carril+amp.din}} = 1.102,4 \text{ kN} - m$$

Y el momento por viga para la viga exterior será igual a:

$$M_L = CD \times M_{L \text{ carril+amp.din}}$$

$$M_L = 0,816 \times 1.102,4 = 899,5 \text{ kN} - m$$

Y el momento por viga para la viga interior será igual

$$M_L = CD \times M_{L \text{ carril+amp.din}}$$

$$M_L = 0,730 \times 1.102,4 = 804,7 \text{ kN} - m$$

#### 7.2.4.14. Corte máximo en los apoyos

El cortante por carga viva será el mayor entre el cortante por carril más camión ó el cortante por carril más tándem. Ese cortante corresponde al de un carril de tráfico ( $V_{L \text{ carril}}$ ), y deberá ser multiplicado por el coeficiente de distribución para hallar el cortante por carga viva en una viga ( $V_L$ )

$$V_{\text{carril}+\text{camión}} = 103,0 + 308,4 = 411,4 \text{ kN}$$

$$V_{\text{carril}+\text{tándem}} = 103,0 + 242,5 = 345,5 \text{ kN}$$

Y el cortante más amplificación dinámica será

$$V_{\text{carril}+\text{camión}} = 103,0 + 1,33 \times 308,4 = 513,2 \text{ kN}$$

$$V_{\text{carril}+\text{tándem}} = 103,0 + 1,33 \times 242,5 = 425,5 \text{ kN}$$

Entonces  $V_{L \text{ carril}+\text{amp.din}} = 513,2 \text{ kN}$

Y el cortante por viga para la viga interior será igual

$$V_L = CD \times V_{L \text{ carril}}$$

$$V_L = 0,840 \times 513,2 = 431,0 \text{ kN}$$

Y el cortante por viga para la viga exterior será igual

$$V_L = CD \times V_{L \text{ carril}}$$

$$V_L = 0,816 \times 513,2 = 418,7 \text{ kN}$$

#### 7.2.4.15 Corte máximo a 2,5 m del apoyo

$$V_{\text{camión}} = 263,4 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tándem}} = 211,3 \text{ kN}$$

$$V_{\text{carril}} = 78,9 \text{ kN}$$

El cortante por carga viva será el mayor entre el cortante por carril más camión ó el cortante por carril más tándem. Ese cortante corresponde al de un carril de tráfico ( $V_{L \text{ carril}}$ ), y deberá ser multiplicado por el coeficiente de distribución para hallar el cortante por carga viva en una viga ( $V_L$ )

$$V_{\text{carril+camión}} = 342,3 \text{ kN}$$

$$V_{\text{carril+tándem}} = 290,1 \text{ kN}$$

Y el cortante más amplificación dinámica será

$$V_{\text{carril+camión+amp.din}} = 78,9 + 1,33 \times 263,4 = 429,2 \text{ kN}$$

$$V_{\text{carril+tándem+amp.din}} = 78,9 + 1,33 \times 211,3 = 359,8 \text{ kN}$$

Entonces

$$V_{L \text{ carril+amp.din}} = 429,2 \text{ kN}$$

Y el cortante por viga para la viga interior será igual

$$V_L = CD \times V_{L \text{ carril}}$$

$$V_L = 0,840 \times 429,2 = 350,2 \text{ kN}$$

Y el cortante por viga para la viga exterior será igual a:

$$V_L = CD \times V_{L \text{ carril}}$$

$$V_L = 0,816 \times 492,2 = 360,4 \text{ kN}$$

### 7.2.5. Diseño Viga Crítica

El diseño se realiza para la viga que presente las solicitaciones máximas, tomando el estado límite de resistencia para el grupo I, por lo tanto se diseñara a cortante para las solicitaciones de la viga interior y a flexión para las solicitaciones de la viga exterior. Ese diseño se aplicará tanto a las vigas externas como a las internas.

#### 7.2.5.1. Factores de carga estado límite de resistencia

- Carga muerta peso propio      DC = 1,25
- Carga muerta rodadura      DW= 1,50
- Carga viva      LL = 1,75

### 7.2.5.2. Factor de modificación de carga

El puente corresponde a una estructura que se ha definido como esencial, por lo que aplica un coeficiente de importancia  $\eta_I=1,0$ . Dado que la configuración de refuerzo es típica, es decir es la usual para este tipo de puentes se tiene un factor de ductilidad de  $\eta_D=1,0$ . Tomando en cuenta que la superestructura tiene más de 4 vigas, se aplica un factor de redundancia  $\eta_R=1,0$ .

De esta forma:

$$\eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I$$

$$\eta = 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 1,0$$

### 7.2.5.3. Momento factorizado centro de la luz

Se determinará la sollicitación factorizada para cada viga, mediante la siguiente ecuación:

$$M_u = \eta(1,25 \times M_{DC} + 1,50 \times M_{DW} + 1,75 \times M_{LL})$$

Viga interna

$$M_u = 1,00 \times (1,25 \times 2.354,4 + 1,50 \times 106,5 + 1,75 \times 1.706,1) = 6.088,4 \text{ kN} - \text{m}$$

Viga externa

$$M_u = 1,00 \times (1,25 \times 2.297,4 + 1,50 \times 106,5 + 1,75 \times 1.907,1) = 6.368,9 \text{ kN} - \text{m}$$

La viga crítica a flexión es la viga externa.

#### **7.2.5.4. Momento de servicio centro de la luz**

Este momento se requiere para verificar control de fisuración de la viga.

$$M_s = (M_{DC} + M_{DW} + M_{LL})$$

Viga interna

$$M_s = (2.354,40 + 106,5 + 1.706,1) = 4.166,98 \text{ kN} - \text{m}$$

Viga Externa

$$M_s = (2.297,40 + 106,50 + 1.907,1) = 4.310,97 \text{ kN} - \text{m}$$

#### **7.2.5.5. Momento factorizado a 2,5 m del apoyo**

Se determinará la sollicitación factorizada para cada viga, mediante la siguiente ecuación:

$$M_u = \eta(1,25 \times M_{DC} + 1,50 \times M_{DW} + 1,75 \times M_{LL})$$

Viga interna

$$M_u = 1,00 \times (1,25 \times 1.031,23 + 1,50 \times 46,65 + 1,75 \times 804,73) = 2.767,3 \text{ kN} - \text{m}$$

Viga externa

$$M_u = 1,00 \times (1,25 \times 1.006,26 + 1,50 \times 46,65 + 1,75 \times 899,54) = 2.902,0 \text{ kN} - \text{m}$$

La viga crítica a flexión es la viga externa.

**7.2.5.6. Momento de servicio a 2,5 m del apoyo**

Este momento se requiere para verificar control de fisuración de la viga.

$$M_s = (M_{DC} + M_{DW} + M_{LL})$$

Viga interna

$$M_s = (1.031,23 + 46,65 + 804,73) = 1.882,61 \text{ kN} - m$$

Viga Externa

$$M_s = (1.006,26 + 46,65 + 899,54) = 1.952,45 \text{ kN} - m$$

**7.2.5.6.1. Cortante factorizado en el apoyo**

Se determinará la sollicitación factorizada para cada viga, mediante la siguiente ecuación:

$$V_u = \eta(1.25 \times V_{DC} + 1.50 \times V_{DW} + 1.75 \times V_{LL})$$

Viga interna

$$V_u = 1,00 \times (1.25 \times 465,84 + 1.50 \times 21,30 + 1.75 \times 431,0) = 1.368,5 \text{ kN}$$

Viga externa

$$V_u = 1,00 \times (1.25 \times 449,90 + 1.50 \times 21,30 + 1.75 \times 418,7) = 1.327,1 \text{ kN}$$

La viga crítica por cortante es la viga interna.

**7.2.5.8. Cortante factorizado a 2,5 m del apoyo**

Se determinará la sollicitación factorizada para cada viga, mediante la siguiente ecuación:

$$V_u = \eta(1.25 \times V_{DC} + 1.50 \times V_{DW} + 1.75 \times V_{LL})$$

Viga interna

$$V_u = 1,00 \times (1.25 \times 537,84 + 1.50 \times 16,31 + 1.75 \times 360,45) = 1.102,6 \text{ kN}$$

Viga externa

$$V_u = 1,00 \times (1,25 \times 349,11 + 1,50 \times 16,31 + 1,75 \times 350,21) = 1.073,7 \text{ kN}$$

La viga crítica por cortante es la viga interna.

### 7.2.6. Diseño a Flexión en el Centro de la Luz

El diseño a flexión se realizará para las solicitaciones de la viga exterior, y a corte para la solicitación de la viga interior. El diseño se aplicará a todas las vigas.

Se utilizarán las especificaciones y dimensiones nombradas al comienzo del ejercicio, en las Figuras 59 y 60.

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento último en el centro de la luz.

$$M_s = 4.310.973.600,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 6.368.878.800,0 \text{ N-mm}$$

En primer lugar se determinará el centroide del refuerzo, para lo cual se probará con 21 barras # 8. Se dispone el refuerzo en paquetes de tres barras # 8, separadas verticalmente 40 mm, que es el diámetro equivalente. Si este refuerzo no es suficiente se incrementará y se recalculará el centroide.

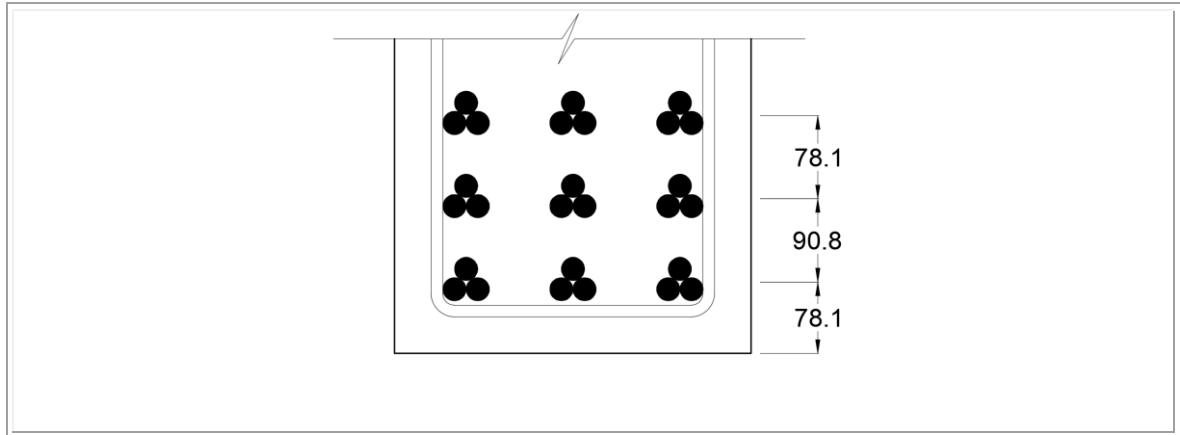


Ilustración 1. Centroide del refuerzo en el centro de la luz para 21 barras

Fuente: Propia

$$\bar{y} = \sum \frac{N_i \times A_i \times y_i}{N \times A_i}$$

Donde,

$N_i$  = número de barras en una misma fila

$A_i$  = área de una varilla o de un paquete

$y_i$  = centroide de la fila correspondiente

$N$  = total de varillas

$$\bar{y} = \frac{(3 \times 3 \times 507 \times 78,1) + (3 \times 3 \times 507 \times 168,9) + (3 \times 507 \times 247,1)}{21 \times 507}$$

$$\bar{y} = 141 \text{ mm}$$

El área correspondiente a 21 barras #8 ( $507 \text{ mm}^2$ ), será igual a:

$$A_s = A_{\text{barra}} \times \text{Cantidad de barras}$$

$$A_s = 507 \times 21 = 10.647,0 \text{ mm}^2$$

Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo ( $d_s$ ), será igual a:

$$d_s = h - \bar{y}$$

$$d_s = 1.400 - 141 = 1.259,0 \text{ mm}$$

El factor del bloque de tensiones ( $\beta_1$ ) como se especifica en el artículo 5.7.2.2, para  $f'_c = 28$  MPa es igual a:

$$\beta_1 = 0,85$$

Se utilizará la fórmula 5.7.3.1.1-4 del CCP-14, para calcular la altura de bloque de compresión ( $c$ )

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Donde:

$$A_{ps} = \text{área del acero de pre esfuerzo (mm}^2\text{)} = 10.647,0$$

$$f_{pu} = \text{resistencia a tracción especificada del acero de pre esfuerzo (MPa)} = \text{N.A.}$$

$$f_{py} = \text{resistencia a la fluencia del acero de pre esfuerzo (MPa)} = \text{N.A.}$$

$$A_s = \text{área del acero no pretensado de refuerzo a tracción (mm}^2\text{)} = 0$$

$$A'_s = \text{área del acero a compresión (mm}^2\text{)} = 0$$

$f_s =$  esfuerzo en el acero no pretensado de refuerzo a tracción en la resistencia nominal a flexión (MPa) especificada en el artículo 5.7.2.1. = N.A.

$f'_s$  = esfuerzo en el acero de refuerzo a compresión en la resistencia nominal a flexión (MPa), como se especifica en el artículo 5.7.2.1 = N.A.

$b$  = ancho de la cara a compresión del miembro; para una sección con aletas en compresión, el ancho efectivo de la aleta como se especifica en el artículo 4.6.2.6. (mm) = 2.250,0 mm para la viga exterior.

$b_w$  = ancho del alma (mm) = 420

$d_p$  = distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del acero de pre esfuerzo (mm) = N.A.

$k$  = se debe tomar de la tabla C.5.7.3.1.1-1 donde dependerá del tipo de torón usado = N.A.

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.7.3.1.1-4 puede simplificarse como:

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

Reemplazando obtenemos

$$c = \frac{10.647,0 \times 420 - 0 \times 420}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 2.250} = 98,2 \text{ mm}$$

Se verifica que el valor de  $c$  sea inferior al espesor de la losa, para garantizar que la viga funciona como una viga rectangular, de lo contrario se debe recalculer el centroide porque trabajaría como una viga T.

$$98,2 \text{ mm} < 190 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia, de acuerdo al comentario C5.7.2.1.

$c/d_s = 0,078 < 0,6$ , El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que  $\beta = 0,85$

En el artículo 5.7.2.2, se especifica que  $a$  es la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 98,2 = 83,5 \text{ mm}$$

Deformación neta a tracción

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{1.259,0}{98,2} - 1 \right) = 0,035$$

Dado que la deformación unitaria es igual 0,035, es decir mayor a 0,005, se confirma que la sección está controlada por tracción.

Se utilizará un  $\phi = 0,90$  especificado en el artículo 5.5.4.2.1. Por lo tanto la resistencia a flexión factorizada será

$$M_r = \phi \left( (A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{pu}) \times \left( ds - \left( \frac{a}{2} \right) \right) \right)$$

$$M_r = 0,90 \left( (10.647,0 \times 420,0 + 0 \times 1.890,0) \times \left( 1.259,0 - \left( \frac{83,5}{2} \right) \right) \right)$$

$$= 4.898.891.126,5 \text{ N} - \text{mm}$$

Para verificar que el refuerzo sea suficiente, se debe asegurar que la resistencia a flexión factorizada sea mayor al momento último.

$$4.898.891.126,5 \text{ N} - \text{mm} < 6.368.878.800,0 \text{ N} - \text{mm} \rightarrow \text{No cumple}$$

Puesto que la resistencia a la flexión factorizada es menor que la carga factorizada, la sección no es adecuada para flexión. Se probará con 29 barras # 8, para lo cual:

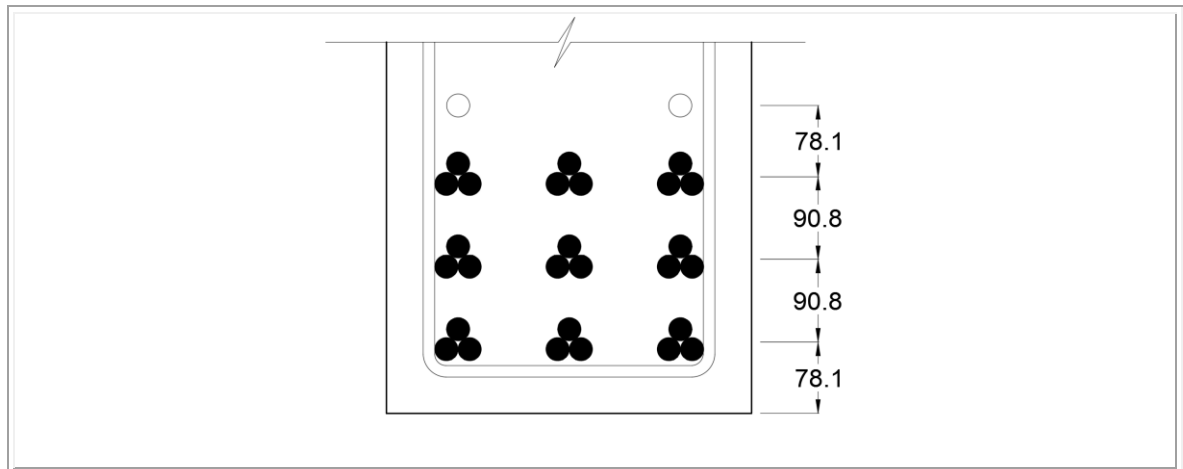


Figura 78. Centroide del refuerzo en el centro de la luz para 29 barras

Fuente: Propia

$$\bar{y} = \sum \frac{N_i \times A_i \times y_i}{N \times A_i}$$

Donde,

$N_i$  = número de barras en una misma fila

$A_i$  = área de una varilla o de un paquete

$y_i$  = centroide de la fila correspondiente

$N$  = total de varillas

$\bar{y}$

$$= \frac{(3 \times 3 \times 507 \times 78,1) + (3 \times 3 \times 507 \times 168,9) + (3 \times 3 \times 507 \times 260,0) + (2 \times 507 \times 338,1)}{29 \times 507}$$

$$\bar{y} = 181 \text{ mm}$$

El área correspondiente a 29 barras #8 (507 mm<sup>2</sup>), será igual a:

$$A_s = A_{barras} \times \text{Cantidad de barras}$$

$$A_s = 507 \times 29 = 14.703,0 \text{ mm}^2$$

$$d_s = h - \bar{y}$$

$$d_s = 1.400 - 181 = 1.219,0 \text{ mm}$$

Y entonces se obtiene  $c$ , utilizando la formula simplificada:

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

$$c = \frac{14.703,0 \times 420,0 - 0 \times 420,0}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 2.250} = 135,7 \text{ mm}$$

Se verifica que el valor de c:

$$135,7 \text{ mm} < 190 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia:

$$c/d_s = 0,111 < 0,6, \text{ El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que } \beta = 0,85$$

Se calcula la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta c$$

$$a = 0,85 \times 135,7 = 115,3 \text{ mm}$$

Deformación neta a tracción

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{1.231,0}{135,7} - 1 \right) = 0,024$$

Dado que la deformación unitaria es igual 0,024, es decir mayor a 0,005, se confirma que la sección está controlada por tracción.

Se utilizará un  $\phi = 0,90$  especificado en el artículo 5.5.4.2.1. Por lo tanto la resistencia a flexión factorizada será

$$M_r = \phi \left( (A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{pu}) \times \left( ds - \left( \frac{a}{2} \right) \right) \right)$$

$$M_r = 0,90 \left( (14.703,0 \times 420,0 + 0 \times 1.890,0) \times \left( 1.219,0 - \left( \frac{115,3}{2} \right) \right) \right)$$

$$= 6.454.425.342,1 \text{ N} - \text{mm}$$

Para verificar que el refuerzo sea suficiente, se debe asegurar que la resistencia a flexión factorizada sea mayor al momento último.

$$6.454.425.342,1 \text{ N} - \text{mm} > 6.368.878.800,0 \text{ N} - \text{mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Puesto que el momento resistente es mayor que el momento factorizado, la sección y el refuerzo son adecuados para flexión. Se revisará la cuantía mínima, a partir del satisfacer un momento equivalente a  $M_{cr}$ , o  $1,33 M_u$ , el menor de los dos

Calculo del refuerzo mínimo para la viga exterior:

Distancia del centroide a la fibra inferior ( $Y_b$ )

$$Y_b = \frac{\frac{(h - t_s)^2}{2} \times b_w + (b_t \times t_s) \times \left( h - \frac{t_s}{2} \right)}{(h - t_s) \times b_w + b_t \times t_s}$$

$$Y_b = \frac{\frac{(1,40 - 0,19)^2}{2} \times 0,40 + (2,25 \times 0,19) \times \left( 1,40 - \frac{0,19}{2} \right)}{(1,40 - 0,19) \times 0,40 + 2,25 \times 0,19} = 0,93 \text{ m}$$

Distancia del centroide a la fibra superior ( $Y_t$ )

$$Y_t = h - Y_b$$

$$Y_t = 1,40 - 0,93 = 0,47 \text{ m}$$

Inercia de la viga Te (I)

$$I = \frac{(h - t_s)^3 \times b_w}{12} + (h - t_s) \times b_w \times \left( \frac{h - t_s}{2} - Y_b \right)^2 + b_t \times t_s \times \left( Y_t - \frac{t_s}{2} \right)^2$$

$$I = \frac{(1,40 - 0,19)^3 \times 0,40}{12} + (1,40 - 0,19) \times 0,40 \times \left( \frac{1,40 - 0,19}{2} - 0,93 \right)^2 + 2,25 \times 0,19 \times \left( 0,47 - \frac{0,19}{2} \right)^2 = 0,1703 \text{ m}^4$$

Módulo superior:

$$S_b = \frac{I}{Y_b}$$

$$S_b = \frac{170.300.000.000,0 \text{ mm}^4}{930,0 \text{ mm}} = 183.118.279,6 \text{ mm}^3$$

Módulo inferior:

$$S_t = \frac{I}{Y_t}$$

$$S_t = \frac{170.300.000.000,0 \text{ mm}^4}{480,0 \text{ mm}} = 362.340.425,5 \text{ mm}^3$$

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{28,0} = 3,3 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

La cantidad de refuerzo deberá ser adecuada para soportar una resistencia a la flexión factorizado al menos igual a la menor de  $M_{cr}$  o  $1,33M_u$ . Por lo tanto se debe elegir el valor más pequeño entre los dos datos siguientes

Ecuación 5.7.3.3.2-1. Corregida.

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[ (\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left( \frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

$f_r$ = módulo de rotura del concreto especificado en el artículo 5.4.2.6.

$f_{cpe}$ = esfuerzo de compresión en el concreto debido solo a las fuerzas efectivas de preesfuerzo (después de considerar todas las pérdidas de preesfuerzo) en la fibra extrema de la sección donde la tensión de tracción es causada por las cargas externas (MPa)

$M_{dnc}$ = momento total no mayorado de carga muerta que actúa sobre una sección monolítica o no compuesta (kN-m)

$S_c$ = módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas ( $\text{mm}^3$ )

$S_{nc}$ = módulo de sección para la fibra extrema de una sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas externas ( $\text{mm}^3$ )

La ecuación queda simplificada de la siguiente manera para concretos no preesforzados:

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c]$$

Los factores están especificados en el numeral 5.7.3.3.2 del CCP-14, donde:

$\gamma_1$ = factor de variación de la fisuración por flexión

1,2 para estructuras prefabricadas segmentales

1,6 para todas las demás estructuras de concreto

$\gamma_3$ = relación entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última a tracción del refuerzo

0,67 para refuerzo A615, Grado 60

0,75 para refuerzo A706, Grado 60

1,00 para estructuras de concreto preesforzado

$$M_{cr} = 0,75 \times [(1,6 \times 3,3) \times 183.118.279,6] = 725.148.387,2 \text{ N} - \text{mm}$$

$$1,33 M_u = 1,33 \times 6.368.878.800,0 = 8.470.608.804,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto:

$$\rightarrow M_{\min} = 725.148.387,2 \text{ N-mm}$$

Se debe verificar que  $M_r > M_{\min}$ , con lo que se cumple el refuerzo mínimo en la viga T.

Calculo del control de Fisuración:

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{f'_c}$$
$$f_r = 0,52 \times \sqrt{28,0} = 2,8 \frac{N}{mm^2}$$

$$0,80 f_r = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo en el acero de refuerzo convencional a la resistencia nominal a flexión.

$$f_s = \frac{M_s}{S_c}$$
$$f_s = \frac{4.310.973.600,0}{183.118.279,6} = 23,5 \frac{N}{mm^2}$$

Debido a que la tensión en la sección transversal es mayor que el 80% del módulo de rotura en el estado límite, se debe hacer el cálculo de  $S_{\max}$ .

$$A_s = 29 \times 507 = 14.703,0 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{(b \times d_s)}$$

$$\rho = \frac{14.703,0}{(2.250,0 \times 1.219,0)} = 0,0054$$

$$n = 9$$

$$k = \sqrt{(2 \times np + np^2)} - np$$

$$k = \sqrt{(2 \times 9 \times 0,0054) + (9 \times 0,0054)^2} - 9 \times 0,0054 = 0,27$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0,27}{3} = 0,91$$

Tensión de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio

$$f_{ss} = \frac{M_s}{A_s \times j \times d_s}$$

$$f_{ss} = \frac{4.310.973.600,0}{14.703,0 \times 0,91 \times 1.219,0} = 264,3 \frac{N}{mm^2}$$

Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema de tracción hasta el centro del refuerzo de flexión más cercano ( $d_c$ )

Se utilizará un recubrimiento de 5,0 cm

$$d_c = \text{recub} + \frac{\phi_{\text{barra}}}{2}$$

$$d_c = 50,0 + \frac{12,7}{2} = 56,4 \text{ mm}$$

Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del elemento extremo a tracción

$$d_s = h - d_c$$

$$d_s = 1.400,0 - 56,4 = 1.343,6 \text{ mm}$$

Se debe utilizar el factor de exposición; 1,00 para condiciones de exposición clase 1 o 0,75 para condiciones de exposición clase 2.

$$\gamma_e = 0,75$$

Se utilizará la fórmula 5.7.3.4-1 para calcular la separación entre barras:

$$s \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Para lo cual se debe calcular la relación entre la deformación unitaria a flexión en la cara extrema a tracción y la deformación unitaria en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tracción.

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{56,4}{0,7(1.400,0 - 56,4)} = 1,1$$

Y se calcula la separación máxima:

$$s \leq \frac{123.000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$s \leq \frac{123.000 \times 0,75}{1,1 \times 264,3} - 2 \times 56,4 = 204,5 \text{ mm}$$

### Cálculo del traslapo:

Se utilizará la longitud de desarrollo básica a tracción especificada en el artículo 5.11.2.1.1 del CCP-14 para barras No. 11 y menores.

Longitud de desarrollo básica ( $Ld_1$ )

$$Ld_1 = \frac{1,25 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Dado que esta fórmula está diseñada para ksi, se adapta de la siguiente manera:

$$Ld_1 = \frac{0,0186 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Donde:

$A_b$  = sección de la barra ( $\text{mm}^2$ ) = 507  $\text{mm}^2$

$$Ld_1 = \frac{0,0186 \times 507 \times 420}{\sqrt{28}} = 748,5 \text{ mm}$$

La longitud de desarrollo básico no deberá ser menor que  $Ld_2$

$$Ld_2 = 0,4 \times db \times fy$$

Dado que esta fórmula está diseñada para ksi, se adapta de la siguiente manera:

$$Ld_2 = 0,05714 \times db \times fy$$

$$Ld_2 = 0,05714 \times 25,4 \times 420 = 609,6 \text{ mm}$$

Por lo tanto la longitud de desarrollo ( $Ld$ )

$$Ld = 748,5 \times 1,4 = 1.048,0 \text{ mm}$$

Y la longitud de empalme ( $Ld_t$ )

$$Ld_t = 1,3 \times 1.048,0 = 1.362,3 \text{ mm}$$

Para los paquetes de 3 barras #8 la longitud de traslapo debe incrementarse un 20% de acuerdo al número 5.11.2.3, es decir

$$Ld_t = 1,2 \times 1.362,3 = 1.634,8 \text{ mm}$$

Se usará un traslapo para paquetes de 1.650 mm.

#### ***7.2.6.1. Diseño a Flexión a 2,5m del Apoyo***

El diseño a flexión se realizará para las solicitaciones de la viga exterior, y a corte para la sollicitación de la viga interior. El diseño se aplicará a todas las vigas.

Se utilizarán las especificaciones y dimensiones nombradas al comienzo del ejercicio.

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento último a 2,50 m.

$$M_s = 1.952,4 \text{ kN-m}$$

$$M_u = 2.902,0 \text{ kN-m}$$

En primer lugar se determinará el centroide del refuerzo, para lo cual se probará con 12 barras # 8. Se dispone el refuerzo en paquetes de tres barras # 8, separadas verticalmente 40 mm, que es el diámetro equivalente. Si este refuerzo no es suficiente se incrementará y se recalculará el centroide.

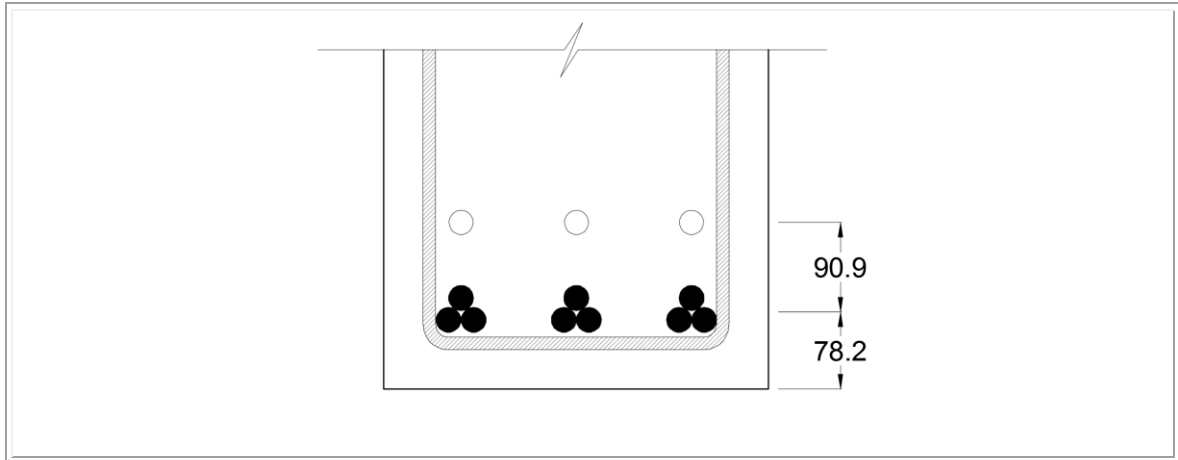


Figura 79. Centroide del refuerzo a 2,5 m del apoyo para 12 barras

Fuente: Propia

$$\bar{y} = \sum \frac{N_i \times A_i \times y_i}{N \times A_i}$$

Donde,

$N_i$  = número de barras en una misma fila

$A_i$  = área de una varilla o de un paquete

$y_i$  = centroide de la fila correspondiente

$N$  = total de varillas

$$\bar{y} = \frac{(3 \times 3 \times 507 \times 78,2) + (3 \times 1 \times 507 \times 169,1)}{12 \times 507}$$

$$\bar{y} = 101 \text{ mm}$$

El área correspondiente a 12 barras #8 (507 mm<sup>2</sup>), será igual a:

$$A_s = A_{barra} \times \text{Número de barra}$$

$$A_s = 6.084,0 \text{ mm}^2$$

Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo ( $d_s$ ), será igual a:

$$d_s = h - \bar{y}$$

$$d_s = 1.400 - 101$$

$$d_s = 1.299,0 \text{ mm}$$

El factor del bloque de tensiones ( $\beta_1$ ) como se especifica en el artículo 5.7.2.2, para  $f'_c = 28$  MPa es igual a:

$$\beta_1 = 0,85$$

Se utilizará la fórmula 5.7.3.1.1-4 para calcular la altura de bloque de compresión ( $c$ )

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.7.3.1.1-4 puede simplificarse como:

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

Reemplazando obtenemos

$$c = \frac{6.084,0 \times 420 - 0 \times 420}{0,85 \times 28 \times 0,85 \times 2250} = 56,1 \text{ m}$$

Se verifica que el valor de  $c$  sea inferior al espesor de la losa, para garantizar que la viga funciona como viga rectangular.

$$56,1 \text{ mm} < 190 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia, de acuerdo al comentario C5.7.2.1.

$c/d_s = 0,043 < 0,6$ , El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que  $\beta = 0,85$

En el artículo 5.7.2.2, se especifica que  $a$  es la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta c$$

$$a = 0,85 \times 56,1 = 47,7 \text{ mm}$$

Deformación neta a tracción

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{1.299,0}{56,1} - 1 \right) = 0,066$$

Dado que la deformación unitaria es igual 0,066, es decir mayor a 0,005, se confirma que la sección está controlada por tracción.

Se utilizará un  $\phi=0,90$  especificado en el artículo 5.5.4.2.1. Por lo tanto la resistencia a flexión factorizada será

$$M_r = \phi \left( (A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{pu}) \times \left( ds - \left( \frac{a}{2} \right) \right) \right)$$

$$M_r = 0,90 \left( (6.084,0 \times 420,0 + 0 \times 1.890,0) \times \left( 1.259,0 - \left( \frac{47,7}{2} \right) \right) \right)$$

$$= 2.932.508.470,9 \text{ N} - \text{mm}$$

Para verificar que el refuerzo sea suficiente, se debe asegurar que la resistencia a flexión factorizada sea mayor al momento último.

$$2.932.508.470,9 \text{ N} - \text{mm} > 2.901.989.813,8 \text{ N} - \text{mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

### 7.2.7. Diseño Viga T a Cortante en el Apoyo

El diseño a cortante se realizará para las solicitaciones de la viga interior. El diseño se aplicará a todas las vigas.

Se utilizarán las especificaciones y dimensiones nombradas al comienzo del ejercicio.

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento último en el apoyo.

$$M_s = 0,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 0,0 \text{ N-mm}$$

$$V_u = 1.368,5 \text{ kN}$$

En primer lugar se determinará el centroide del refuerzo, para lo cual se probará con 9 barras # 8, que equivalen al 30% de treinta barras, el cual corresponde al refuerzo mínimo que debe llegar al apoyo, en vigas simplemente apoyadas. Se dispone el refuerzo en paquetes de tres barras # 8.

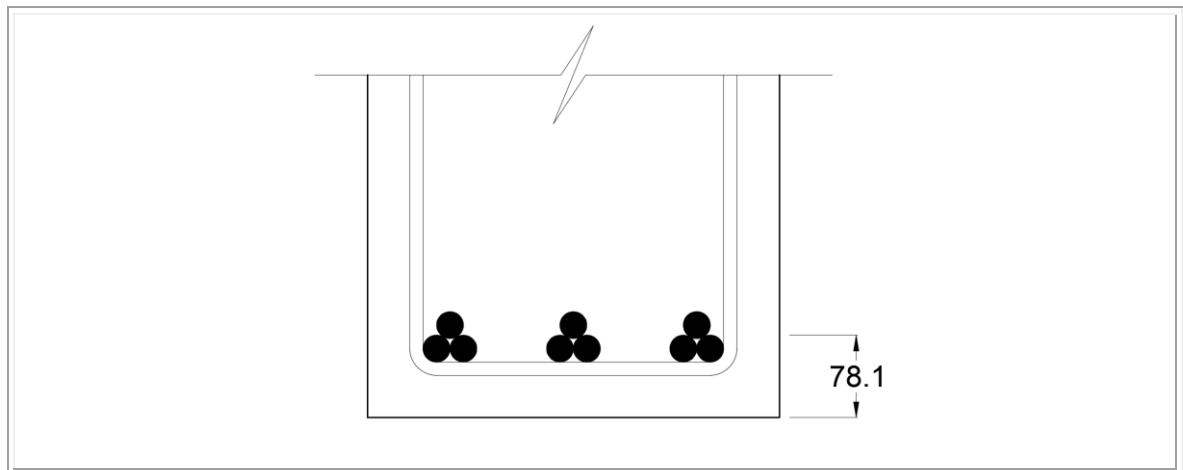


Figura 80. Centroides del refuerzo en el apoyo para 9 barras

Fuente: Propia

Para lo cual el centroide será:

$$\bar{y} = 78,1 \text{ mm}$$

El área correspondiente a 9 barras #8 ( $507 \text{ mm}^2$ ), será igual a:

$$A_s = A_{barra} \times \text{Cantidad de barras}$$

$$A_s = 507 \times 9 = 4.563,0 \text{ mm}^2$$

Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo ( $d_s$ ), será igual

a:

$$d_s = h - \bar{y}$$

$$d_s = 1.400 - 78,1 = 1.321,9 \text{ mm}$$

El factor del bloque de tensiones será el ya mencionado en los cálculos de flexión.

$$\beta_1 = 0,85$$

Y entonces se obtiene  $c$ , utilizando la fórmula simplificada:

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

$$c = \frac{4.563,0 \times 420,0 - 0 \times 420,0}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 2.250} = 42,1 \text{ mm}$$

Se verifica que el valor de  $c$ :

$$42,1 \text{ mm} < 190 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia:

$$c/d_s = 0,032 < 0,6, \text{ El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que } \beta = 0,85$$

Se calcula la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 42,1 = 35,8 \text{ mm}$$

Se calculará el corte Diagonal en una dirección, para lo cual se elegirá el mayor de los siguientes valores:

$$d_{v1} = d_s - \frac{a}{2}$$

$$d_{v1} = 1.321,9 - \frac{35,8}{2} = 1.304,0 \text{ mm}$$

$$d_{v2} = 0,9 \times d_s$$

$$d_{v2} = 0,9 \times 1.321,9 = 1.189,7 \text{ mm}$$

$$d_{v3} = 0,72 \times h$$

$$d_{v3} = 0,72 \times 1.400,0 = 1.008,0 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$d_v = S_x = 1.304,0 \text{ mm}$$

Debe calcularse el parámetro de espaciamiento de fisuras ( $S_{xe}$ ), definido en la ecuación 5.8.3.4.2-5 del CCP-14.

Se utilizará un tamaño del agregado igual a:

$ag = 25,4 \text{ mm}$

$$S_{xe} = S_x \frac{1,38}{ag + 0,63}$$

Dado que esta fórmula se encuentra expresada en pulgadas se ajusta la fórmula de la siguiente manera

$$S_{xe} = S_x \frac{35,0}{ag + 16,0}$$

$$S_{xe} = 1.304,0 \times \frac{35,0}{25,4 + 16,0} = 1.102,4 \text{ mm}$$

$$300 \leq S_{xe} \leq 2.000$$

Por lo tanto se cumple el parámetro de espaciamiento de fisuras.

Deformación unitaria neta longitudinal en la sección en el centroide del refuerzo a tracción definido en la ecuación 5.8.3.4.2-4 del CCP-14.

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Donde:

$N_u = 0$

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.8.3.4.2-4 del CCP-14 puede simplificarse como

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p|}{E_s A_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|0|}{1.304,0} + 0,5 \times 0 + |1.368,5 - 0|}{196.000 \times 4.563,0} = 0,0000015$$

Si no se tiene la cantidad mínima de refuerzo transversal a cortante, se debe calcular  $\beta$ , según la ecuación 5.8.3.4.2-2.

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + S_{xe})}$$

Dado que la formula esta para ksi, se adaptará de la siguiente forma:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{1.295}{(991 + S_{xe})}$$

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \times 0,0000015)} \frac{1.295}{(991 + 1.104,1)} = 2,96$$

$\beta$  debe ser menor a 2,0, sino este valor deberá ser tomado como 2,0.

Como 2,96 es mayor a 2,0:

$$\beta = 2,00$$

El valor de  $\theta$  está definido por la ecuación 5.8.3.4.2-3.

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s$$

$$\theta = 29 + 3500 \times 0,0000015 = 29^0$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-3, dado que se utilizaron las ecuaciones 5.8.3.4.2-2 y 5.8.3.4.2-3 para el cálculo de  $\beta$  y  $\theta$ .

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt[2]{f'c} b v dv$$

$$V_c = 0,083 \times 2,0 \times \sqrt{28,0} \times 400 \times 1.304,1 = 458.170,0 N = 458,2 kN$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-1 y la ecuación 5.8.3.3-2 del CCP-14 respectivamente, de los cuales se elegirá el menor valor.

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$$

Donde:

$V_p$ = Componente en la dirección de la fuerza cortante aplicada de la fuerza efectiva de preesforzado = 0.

$V_s$ = Resistencia al cortante

$$V_{n1} = 458,2 + 0 + 0 = 458,2 kN$$

$$V_{n2} = 0,25 f'c b v dv + V_p$$

$$V_{n2} = 0,25 \times 28,0 \times 400 \times 1.312,2 + 0 = 3.651.200,0 \text{ N} = 3.618,9 \text{ kN}$$

Entonces se tiene que:

$$\phi V_n = 0,90 \times 458,2 = 412,4 \text{ kN}$$

Se debe verificar que:

$$\phi V_n > V_u$$

$$412,4 \text{ kN} < 1.368,5 \text{ kN}$$

Como la resistencia nominal de cortante factorizada es mayor que el cortante ultimo factorizado, se deberá utilizar estribos. Se probará usando dos ramas #4 (127 mm<sup>2</sup>) y una separación entre estribos de 125,0 mm.

$$A_{sv} = 127,0 \times 2 = 254,0 \text{ mm}^2$$

Se debe cumplir que el área sea mayor a:

Ecuación 5.8.2.5-1

$$A_{sv} \geq 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

$$A_{sv} \geq 0,083 \sqrt{28,0} \times \frac{1.000 \times 125}{420,0} = 265,6 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto el área es adecuada.

La resistencia nominal de cortante está definida en el artículo 5.8.3.3, se elegirá el menor valor entre los siguientes:

Ecuación 5.8.3.3-1

$$V_n = V_s + V_c$$

En la cual:

$$V_s = \frac{A_{sv} f_y d_v \text{Cot}(\theta)}{s}$$

Ecuación 5.8.3.3-2

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v$$

Entonces se tiene:

$$V_s = \frac{254,0 \times 420,0 \times 1.304,0 \text{Cot}(29)}{125,0} = 2.007.250,9 \text{ N} = 2.007,3 \text{ kN}$$

$$V_n = 0,25 \times 28,0 \times 1.000,0 \times 1.304,0 = 9.128.000,0 \text{ N} = 9.128,9 \text{ kN}$$

Entonces:

$$V_n = 2.007,3 + 458,2 = 2.465,5 \text{ kN}$$

Por lo anterior los estribos utilizados, cumplen el diseño a cortante.

$$V_r = \phi(V_n)$$

$$V_r = 0,90 \times (2.465,5) = 2.219,0 \text{ kN}$$

Se debe cumplir que:

$$V_r > V_u$$

$$2.219,0 \text{ kN} > 1.368,5 \text{ kN}$$

#### **7.2.7.1. Cortante en la interfaz**

Esta verificación se aplica para elementos que construidos por etapas, por lo que en el contacto de los dos concreto no se garantiza la trabazón adecuada del agregado, y en consecuencia la capacidad a corte varía de concretos construidos monolíticamente. En este caso se aplica al contacto entre el nervio y el tablero, el cual generalmente se construye en dos etapas. La capacidad a corte entre las dos etapas, depende del refuerzo dispuesto para corte diagonal que atraviesa el contacto, además de la cohesión y fricción en el concreto de la interfaz.

El esfuerzo mayorado de cortante interfaz se determina según 5.8.4.2-1:

$$v_{ui} = \frac{V_{u1}}{b_{vi}d_v}$$

Para la viga T

$b_{vi} = 400 \text{ mm}$                       espesor del alma

$d_v = 1.312,2 \text{ mm}$

$V_u = 522,0 \text{ kN}$

$$v_{ui} = \frac{522.000,0}{400,0 \times 1.312,2} = 0,99 \text{ MPa}$$

En área de concreto que participa en la transferencia para un metro de longitud es

$$A_{cv} = b \times 1000$$

Donde  $b$  es el espesor de la viga en la zona de transferencia. En este caso es el mismo espesor del alma

$$A_{cv} = 400 \times 1000 = 400.000,0 \text{ mm}^2/m$$

La fuerza mayorada de cortante de interfaz según 5.8.4.2-2 del CCP-14:

$$V_{ui} = v_{ui} A_{cv}$$

$$V_{ui} = 0,99 \times 400.000,0 = 396.000,0 \text{ N} = 396,0 \text{ kN}$$

Según el numeral 5.8.4.3 del CCP-14, para una losa vaciada in situ sobre viga con superficie limpia, libre de lechada, con rugosidad de 6mm, se tienen los siguientes factores de cohesión y fricción.

$$c = 2,0 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1,0$$

$$K_1 = 0.3$$

$$K_2 = 12,5 \text{ MPa} \quad \text{para concreto de densidad normal.}$$

En la sección se dispone un refuerzo a corte de dos ramas #4 cada 125 mm atravesando la zona de interfase.

$$A_{vf} = A_{barra} \times \frac{1.000}{s}$$
$$A_{vf} = \frac{127 \times 2 \times 1000}{125} = 2.032,0 \text{ mm}^2/m$$

La resistencia nominal a cortante según será 5.8.4.1-3 será.

$$V_{ni} = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c)$$

$$V_{ni} = 2 \times 400.000,0 + 1.0 \times (2.032,0 \times 420 + 0) = 1.653.440,0 \text{ N} = 1.653,4 \text{ kN}$$

Pero no mayor que

$$V_{ni} \leq K_1 f'_c A_{cv} = 0,30 \times 28,0 \times 400.000,0 = 3.360.000,0 \text{ N} = 3.360,0 \text{ kN}$$

ó

$$V_{ni} \leq K_2 A_{cv} = 12,5 \times 400.000,0 = 5.000.000,0 \text{ N} = 5.000,0 \text{ kN}$$

Se toma entonces

$$\phi V_{ni} = 0,9 \times 1.653,4 = 1.488,1 \text{ kN} > V_{ui} = 396,0 \text{ kN}$$

Luego cumple

El área mínima de refuerzo en la interfaz según 5.8.4.4 será:

$$A_{vf} \geq \frac{0,35 A_{cv}}{f_y} = \frac{0,35 \times 400.000,0}{420} = 333,3 \text{ mm}^2 \leq 2.032,0 \text{ mm}^2$$

Luego se cumple con el refuerzo mínimo por corte en la interfase.

### 7.2.8. Diseño Viga T a Cortante A 2,5m del Apoyo

El diseño a cortante se realizará para las solicitaciones de la viga interior. El diseño se aplicará a todas las vigas.

Se utilizarán las especificaciones y dimensiones nombradas al comienzo del ejercicio.

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento a 2,50 m.

$$M_s = 1.952,4 \text{ kN-m}$$

$$M_u = 2.902,0 \text{ kN-m}$$

$$V_u = 1.102,6 \text{ kN}$$

El área correspondiente a 12 barras #8 (507 mm<sup>2</sup>), será igual a:

$$A_s = A_{barra} \times \text{Número de barra}$$

$$A_s = 6.084,0 \text{ mm}^2$$

Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo ( $d_s$ ), será igual a:

$$d_s = h - \bar{y}$$

$$d_s = 1.400 - 101,0 = 1.299,0 \text{ mm}$$

El factor del bloque de tensiones será el ya mencionado en los cálculos de flexión.

$$\beta_1 = 0,85$$

Y entonces se tiene  $c$ , utilizando la formula simplificada:

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

$$c = \frac{6.084,0 \times 420,0 - 0 \times 420,0}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 2.250} = 56,1 \text{ mm}$$

Se verifica que el valor de  $c$ :

$$56,1 \text{ mm} < 190 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia:

$$c/d_s = 0,043 < 0,6, \text{ El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que } \beta = 0,85$$

Se calcula la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 56,1 = 47,7 \text{ mm}$$

Se calculará el corte Diagonal en una dirección, para lo cual se elegirá el mayor de los siguientes valores:

$$d_{v1} = d_s - \frac{a}{2}$$

$$d_{v1} = 1.299,0 - \frac{47,7}{2} = 1.275,1 \text{ mm}$$

$$d_{v2} = 0,9 \times d_s$$

$$d_{v2} = 0,9 \times 1.299,0 = 1.169,1 \text{ mm}$$

$$d_{v3} = 0,72 \times h$$

$$d_{v3} = 0,72 \times 1.400,0 = 1.008,0 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$d_v = S_x = 1.275,1 \text{ mm}$$

Debe calcularse el parámetro de espaciamiento de fisuras ( $S_{xe}$ ), definido en la ecuación 5.8.3.4.2-5 del CCP-14.

Se utilizará un tamaño del agregado igual a:

$$a_g = 25,4 \text{ mm} = 1 \text{ pulgada}$$

$$S_{xe} = S_x \frac{1,38}{a_g + 0,63}$$

Dado que esta fórmula se encuentra expresada en pulgadas se ajusta la fórmula de la siguiente manera

$$S_{xe} = S_x \frac{35,0}{a_g + 16,0}$$

$$S_{xe} = 1.275,1 \times \frac{35,0}{25,4 + 16,0} = 1.078,0 \text{ mm}$$

$$300 \leq S_{xe} \leq 2.000$$

Por lo tanto se cumple el parámetro de espaciamiento de fisuras.

Deformación unitaria neta longitudinal en la sección en el centroide del refuerzo a tracción definido en la ecuación 5.8.3.4.2-4.

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Donde:

$$N_u = 0$$

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.8.3.4.2-4 puede simplificarse como

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p|}{E_s A_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|0|}{1.275,1} + 0,5 \times 0 + |1.078,6 - 0|}{196.000 \times 6.084,0} = 0,0000028$$

Si no se tiene la cantidad mínima de refuerzo transversal a cortante, se debe calcular  $\beta$ , según la ecuación 5.8.3.4.2-2 del CCP-14.

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + \varepsilon_x e)}$$

Donde es

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \times 0,0000028)} \frac{51}{(39 + 1.079,5)} = 2,99$$

$\beta$  debe ser menor a 2,0, sino este valor deberá ser tomado como 2,0.

Como 2,99 es mayor a 2,0:

$$\beta = 2,00$$

El valor de  $\theta$  está definido por la ecuación 5.8.3.4.2-3 del CCP-14.

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s$$

$$\theta = 29 + 3500 \times 0,0000028 = 29^0$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-3, dado que se usaron las ecuaciones 5.8.3.4.2-2 y 5.8.3.4.2-3 para el cálculo de  $\beta$  y  $\theta$ .

$$V_c = 0,0316 \beta \sqrt[2]{f'_c} b v dv$$

Esta ecuación está formulada para ksi, se corregirá de la siguiente manera

$$V_c = 0,0000838 \times 2,0 \times \sqrt[2]{28,0} \times 400 \times 1.275,1 = 444,5 \text{ kN}$$

Se emplean las ecuaciones 5.8.3.3-1 y 5.8.3.3-2 respectivamente, de los cuales se elegirá el menor valor.

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$$

Donde:

$V_p$  = Componente en la dirección de la fuerza cortante aplicada de la fuerza efectiva de preesforzado = 0.

$V_s$  = Resistencia al cortante del acero

$$V_{n1} = 445,55 + 0 + 0 = 444,55 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 0,25 f'c b v d v + V_p$$

$$V_{n2} = 0,25 \times 28,0 \times 400 \times 1.275,1 + 0 = 3.570,3 \text{ k}$$

Entonces se tiene que:

$$\phi V_n = 0,90 \times 445,55 = 400,1 \text{ kN}$$

Se debe verificar que:

$$\phi V_n > V_u$$

$$400,1 \text{ kN} < 1.102,6 \text{ kN}$$

Como la resistencia nominal de cortante factorizada es mayor que el cortante ultimo factorizado, se deben utilizar estribos. Se probará usando dos ramas #4 (127 mm<sup>2</sup>) y una separación entre estribos de 150 mm.

$$A_{sv} = 127,0 \times 2 = 254,0 \text{ mm}^2$$

Se debe cumplir que el área sea mayor a:

Ecuación 5.8.2.5-1

$$A_{sv} \geq 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$
$$A_{sv} \geq 0,083 \sqrt{28,0} \times \frac{1.000 \times 125}{420,0} = 265,6 \text{ mm}^3$$

Por lo tanto el área es adecuada.

La resistencia nominal de cortante está definida en el artículo 5.8.3.3 del CCP-14, se elegirá el menor valor entre los siguientes:

Ecuación 5.8.3.3-1

$$V_n = V_s + V_c$$

En la cual:

$$V_s = \frac{A_{sv} f_y d_v \text{Cot}(\theta)}{s}$$

Ecuación 5.8.3.3-2

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v$$

Entonces se tiene:

$$V_s = \frac{254,0 \times 420,0 \times 1.275,1 \cot(29)}{125,0} = 1.962.765,1 \text{ N} = 1.962,8 \text{ kN}$$

$$V_n = 0,25 \times 28,0 \times 1.000,0 \times 1.275,1 = 8.925.700,0 \text{ N} = 8.925,7 \text{ kN}$$

Entonces:

$$V_n = 1.962,8 + 444,5 = 2.407,3 \text{ kN}$$

Por lo tanto cumple.

$$V_r = \phi(V_n)$$

$$V_r = 0,90 \times (2.407,3) = 2.166,6 \text{ kN}$$

Se debe cumplir que:

$$V_r > V_u$$

$$2.166,6 \text{ kN} > 1.102,6 \text{ kN}$$

Cumple con 2 ramas #4 separadas cada 150 mm.

### 7.2.9. Solicitaciones Y Diseño Cada 2,5 M

A continuación se presenta una tabla con el resumen con las solicitaciones y refuerzo a flexión y corte, con el que se hace el despiece que se presenta en las Figuras 81 y 82.

Tabla 34. Resumen de los momentos a L/8

TRAMO (m)	M <sub>bc</sub> kN-m		(Dw) kN-m	M <sub>CAMIÓN</sub> kN-m	M <sub>TÁNDEM</sub> kN-m	
	Viga interna	Viga Externa				
Apoyos =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
1/8 =	2,50	1.031,23	1.006,26	46,65	659,25	416,10
1/4 =	5,00	1.765,80	1.723,05	79,88	1.092,00	825,00
3/8 =	7,50	2.208,43	2.154,96	99,90	1.301,19	1.078,70
CL =	10,00	2.354,40	2.297,40	106,50	1.370,00	1.175,00

TRAMO (m)	M <sub>L</sub> kN-m	M <sub>LL+I</sub> kN-m	M <sub>u</sub> kN-m	M <sub>s</sub> kN-m	
Apoyos =	0,0	0,00	0,00	0,00	
1/8 =	2,50	884,82	899,54	2.901,99	1.952,45
1/4 =	5,00	1.478,25	1.500,31	4.899,16	3.303,23
3/8 =	7,50	1.784,26	1.806,34	6.004,65	4.061,20
CL =	10,00	1.885,00	1.907,07	6.368,88	4.310,97

Fuente: Propia

Tabla 35. Resumen Cortantes a L/8

TRAMO (m)	V <sub>DC</sub> kN		V <sub>DW</sub> kN	V <sub>CAMIÓN</sub> kN	V <sub>TÁNDEM</sub> kN	
	Viga interna	Viga Externa				
Apoyos =	0,00	465,84	449,90	21,30	308,40	242,50
1/8 =	2,50	357,84	349,11	16,31	263,40	211,25
1/4 =	5,00	264,24	257,83	11,98	218,40	180,00
3/8 =	7,50	185,04	180,59	8,32	173,40	148,75
CL =	10,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(Continuación Tabla 35)

	TRAMO (m)	$V_L$ kN	$V_{LL+I}$ kN	$V_u$ kN
Apoyos	0,0	411,40	430,99	1.368,48
1/8 =	2,50	342,26	360,45	1.102,6
1/4 =	5,00	276,34	292,61	860,34
3/8 =	7,50	213,63	227,48	641,87
CL =	10,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: Propia

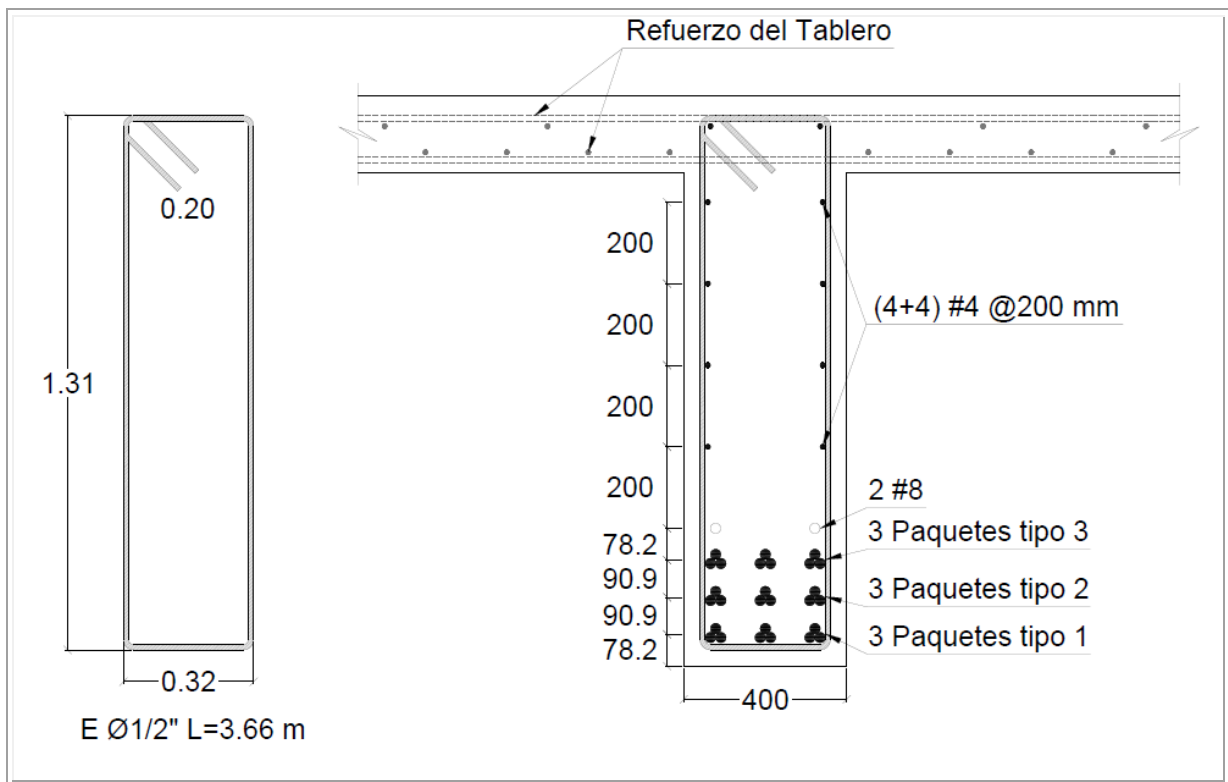


Figura 81. Refuerzo de la viga sección transversal para el centro de la luz

Fuente: Propia

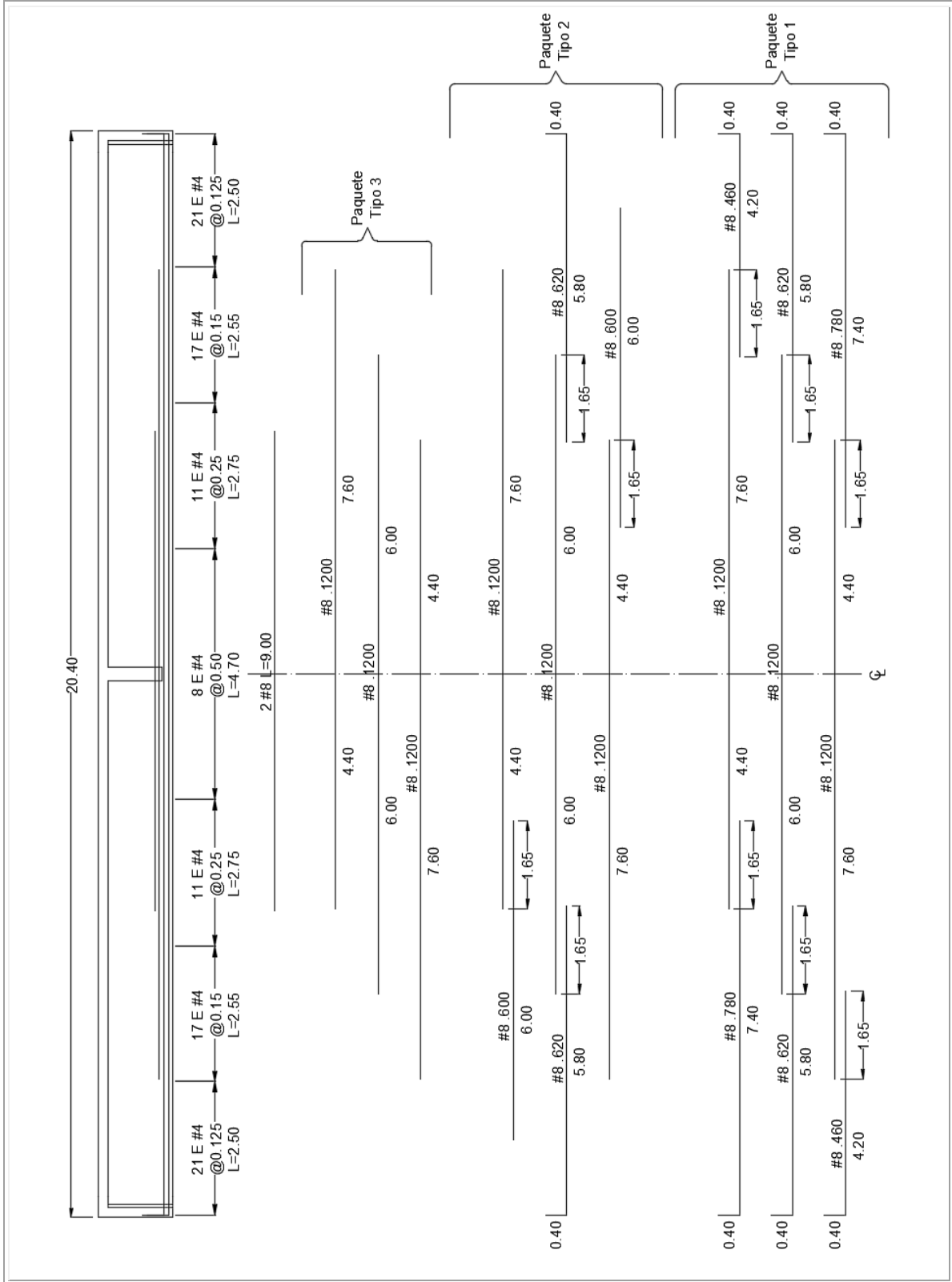


Figura 82. Refuerzo de la viga despiece longitudinal

Fuente: Propia

## 8. Diseño de Tablero para Puentes de Viga y Losa

En este capítulo se presenta el ejemplo de diseño del tablero para el puente de viga y losa tratado en el Capítulo 7. Lo planteado en este ejercicio, es aplicable a tablero sobre puentes de viga cajón y de viga metálica. Se hace un especial énfasis en el diseño para el estado límite de evento extremo II, generado por la colisión de un vehículo con la barrera de tráfico.

### 8.1. Datos y Especificaciones

#### 8.1.1. Geometría del Puente

Ancho	12.000 mm
Esviaje	0 °
Separación entre ejes vigas	2.500 mm
Voladizos	1.000 mm
Espesor del tablero	190 mm
Rec. Superior	50,0 mm
Rec. Inferior	25,4 mm
E pavimento	50,0 mm

#### 8.1.2. Materiales

Resistencia del concreto $f'_c$	28 MPa
---------------------------------	--------

Resistencia del acero $f_y$	420 MPa
Tamaño máximo del triturado	25 mm
Módulo elasticidad acero $E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>
Peso unitario del concreto $\gamma_c$	0,0000235 N/mm <sup>3</sup>
Peso unitario del pavimento $\gamma_p$	0,000022 N/mm <sup>3</sup>

El módulo de elasticidad del concreto está definido según la ecuación C5.4.2.4-1 del CCP-14.

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'c}$$
$$E_c = 4700 \times \sqrt{28,0} = 24.870 \frac{N}{mm^2}$$

La relación modular para barras de refuerzo se encuentra en el artículo 5.7.1.

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$
$$n = \frac{200.000}{24.870} = 8$$

El módulo de rotura para el hormigón de peso normal tiene dos valores. Cuando se usa para calcular el nivel de servicio para cálculos del refuerzo, tal como se especifica en el artículo 5.7.3.4 o en el artículo 5.7.3.6.2 del CCP-14 para la determinación de deflexiones.

Artículo 5.7.3.4

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f'c}$$

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{28,0} = 3,3 \frac{N}{mm^2}$$

Artículo 5.7.3.6.2

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{f'c}$$

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{28,0} = 2,8 \frac{N}{mm^2}$$

El peso del pavimento es igual a:

$$P_{pavimento} = E_{pavimento} \times \gamma_p$$

$$P_{pavimento} = 50,0 \times 0,000022 = 0,0011 \frac{N}{mm^2}$$

### 8.1.3. Geometría de la Barrera

Ancho a trabajar (b)	1.000 mm
Espesor tablero punta (e <sub>2</sub> )	190 mm
Espesor tablero interior (t <sub>s</sub> )	190 mm
Espesor tablero base volado (e <sub>3</sub> )	190 mm
Centroide de la barrera (L <sub>1</sub> )	210 mm
Ancho de la base de la barrera	300 mm
Longitud libre voladizo (L <sub>2</sub> )	800 mm
Longitud efectiva interior (S)	2.100 mm
Ancho del nervio (L <sub>3</sub> )	400 mm

Altura barrera (H)	1.070 mm
Ángulo refuerzo ( $\theta_r$ )	0,349 rad
$\theta$	0,524 rad

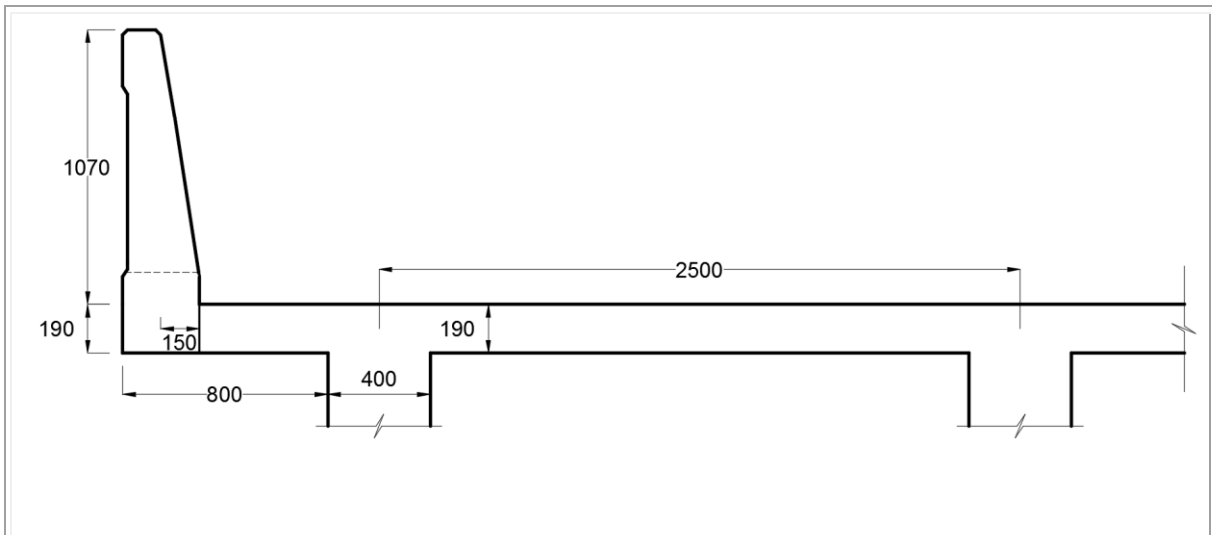


Figura 83. Geometría de la barrera

Fuente: Propia

### 8.1.4. Fuerzas de Diseño de la Barrera

Estas fuerzas se obtienen de la tabla A.13.2.1 del CCP-14, para la barrera tipo TL-5 que corresponde a la altura de 1.070 mm.

Tabla 36. Fuerzas de diseño para barandas vehiculares

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal $F_t$ (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal $F_l$ (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000

Vertical descendente							
F <sub>v</sub> (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000	
L <sub>t</sub> y L <sub>L</sub> (mm)	1.220	1.220	1.220	1.070	2.440	2.440	
L <sub>v</sub> (mm)	5.500	5.500	5.500	5.500	12.200	12.200	
H <sub>c</sub> (min) (mm)	460	510	610	810	1.070	1.420	
Mínima altura del riel							
H (mm)	685	685	685	810	1.070	2.290	

Fuente: CCP-14 Tabla A13.2-1

Tabla 37. Valores de diseño para barreras según ADOT

Barrier Type	M <sub>b</sub>	R <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>w</sub>	Top rail M <sub>p</sub>	Bot. rail M <sub>p</sub>	Post M <sub>p</sub>
SD 1.01 32" F shape	0	58.83 kips	6.17 <sup>a</sup>	28.66	--	--	--
SD 1.02 42" F shape	0	129.6 kips	15.16 <sup>b</sup>	56.42	--	--	--
SD 1.04 Parapet Rail <sup>c</sup>	0	--	12.04	30.15	12.65	12.65 <sup>d</sup>	14.99
SD 1.06 Two Tube Rail	--	--	--	--	41.78	29.21	93.75

a. M<sub>c</sub> = 14.91 at open joints

b. M<sub>c</sub> = 24.24 at open joints

c. assumes 11-inch curb height at parapet

d. when fence is omitted

Fuente: The Arizona Department of Transportation. (2015). *Bridges Design Guidelines. Arizona: ADOT*

Dónde:

M<sub>b</sub>= Capacidad última a flexión en la parte superior de la barrera

R<sub>w</sub>= Resistencia total transversal de la baranda (N), la capacidad última de la barrera como se especifica en el artículo A13.3.1 (N) (A.13.3.1) (A.13.3.3)

M<sub>c</sub>= Resistencia última a la flexión de la barrera respecto del eje horizontal (N-mm)  
(A.13.3.1)

M<sub>w</sub>= Resistencia última a la flexión de la barrera respecto del eje vertical (N-mm)  
(A.13.3.1)

Se usarán los valores correspondientes a la barrera de 42" que equivalen a 1.070 mm. Estos valores se presentan en unidades inglesas, y se convertirán al sistema internacional para su utilización.

## 8.2. Diseño de la Losa Luces Intermedias

### 8.2.1. Momentos por Carga Viva

Los valores de los momentos para el diseño de carga viva de la losa se encuentran en la tabla A4-1. Estos valores incluyen la amplificación dinámica, y se aplicarán en función la longitud efectiva interior (S), que en el caso de vigas rectangulares corresponde a la luz libre entre vigas. En dado caso que el valor no se encuentre en la tabla, debe interpolarse utilizando el valor más cercano por encima y por debajo de este. Puesto que se utiliza la longitud efectiva, el momento negativo se toma en el eje de la viga.

Tabla 38. *Momentos máximos de carga viva por unidad de ancho (N mm/mm)*

S (mm)	Momento positivo	Momento negativo						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
		0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1.300	21.130	11.720	10.270	8.940	7.950	7.150	6.060	5.470
1.400	21.010	14.140	12.210	10.340	8.940	7.670	5.960	5.120
1.500	21.050	16.320	14.030	11.720	9.980	8.240	5.820	5.250
1.600	21.190	28.400	15.780	13.160	11.030	8.970	5.910	4.290

S (mm)	Momento positivo	Momento negativo						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
		0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1.700	21.440	20.140	17.290	14.450	12.010	9.710	6.060	4.510
1.800	21.790	21.690	28.660	15.630	12.930	10.440	6.270	4.790
1.900	22.240	23.050	19.880	16.710	13.780	11.130	6.650	2.130
2.000	22.780	24.260	20.960	17.670	14.550	11.770	7.030	5.570
2.100	23.380	26.780	23.190	19.580	16.060	12.870	7.410	6.080
2.200	24.040	27.670	24.020	20.370	16.740	13.490	7.360	6.730
2.300	24.750	28.450	24.760	21.070	17.380	14.570	9.080	8.050
2.400	25.500	29.140	25.420	21.700	17.980	15.410	10.870	9.640
2.500	26.310	29.720	25.990	22.250	18.510	16.050	12.400	10.630
2.600	27.220	30.220	26.470	22.730	18.980	16.480	13.660	11.880
2.700	28.120	30.680	26.920	23.170	19.420	16.760	14.710	13.110
2.800	29.020	31.050	27.300	23.550	19.990	17.410	25.540	14.310
2.900	29.910	32.490	28.720	24.940	21.260	18.410	26.800	15.480
3.000	30.800	34.630	30.790	26.960	23.120	19.460	28.030	16.620
3.100	31.660	36.630	32.770	28.890	23.970	21.150	19.230	17.780
3.200	32.500	38.570	34.670	30.770	26.880	22.980	20.380	18.910
3.300	33.360	40.440	36.520	32.600	28.680	24.770	21.500	20.010
3.400	34.210	42.250	38.340	34.430	30.520	26.610	22.600	21.090
3.500	35.050	43.970	40.030	36.090	32.150	28.210	23.670	11.230
3.600	35.870	45.650	41.700	37.760	33.810	29.870	24.700	23.150

S (mm)	Momento positivo	Momento negativo						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
		0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
3.700	36.670	78.250	43.310	39.370	35.430	21.490	25.790	24.140
3.800	37.450	48.820	44.880	40.940	37.010	33.070	27.080	25.100
3.900	38.230	50.320	46.390	42.460	38.540	34.600	28.330	25.550
4.000	38.970	51.790	47.870	43.950	40.030	36.110	29.570	26.410
4.100	39.710	53.190	49.280	45.370	41.470	37.570	30.770	27.850
4.200	40.420	54.560	50.670	46.770	42.880	38.990	31.960	28.730
4.300	41.120	55.880	52.000	48.130	44.250	40.380	33.130	29.570
4.400	41.800	57.150	53.290	49.440	45.580	41.720	34.250	30.400
4.500	42.460	58.420	54.580	50.740	46.900	43.060	35.380	31.290
4.600	43.110	59.620	55.800	51.960	48.160	44.340	36.700	32.360

Fuente: CCP-14 Tabla A4-1

Para la longitud efectiva interior de 2.100 mm, se tienen los siguientes momentos.

Pos M= 23.380,0 N mm/mm

Neg M= 26.780,0 N mm/mm

### 8.2.2. Diseño Para Momento Positivo

Para evaluar los momentos en las luces interiores del tablero se utilizará  $M = \frac{wL^2}{10}$ ,

considerando la continuidad del tablero.

Momento por peso propio

$$M_{DC} = \frac{\gamma_c \times t_s \times b \times S^2}{10}$$

$$M_{DC} = \frac{0,000024 \times 190,0 \times 1.000,0 \times 2.100,0^2}{10} = 2.010.960,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Momento por rodadura

$$M_{DW} = \frac{\rho_{\text{pavimento}} \times b \times S^2}{10}$$

$$M_{DW} = \frac{0,0011 \times 1.000,0 \times 2.100,0^2}{10} = 485.100,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Momento carga viva

$$M_{LL+IM} = Pos M \times b$$

$$M_{LL+IM} = 23.380,0 \times 1.000,0 = 23.380.000,0 \text{ N} \times \text{mm}$$

### 8.2.2.1. Estado límite de servicio I

El diseño del tablero se revisa para estado límite de servicio I, el cual normalmente es controlado por el estado límite de servicio I. Esta consideración es importante dado que el tablero está expuesto a degradación por la intemperie, por lo que se utiliza un factor de exposición clase 2. La resistencia en el tablero se calcula mediante los métodos convencionales usualmente utilizados.

$$M_S = 1,0 \times (M_{DC} + M_{DW}) + 1,0 \times (M_{LL+IM})$$

$$M_S = 1,0 \times (2.010.960,0 + 485.100,0) + 1,0 \times (23.380.000,0) = 25.876.060,0 \text{ N} \times \text{m}$$

Utilizando barras #5, se calcula la distancia entre el centroide del refuerzo y la fibra a compresión.

$$d_s = t_s - \text{recub. inferior} - \frac{\phi \text{ varilla}}{2}$$

$$d_s = 190,0 - 25,4 - \frac{15,9}{2} = 156,7 \text{ mm}$$

Se determina un área de refuerzo aproximada, para un esfuerzo en el acero igual al 50% de  $f_y$ , es decir  $210 \text{ N/mm}^2$ :

$$A_s = \frac{M_S}{(210 \times 0,90 \times d_s)}$$

$$A_s = \frac{25.876.060,0}{(210 \times 0,90 \times 156,7)} = 873,7 \text{ mm}^2$$

Se intentará con varillas #5 @ 200 mm y se verificarán los esfuerzos admisibles. Si este valor no cumple se disminuye la separación del refuerzo.

$$A_s = A_{\text{barra}} \times \frac{b}{s}$$

$$A_s = 200 \times \frac{1.000,0}{200} = 1.000,0 \text{ mm}^2$$

### 8.2.2.2. Verificación por esfuerzos admisibles

El esfuerzo admisible para un tablero bajo cargas de servicio no está limitado por las especificaciones LRFD. En Las revisiones provisionales del 2006 se sustituyó la verificación directa del esfuerzo con un requisito máximo de espaciamiento para controlar el agrietamiento. Sin embargo, la tensión máxima admisible en el tablero está limitada a 210 N/mm<sup>2</sup> por la guía LRFD de diseño de puentes.

$$\rho = \frac{A_s}{b d_s}$$

$$\rho = \frac{1.000,0}{1.000,0 \times 156,7} = 0,006382$$

$$n\rho = 8 \times 0,006382 = 0,051060$$

$$k = \sqrt{2n\rho + n\rho^2} - n\rho$$

$$k = \sqrt{2 \times 0,051060 + 0,051060^2} - 0,051060 = 0,273$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0,273}{3} = 0,909$$

$$f_s = \frac{M_s}{A_s j d_s}$$

$$f_s = \frac{25.876.060,0}{1.000,0 \times 0,909 \times 156,7} = 181,7 \frac{N}{mm^2} < 210,0 \frac{N}{mm^2}$$

Dado que la tensión aplicada es inferior a 210,0 N/mm<sup>2</sup>, el requisito del estado límite de servicio está satisfecho, para barras #5 colocadas cada 200 mm centro a centro.

### 8.2.2.3. Control de agrietamiento

Para todos los componentes de hormigón en los que la tensión en la sección transversal sea superior a 80 por ciento del módulo de ruptura en la combinación de carga del estado límite de servicio, el requisito de separación máxima en la ecuación 5.7.3.4-1 del CCP-14 deberá cumplirse.

$$f_{sa} = 0,80 \times f_r$$

$$f_{sa} = 0,80 \times 3,3 = 2,64 \frac{N}{mm^2}$$

$$S_{cr} = \frac{b \times t_s^2}{6}$$

$$S_{cr} = \frac{1.000,0 \times 190,0^2}{6} = 6.016.667,0 \text{ mm}^3$$

$$f_s = \frac{M_s}{S_{cr}}$$

$$f_s = \frac{25.876.060,0}{6.016.667,0} = 4,30 \frac{N}{mm^2}$$

$$4,30 \frac{N}{mm^2} > 2,64 \frac{N}{mm^2}$$

Dado que la tensión del estado límite de servicio ( $f_s$ ) supera la permitida ( $f_{sa}$ ), el espaciamiento del acero de refuerzo en la capa más cercana a la fuerza de tensión deberá restringirse según lo dispuesto en la ecuación 5.7.3.4-1.

$$s \leq \frac{123.000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Donde:

$\gamma_e = 0.75$  Para concretos de exposición clase 2

$$d_c = \text{Recub. inferior} + \frac{\phi_{\text{barra}}}{2}$$

$$d_c = 25,4 + \frac{15,9}{2} = 33,4 \text{ mm}$$

$h = 190,0 \text{ mm}$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{33,4}{0,7(190,0 - 33,4)} = 1,30$$

$$s \leq \frac{123.000 \times 0,75}{1,30 \times 181,7} - 2 \times 33,4 = 323,7 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} \leq 323,7 \text{ mm}$$

Como el espaciamiento previsto de 200 mm es menor al espaciamiento máximo, el criterio de agrietamiento está satisfecho.

#### 8.2.2.4. Estado límite de resistencia

El momento último para resistencia I según la Tabla 3.4.1-1 para combinaciones y factores de carga y la Tabla 3.4.1-2 de factores para cargas permanentes del CCP-14, será:

$$\begin{aligned} M_u &= \gamma_{DC}(M_{DC}) + \gamma_{DW}(M_{DW}) + 1,75(M_{LL+IM}) \\ M_u &= 1,25 \times (2.010.960,0) + 1,50 \times (485.100,0) + 1,75 \times (23.380.000,0) \\ &= 44.156.350,0 \text{ N} \times \text{mm} \end{aligned}$$

La resistencia a flexión para una sección de concreto rectangular según el artículo 5.7.3.2.3 será:

Ecuación 5.7.3.1.1-4

$$\begin{aligned} c &= \frac{A_s f_s}{0,85 f'_c \beta b} \\ c &= \frac{1.000,0 \times 420,0}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 1.000,0} = 20,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ecuación 5.7.3.2.3.

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 20,8 = 17,7 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \left( \frac{156,7}{20,8} - 1 \right) = 0,020 > 0,005$$

Como  $\varepsilon_T > 0,005$  el tablero se encuentra controlado por tensión y se utilizará un  $\phi = 0,90$ .

Ecuación 5.7.3.2.2-1.

$$M_r = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_r = 0,90 \times 1.000,0 \times 420,0 \times \left( 156,7 - \frac{17,7}{2} \right) = 55.887.300,0 \text{ N} - \text{mm}$$

$$55.887.300,0 \text{ N} - \text{mm} > 44.156.350,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Dado que el momento resistente es mayor que el momento último, la resistencia a flexión cumple.

### 8.2.2.5. Refuerzo mínimo

La especificación LRFD establece que todas las secciones que requieren refuerzo deben tener una resistencia suficiente para resistir un momento igual al menos a  $M_{cr}$  o  $1,33 M_u$ . Si esta comprobación se cumple no se requieren más verificaciones.

$$S_c = \frac{b \times e^2}{6}$$

$$S_c = \frac{1.000,0 \times 190,0^2}{6} = 6.016.666,7 \text{ mm}^3$$

Se utilizará el módulo de rotura calculada al comienzo del ejercicio.

$$f_r = 3,3 \text{ N}$$

Ecuación 5.7.3.3.2-1. Corregida.

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[ (\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left( \frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Dónde:

$f_r$  = módulo de rotura del concreto especificado en el artículo 5.4.2.6.

$f_{cpe}$  = esfuerzo de compresión en el concreto debido solo a las fuerzas efectivas de preesfuerzo (después de considerar todas las pérdidas de preesfuerzo) en la fibra extrema de la sección donde la tensión de tracción es causada por las cargas externas (MPa)

$M_{dnc}$  = momento total no mayorado de carga muerta que actúa sobre una sección monolítica o no compuesta (kN-m)

$S_c$ = módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas ( $\text{mm}^3$ )

$S_{nc}$ = módulo de sección para la fibra extrema de una sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas externas ( $\text{mm}^3$ )

La ecuación queda simplificada de la siguiente manera para concretos no preesforzados:

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c]$$

Los factores están especificados en el numeral 5.7.3.3.2 del CCP-14, donde:

$\gamma_1$ = factor de variación de la fisuración por flexión

1,2 para estructuras prefabricadas segmentales

1,6 para todas las demás estructuras de concreto

$\gamma_3$ = relación entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última a tracción

del refuerzo

0,67 para refuerzo A615, Grado 60

0,75 para refuerzo A706, Grado 60

1,00 para estructuras de concreto preesforzado

$$M_{cr} = 0,75 \times [(1,6 \times 3,3) \times 6.016.666,7] = 23.826.000,1 \text{ N} - \text{mm}$$

$$1,33 M_u = 1,33 \times 55.887.300,0 = 74.330.109,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Entonces se toma  $M_{\min}=M_{cr}= 23.826.000,1 \text{ N-mm}$

Se debe cumplir:

$$M_{\min} \leq M_r$$

$$23.826.000,1 \text{ N} - \text{mm} \leq 55.887.300,0 \text{ N} \times \text{mm}$$

Por lo tanto el refuerzo mínimo cumple con lo necesario.

#### **8.2.2.6. Refuerzo de distribución**

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico, se utiliza el numeral 9.7.3.2.

$$\frac{3.840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\frac{3.840}{\sqrt{2.100}} = 83,8 \leq 67\%$$

$$A_s = 0,67 \times 1.000,0 = 670,0 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Se usarán varillas #5 ( $200 \text{ mm}^2$ ) @ 250 mm,  $A_s=800,0 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Este refuerzo se ubica sobre la parrilla inferior del tablero, longitudinalmente.

### 8.2.2.7. Refuerzo por temperatura

Los requerimientos de refuerzo para temperatura se encuentran en el artículo 5.10.8 Se utilizarán las ecuaciones 5.10.8-1 y la 5.10.8-2 para verificar el área de refuerzo por metro.

Ecuación 5.10.8-1.

$$A_s \geq \frac{1,30bh}{2(b+h)f_y}$$

Se deberá convertir debido a que está dada para kips.

$$A_s \geq \frac{769bh}{2(b+h)f_y}$$

$$A_s \geq \frac{769 \times 1.000,0 \times 190,0}{2(1.000,0 + 190,0) \times 420} = 146,2 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Conforme a la ecuación 5.10.8-2, expresada en pulg<sup>2</sup>/pie, el refuerzo por temperatura debe estar entre:

$$0,11 \leq A_s \leq 0,60$$

Expresando la ecuación en mm/m:

$$232,7 \text{ mm}^2/\text{m} \leq A_s \leq 1.269,2 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto se usará como cuantía de temperatura  $232,7 \text{ mm}^2/\text{m}$ .

Se usarán barras #4 ( $127 \text{ mm}^2$ ) @ 400 mm.  $A_s=317,5 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Este refuerzo se ubicará en la parrilla superior, longitudinalmente.

### 8.2.3. Diseño para Momento Negativo

Para evaluar los momentos en las luces interiores del tablero se utilizará  $M = \frac{w L^2}{10}$ , considerando la continuidad del tablero.

Momento por carga de peso propio

$$M_{DC} = \frac{\gamma_c \times e_1 \times b \times S^2}{10}$$

$$M_{DC} = \frac{0,000024 \times 190,0 \times 1.000,0 \times 2.100,0^2}{10} = 2.010.960,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Momento por rodadura

$$M_{DW} = \frac{\rho_{\text{pavimento}} \times b \times S^2}{10}$$

$$M_{DW} = \frac{0,0011 \times 1.000,0 \times 2.100,0^2}{10} = 485.100,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Momento carga viva

$$M_{LL+IM} = Neg M \times b$$

$$M_{LL+IM} = 26.780,0 \times 1.000,0 = 26.780.000,0 N - mm$$

### 8.2.3.1. Estado límite de servicio I

El diseño del tablero es normalmente controlado por el estado límite de servicio I. La resistencia en el tablero se calcula mediante los métodos convencionales utilizados en el pasado. Para esta comprobación deben utilizarse momentos de Servicio I y las combinaciones dadas en la tabla 3.4.1-1.

$$M_s = 1,0 \times (M_{DC} + M_{DW}) + 1,0 \times (M_{LL+IM})$$

$$M_s = 1,0 \times (2.010.960,0 + 485.100,0) + 1,0 \times (26.780.000,0) = 29.276.060,0 N - mm$$

Se probará utilizando barras #5 @ 150 mm

$$d_s = e_1 - \text{recub. superior} - \frac{\emptyset \text{ varilla}}{2}$$

$$d_s = 190,0 - 25,4 - \frac{15,9}{2} = 132,1 \text{ mm}$$

Se calcula un área aproximada:

$$A_s = A_{barra} \times \frac{b}{s}$$

$$A_s = 200 \times \frac{1.000,0}{150} = 1.333,3 \text{ mm}^2$$

### 8.2.3.2. Verificación por esfuerzos admisibles

La tensión máxima admisible en el tablero está limitada a 210 N/mm<sup>2</sup> por la guía LRFD de diseño de puentes.

$$\rho = \frac{A_s}{b d_s}$$

$$\rho = \frac{1.333,3}{1.000,0 \times 132,1} = 0,0101$$

$$n\rho = 8 \times 0,0101 = 0,08080$$

$$k = \sqrt{2n\rho + n\rho^2} - n\rho$$

$$k = \sqrt{2 \times 0,08080 + 0,08080^2} - 0,08080 = 0,329$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0,349}{3} = 0,890$$

$$f_s = \frac{M_s}{A_s j d_s}$$

$$f_s = \frac{29.276.060,0}{1.333,3 \times 0,890 \times 132,1} = 186,8 \frac{N}{mm^2}$$

$$186,8 \frac{N}{mm^2} < 210 \frac{N}{mm^2}$$

Dado que la tensión aplicada es inferior a  $210,0 \text{ N/mm}^2$ , el requisito del estado límite de servicio está satisfecho.

### 8.2.3.3. Control de agrietamiento

El requisito de separación máxima en la ecuación 5.7.3.4-1 deberá cumplir el espaciamiento máximo.

$$f_{sa} = 0,80 \times f_r$$

$$f_{sa} = 0,80 \times 3,3 = 2,64 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$S_{cr} = \frac{b \times t_s^2}{6}$$

$$S_{cr} = \frac{1.000,0 \times 190,0^2}{6} = 6.016.666,7 \text{ mm}^3$$

$$f_s = \frac{M_s}{S_{cr}}$$

$$f_s = \frac{29.276.060,0}{6.016.666,7} = 4,87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_s < f_{sa}$$

$$4,87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > 2,64 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dado que la tensión del estado límite de servicio supera la permitida, el espaciamiento del acero de refuerzo en la capa más cercana a la fuerza de tensión deberá cumplir la distancia máxima especificada en la ecuación 5.7.3.4-1.

$$s \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Dónde:

$\gamma_e = 0.75$  Para concretos de exposición clase 2

$$d_c = \text{Recub. superior} + \frac{\phi_{\text{barra}}}{2}$$

$$d_c = 50,0 + \frac{15,9}{2} = 58,0 \text{ mm}$$

$h_{\text{net}} = 190,0 \text{ mm}$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{58,0}{0,7(190,0 - 58,0)} = 1,63$$

$$s \leq \frac{123.000 \times 0,75}{1,63 \times 186,8} - 2 \times 58,0 = 187,0 \text{ mm}$$

Como el espaciamiento de 150 mm es menor a 187,0 mm, el criterio de agrietamiento está satisfecho.

Por lo tanto el momento último para resistencia I, será:

$$M_u = \gamma_{DC}(M_{DC}) + \gamma_{DW}(M_{DW}) + 1,75(M_{LL+IM})$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1,25 \times (2.010.960,0) + 1,5 \times (485.100,0) + 1,75 \times (26.780.000,0) \\ &= 50.106.350,0 \text{ N} - \text{mm} \end{aligned}$$

#### 8.2.3.4. Resistencia a la flexión

La resistencia a flexión para una sección rectangular de concreto, será:

$$c = \frac{A_s f_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

$$c = \frac{1.333,3 \times 420,0}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 1.000,0} = 27,7 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 27,7 = 23,5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \left( \frac{132,1}{27,7} - 1 \right) = 0,011 > 0,005$$

Como  $\varepsilon_T > 0,005$  el tablero se encuentra controlado por tensión y se utilizará un  $\phi = 0,90$ .

$$M_r = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_r = 0,90 \times 1.333,3 \times 420,0 \times \left(132,1 - \frac{23,5}{2}\right) = 60.631.200,0 \text{ N} - \text{mm}$$

$$60.631.200,0 \text{ N} - \text{mm} > 50.106.350,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Ya que el momento resistente es mayor que el momento último, se cumple la resistencia a flexión.

### 8.2.3.5. Refuerzo mínimo

$$S_c = \frac{b \times t_s^2}{6}$$

$$S_c = \frac{1.000,0 \times 190,0^2}{6} = 6.016.666,7 \text{ mm}^3$$

Se utilizará el módulo de rotura calculada al comienzo del ejercicio.

$$f_t = 3,3 \text{ N/mm}^2$$

Se empleará la ecuación 5.7.3.3.2-1. Corregida y simplificada de la siguiente manera para concretos no preesforzados con los factores anteriormente presentados.

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_t) S_c]$$

$$M_{cr} = 0,75 \times [(1,6 \times 3,3) \times 6.016.666,7] = 23.826.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Entonces se toma  $M_{\min} = M_{cr} = 23.826.000,0 \text{ N} - \text{mm}$

Se debe cumplir:

$$M_{min} \leq M_r$$

$$23.826.000,0 \text{ N} - \text{mm} \leq 60.631.200,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto el refuerzo mínimo cumple con lo necesario.

### 8.3. Diseño del Voladizo

El diseño del voladizo del tablero debe satisfacer tanto las cargas verticales debidas al peso de los vehículos, así como las cargas horizontales debidas a la colisión vehicular contra la barrera. La colisión vehicular corresponde a un estado límite de evento extremo II, y considera dos situaciones. En la primera la fuerza horizontal contra la barrera, sumada a las cargas muertas, y se denominará caso 1. En la segunda cuando el vehículo que colisiona contra la barrera queda montado sobre la misma. Se considera un tercer caso, correspondiente a las cargas vehiculares normales, para las cuales aplica el estado límite de resistencia.

Los valores de las fuerzas de colisión son obtenidos experimentalmente, y se presentan en tablas. Se siguen los valores dispuestos para tal fin, en la guía de diseño de puentes del departamento de transporte de Arizona (ADOT, 2015).

### 8.3.1. Diseño Caso 1: Fuerzas Transversales

La proyección de la cubierta debe ser diseñado para resistir las fuerzas de una colisión en la baranda utilizando las fuerzas dadas en la Sección 13, Apéndice A del CCP-14, como se muestra en la Figura 84.

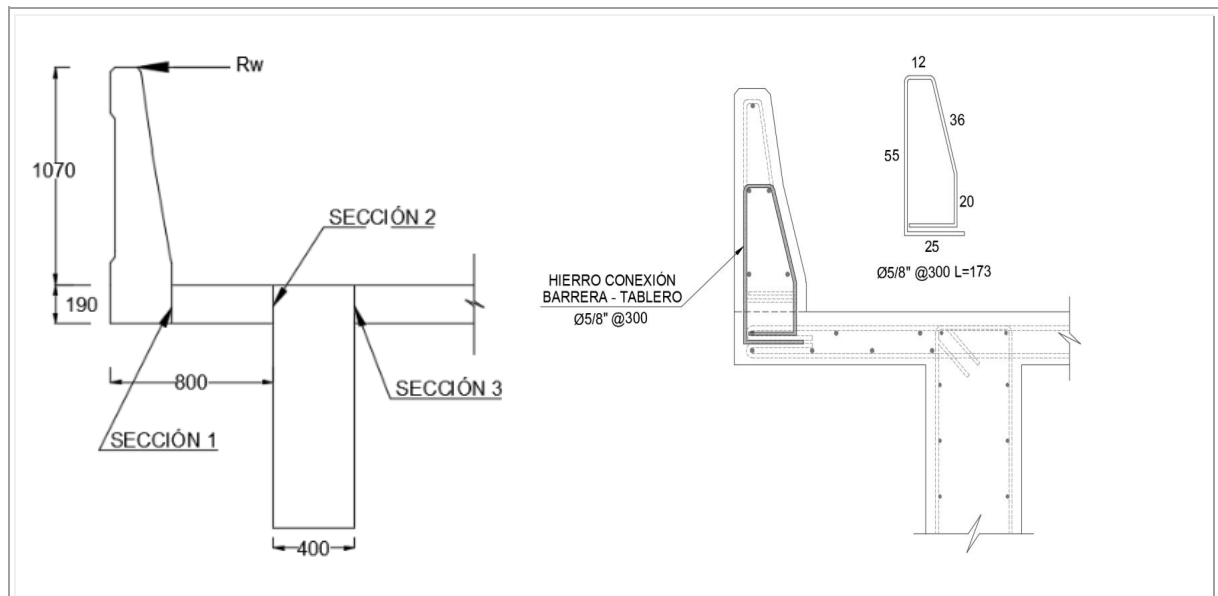


Figura 84. Diseño caso 1

Fuente: Propia

#### 8.3.1.1. Refuerzo en el tablero

Para el refuerzo del tablero en voladizo se utilizarán barras #5 con un área por barra de  $200 \text{ mm}^2$  y un diámetro de 15,9 mm. Las barras se dispondrán inicialmente cada 150 mm, y se verificará el cumplimiento de las solicitaciones.

$$A_s = \frac{A_{\text{barra}} \times b}{s}$$

$$A_s = \frac{200 \times 1.000}{150} = 1.333,3 \text{ mm}^2$$

$$d_s = e - \text{recub. superior} - \frac{\phi}{2}$$

$$d_s = 190,0 - 50,0 - \frac{15,9}{2} = 132,1 \text{ mm}$$

Los siguientes valores son obtenidos de la Tabla 37. Estos corresponden a unidades inglesas, por lo cual luego serán convertidos al sistema internacional.

$$M_b = 0,0 \text{ kip-ft}$$

$$M_c = 15,2 \text{ kip-ft}$$

$$M_w = 56,4 \text{ kip-ft}$$

Se deberán hallar los valores de la longitud crítica de la falla en la cara de la barrera ( $L_c$ ) y la resistencia total transversal de la barandilla ( $R_w$ ). Para esto se utilizarán las fuerzas de diseño de las barras nombradas al comienzo del ejercicio, las dimensiones se pueden observar en la Figura 85.

Se utilizará la formula corregida A.13.3.1-4 para calcular la longitud crítica de fractura de la barrera.

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

Se deberán convertir los valores a unidades inglesas.

$$L_c = \frac{2.440,0}{2} + \sqrt{\left(\frac{2.440,0}{2}\right)^2 + \frac{8 \times \frac{1.070,0}{305,0} \times (0,0 + 56,4)}{15,2}} = 14,97 \text{ ft}$$

Y la fórmula A.13.3.1-1

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H}\right)$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2 \times 14,97 - 2.440,0/305,0}\right) \left(8 \times 0,0 + 8 \times 56,4 + \frac{15,2 \times 14,97^2}{1.070,0/305,0}\right) = 129,6 \text{ kips}$$

Para continuar con los cálculos se deberá convertir los valores obtenidos en unidades internacionales. Así entonces se tiene que:

$$M_b = 0,0 \text{ N-mm}$$

$$M_c = 221,9 \text{ N-mm}$$

$$M_w = 823,4 \text{ N-mm}$$

$$L_c = 4.565,9 \text{ mm}$$

$$R_w = 576.720,0 \text{ N}$$

En la Figura 85 se muestra la proyección de la longitud crítica de la fractura, hacia las caras de los nervios, en una proyección de 30°.

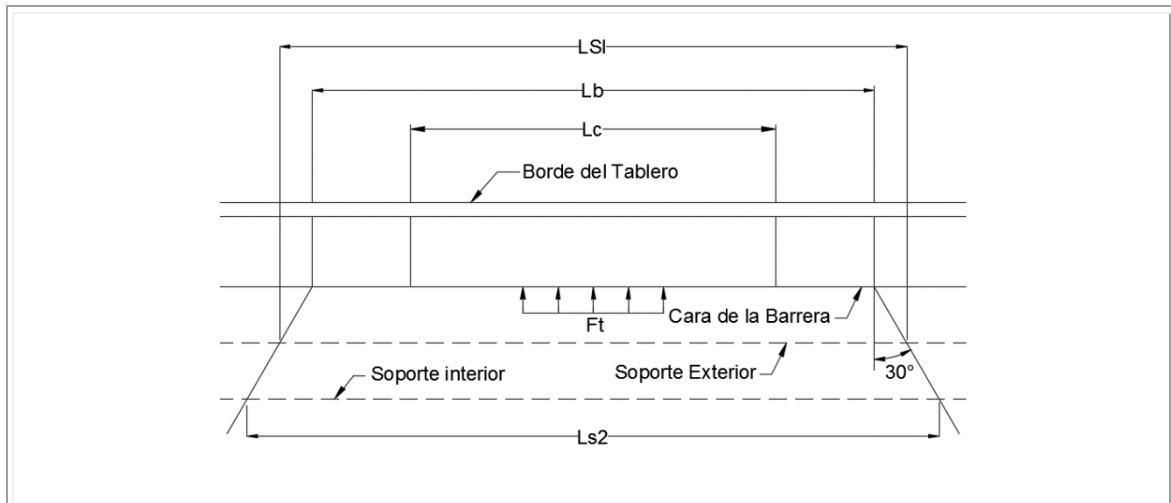


Figura 85. Vista superior del voladizo

Fuente: The Arizona Department of Transportation. (2015). *Bridges Design Guidelines*. Arizona: ADOT

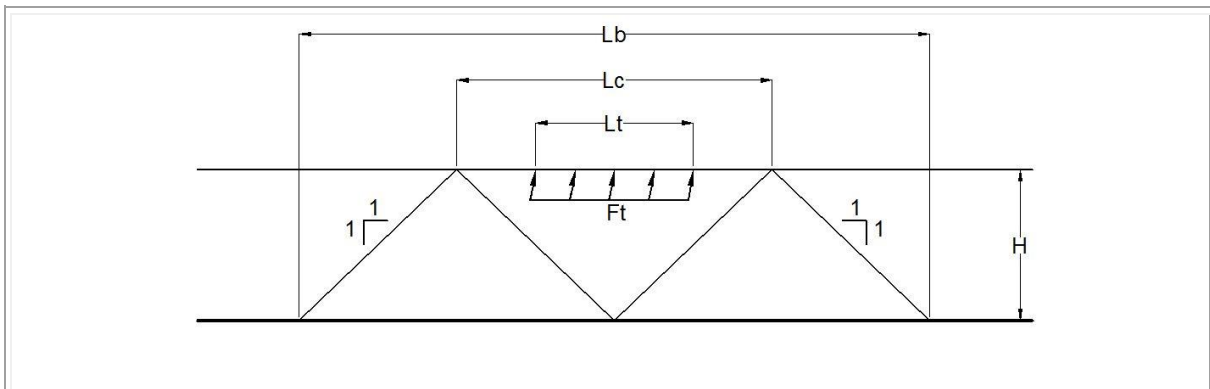


Figura 86. Diseño caso 1

Fuente: The Arizona Department of Transportation. (2015). *Bridges Design Guidelines*. Arizona: ADOT

### 8.3.1.2. Refuerzo conexión barrera tablero

Para el refuerzo de conexión del tablero en voladizo se utilizarán barras #5 para lo cual el área de una barra es igual a  $200 \text{ mm}^2$  y un diámetro de 15,9 mm. Las barras se dispondrán cada 300 mm.

$$A_s = \frac{A_{barra} \times b}{s}$$

$$A_s = \frac{200 \times 1.000}{300} = 666,7 \text{ mm}^2$$

$$d_s = e - \text{recub.inferior} - \frac{\phi}{2}$$

$$d_s = 190,0 - 25,4 - \frac{15,9}{2} = 156,7 \text{ mm}$$

### 8.3.1.3. Flexión

$$c = \frac{A_s f_s \text{Cos}(\theta)}{0,85 f'_c \beta b}$$

$$c = \frac{666,7 \times 420,0 \text{Cos}(20)}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 1.000} = 13,0 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 13,0 = 11,1 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s f_y \text{Cos}(\theta) \left( d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 666,7 \times 420,0 \times \text{Cos}(20,0) \left( 156,7 - \frac{11,1}{2} \right) = 39.771.659,6 \text{ N} - \text{mm}$$

Se utilizará un  $\phi=1,0$ .

$$\phi M_n = 39.771.659,6 \text{ N} - \text{mm}$$

$$\phi P_U = \frac{M_n}{H}$$

$$\phi P_U = \frac{39.771.659,6}{1.070} = 37.169,8 \text{ N} = 37,2 \text{ kN}$$

#### 8.3.1.4. Cortante

La interface de la barrera al tablero debe resistir la carga factorizada de colisión. El método para determinar la resistencia es usar el análisis por cortante a fricción, sin embargo en este caso, con el refuerzo inclinado la componente horizontal de la fuerza del refuerzo resistirá también la fuerza horizontal.

$$R_n = A_s f_y \text{ Sin}(\theta)$$

$$R_n = 666,7 \times 420,0 \text{ Sin}(20,0) = 95,8 \text{ kN}$$

La resistencia de la conexión está limitada por la resistencia a cortante o la resistencia a flexión. Es decir se toma el menor valor entre  $\phi P_u$  y  $R_n$ , es decir 37,2 kN.

#### 8.3.1.5. Diseño en la cara de la barrera

El diseño del voladizo del tablero debe resistir tanto al momento a flexión como la fuerza a tensión que aplica la colisión. El problema se puede resolver utilizando compatibilidad de equilibrio y la tensión como se describe en el Apéndice A del CCP-14. En lugar de que método más complejo un método más simple se demostrará aquí

La fuerza horizontal de diseño en la barrera se distribuye en toda la longitud  $L_b$ , la cual es igual a  $L_c$  más dos veces la altura de la barrera, según se muestra en las Figuras 85 y 86.

#### 8.3.1.5.1. Evento extremo II

$$L_b = L_c + 2H$$

$$L_b = 4.565,9 + 2 \times 1.070,0 = 6.705,9 \text{ mm}$$

$$P_u = \frac{R_w}{L_b}$$

$$P_u = \frac{576.720,0}{6.705,9} = 86,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$P_u$  no debe ser mayor que 37,2 kN/m, es decir que se toma  $P_u=37,2$  kN/m.

#### 8.3.1.5.2. Dimensiones

$$h = e_2$$

$$h = 190,0$$

$$d_s = h - \text{recub. superior} - \frac{\phi}{2}$$

$$d_s = 190,0 - 50,0 - \frac{15,9}{2} = 132,1 \text{ mm}$$

#### 8.3.1.5.3. Momento en la cara de la barrera

Losa

$$\begin{aligned}
 &= \gamma_c \times e_2 \times b \times \frac{b_{barrera}^2}{2} \\
 &= 0,000024 \times 190,0 \times 1.000,0 \times \frac{300,0^2}{2} = 205.200,0 \text{ N} - \text{mm} \\
 &= \gamma_c \times (e_3 - e_2) \times b \times \frac{b_{barrera}^2}{6} \\
 &= 0,000024 \times (190,0 - 190,0) \times 1.000,0 \times \frac{300,0^2}{6} = 0 \text{ N} - \text{mm} \\
 &= 205.200,0 + 0 = 205.200,0 \text{ N} - \text{mm} \leftarrow
 \end{aligned}$$

Barrera

$$\begin{aligned}
 &= 300.000,0 \times b \times \gamma_c \times L_1 \\
 &= 300.000,0 \times 1.000,0 \times 0,000024 \times 210,0 = 1.512.000,0 \text{ N} - \text{mm}
 \end{aligned}$$

Colisión

$$\begin{aligned}
 &= P_u \times \left( H + \frac{h}{2} \right) \\
 &= 37,2 \times 1.000,0 \times \left( 1.070,0 + \frac{190,0}{2} \right) = 43.338.000,0 \text{ N} - \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$M_u = \phi(M_{losa} + M_{barrera}) + \phi(M_{colision})$$

$$M_u = 1,0 \times (205.200,0 + 1.512.000,0) + 1,0 \times (43.338.000,0) = 45.055.200,0 \text{ N} - \text{mm}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = \frac{45.055.200,0}{37,2 \times 1.000} = 1.211,2 \text{ m}$$

Inicialmente se tantea con el refuerzo negativo de las luces interiores. Si no es suficiente, se adiciona refuerzo complementario.

Por lo tanto se probará con barras #5 @ 150,0 m.

$$A_s = \frac{A_{barra} \times b}{s}$$

$$A_s = \frac{200 \times 1000,0}{150,0} = 1.333,3 \text{ mm}^2$$

$$T_1 = A_s \times f_s$$

$$T_1 = 1.333,3 \times 420,0 = 559.986,0 \text{ N}$$

#### 8.3.1.5.4. Método simplificado

Se utilizará el método simplificado de análisis, considerando solo el refuerzo superior del tablero. Al asumir el factor de seguridad para la tensión axial en 1,0 la ecuación de la fuerza se puede resolver directamente. Este método determinará si la sección tiene una resistencia adecuada.

$$a = \frac{T_1 - P_u}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{559.986,0 - 37.200}{0,85 \times 28,0 \times 1.000,0} = 22,0 \text{ m}$$

$$\phi M_n = \phi \left[ T_1 \left( d_1 - \frac{a}{2} \right) - P_u \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 1,0 \times \left[ 559.986,0 \times \left( 132,1 - \frac{22,0}{2} \right) - 37.200,0 \times \left( \frac{190,0}{2} - \frac{22,0}{2} \right) \right] \\ &= 64.689.504,6 \text{ N} - \text{mm} > M_u = 45.055.200,0 \text{ N} - \text{mm} \end{aligned}$$

Debido a que el momento resistente es mayor que el momento último, el refuerzo propuesto es adecuado.

### 8.3.1.6. Diseño en la cara exterior de la viga exterior

La losa de cubierta también debe ser evaluada en el soporte voladizo exterior. En esta ubicación de la fuerza horizontal de diseño se distribuye sobre una  $L_{s1}$  longitud igual a la  $L_c$  longitud más dos veces la altura de la barrera más una longitud de distribución de la cara de la barrera para el apoyo exterior, con una proyección a  $30^\circ$ , como se observa en las Figuras 85 y 86.

#### 8.3.1.6.1. Evento extremo II

$$L_{s1} = L_c + 2 \times H + 2 \tan(\theta) \times (L_2 - b_{barrera})$$

$$L_{s1} = 4.565,9 + 2 \times 1.070,0 + 2 \tan(30) \times (800,0 - 300,0) = 7.283,3 \text{ mm}$$

$$P_u = \frac{R_w}{Ls_1}$$

$$P_u = \frac{576.720,0}{7.283,3} = 79,2 \frac{kN}{m}$$

### 8.3.1.6.2. Dimensiones

$h = 190,0 \text{ mm}$

$$d_s = h - \text{recub. superior} - \frac{\phi}{2}$$

$$d_s = 190,0 - 50,0 - \frac{15,9}{2} = 132,1 \text{ mm}$$

### 8.3.1.6.3. Momento en la cara de la barrera

#### Cargas DC

Losa

$$= \gamma_c \times e_2 \times b \times \frac{L_2^2}{2}$$

$$= 0,000024 \times 190,0 \times 1.000,0 \times \frac{800,0^2}{2} = 1.459.200,0 \text{ N} - \text{mm}$$

$$= \gamma_c \times (e_3 - e_2) \times b \times \frac{L_2^2}{6}$$

$$= 0,000024 \times (190,0 - 190,0) \times 1.000,0 \times \frac{800,0^2}{6} = 0,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Barrera

$$= 300.000,0 \times b \times \gamma_c \times (L_2 - L_1)$$

$$= 300.000,0 \times 1.000,0 \times 0,000024 \times (800,0 - 210,0) = 4.248.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

$$DC = 1.459.200,0 + 0,0 + 4.248.000,0 = 5.707.200,0 \text{ N} - \text{mm}$$

### Cargas DW

$$FWS = P_{\text{pavimento}} \times b \times \frac{(L_2 - b_{\text{barrera}})^2}{2}$$

$$FWS = 0,0011 \times 1.000,0 \times \frac{(800,0 - 300,0)^2}{2} = 137.500,0 \text{ N} - \text{mm}$$

$$\text{Colisión} = P_u \times b \times \left( H + \left( \frac{t_s}{2} \right) \right)$$

$$\text{Colisión} = 79,2 \times 1.000,0 \times \left( 1.070,0 + \left( \frac{190,0}{2} \right) \right) = 92.268.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

$$M_u = 1,0(M_{DC}) + 1,0(FWS) + 1,0(\text{Colision})$$

$$M_u = 1,0 \times (5.707.200,0) + 1,0 \times (137.500,0) + 1,0 \times (92.268.000,0)$$

$$= 98.112.700,0 \text{ N} - \text{mm}$$

$$T_1 = A_s \times f_s$$

$$T_1 = 1.333,3 \times 420,0 = 559.986,0 \text{ N}$$

$$a = \frac{T_1 - P_u}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{559.986,0 - 79.200,0}{0,85 \times 28,0 \times 1.000,0} = 20,2 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \left[ T_1 \left( d_1 - \frac{a}{2} \right) - P_u \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 1,0 \times \left[ 559.986,0 \times \left( 132,1 - \frac{20,2}{2} \right) - 79.200,0 \times \left( \frac{190,0}{2} - \frac{20,2}{2} \right) \right] \\ &= 61.565.950,1 \text{ N} - \text{mm} > M_u = 98.112.700,0 \text{ N} - \text{mm} \end{aligned}$$

Debido a que el momento factorizado es menor que el momento último, el refuerzo no es suficiente. En consecuencia se adicionarán barras #4 @ 150 mm.

$$A_s = \frac{(200 + 127) \times 1.000}{150} = 2.180,0 \text{ mm}^2$$

$$T_1 = A_s \times f_s$$

$$T_1 = 2.180,0 \times 420,0 = 915.600,0 \text{ N}$$

$$a = \frac{T_1 - P_u}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{915.600,0 - 79.200,0}{0,85 \times 28,0 \times 1.000,0} = 35,1 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \left[ T_1 \left( d_1 - \frac{a}{2} \right) - P_u \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 1,0 \times \left[ 915.600,0 \times \left( 132,1 - \frac{35,1}{2} \right) - 79.200,0 \times \left( \frac{190,0}{2} - \frac{35,1}{2} \right) \right] \\ &= 98.684.237,1 \text{ N} - \text{mm} > M_u = 98.112.700,0 \text{ N} - \text{mm} \end{aligned}$$

Debido a que el momento factorizado es mayor que el momento último, el refuerzo es suficiente. Se adicionará entonces una barra #4 @ 150 mm para los voladizos.

### 8.3.1.7. Diseño en la cara interior de la viga exterior

La losa de cubierta también debe ser evaluada en el punto interior de apoyo. En este la ubicación de la fuerza horizontal de diseño se distribuye sobre una  $L_{s2}$  longitud igual a la  $L_c$  longitud más dos veces la altura de la barrera más una longitud de distribución de la cara de la barrera para el apoyo interior.

#### 8.3.1.7.1. Evento extremo II

La longitud sobre la cual se distribuye la carga de colisión  $R_w$  será igual:

$$L_{s2} = L_c + 2 \times H + 2 \tan(\theta) \times (L_3 + (L_2 - b_{barrera}))$$

$$L_{s2} = 4.565,9 + 2 \times 1.070,0 + 2 \tan(30) \times (400,0 + (800,0 - 300,0)) = 7.745,1 \text{ mm}$$

En consecuencia la carga de colisión por metro lineal será:

$$P_u = \frac{R_w}{L_{s2}}$$

$$P_u = \frac{576.720,0}{7.745,1} = 74,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### 8.3.1.7.2. Dimensiones

La distancia del centroide del refuerzo a la fibra de compresión, para un espesor de tablero  $h = 190,0$  mm, será igual:

$$d_s = h - \text{recub. superior} - \frac{\phi}{2}$$

$$d_s = 190,0 - 50,0 - \frac{15,9}{2} = 132,1 \text{ mm}$$

### 8.3.1.7.3. Momento en el soporte interior

#### Cargas DC

Flexión debido al peso de la losa:

$$M_{DC} = \gamma_c \times t_s \times b \times \frac{S^2}{10}$$

$$M_{DC} = 0,000024 \times 190,0 \times 1.000,0 \times \frac{2.100,0^2}{10} = 2.010.960,0 \text{ N} - \text{mm}$$

#### Cargas DW

Flexión debido al peso del pavimento:

$$M_{FWS} = P_{\text{pavimento}} \times b \times \frac{S^2}{10}$$

$$M_{FWS} = 0,0011 \times 1.000,0 \times \frac{2.100,0^2}{10} = 485.100,0 \text{ N} - \text{mm}$$

#### Carga de colisión

$$M_{\text{colisión}} = P_u \times b \times \left( H + \left( \frac{t_s}{2} \right) \right)$$

$$M_{Colisión} = 74,5 \times 1.000,0 \times \left( 1.070,0 + \left( \frac{190,0}{2} \right) \right) = 86.792.500,0 \text{ N} - \text{mm}$$

### Momento factorizado

$$M_u = 1,0(M_{DC}) + 1,0(FWS) + 1,0(Colisión)$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1,0 \times (2.010.960,0) + 1,0 \times (485.100,0) + 1,0 \times (86.792.500,0) \\ &= 89.288.560,0 \text{ N} - \text{mm} \end{aligned}$$

$$T_1 = A_s \times f_s$$

$$T_1 = 1.333,3 \times 420,0 = 560.000,0 \text{ N}$$

$$a = \frac{T_1 - P_u}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{560.000,0 - 74.500,0}{0,85 \times 28,0 \times 1.000,0} = 20,4 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \left[ T_1 \left( d_1 - \frac{a}{2} \right) - P_u \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 1,0 \times \left[ 560.000,0 \times \left( 132,1 - \frac{20,4}{2} \right) - 74.500,0 \times \left( \frac{190,0}{2} - \frac{20,4}{2} \right) \right] \\ &= 61.983.650,0 \text{ N} - \text{mm} \end{aligned}$$

Debido a que el momento factorizado es menor al momento último, el refuerzo no es adecuado. Se adicionara una barra #4 @ 150 mm.

$$A_s = \frac{(200+127) \times 1.000}{150} = 2.180,0 \text{ mm}^2$$

$$T_1 = A_s \times f_s$$

$$T_1 = 2.180,0 \times 420,0 = 915.600,0 \text{ N}$$

$$a = \frac{T_1 - P_u}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{915.600,0 - 74.500,0}{0,85 \times 28,0 \times 1.000,0} = 35,3 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \left[ T_1 \left( d_1 - \frac{a}{2} \right) - P_u \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$\phi M_n = 1,0 \times \left[ 915.600,0 \times \left( 132,1 - \frac{35,3}{2} \right) - 74.500,0 \times \left( \frac{190,0}{2} - \frac{35,3}{2} \right) \right]$$

$$= 98.965.101,6 \text{ N} \times \text{mm} > M_u = 89.288.560,0 \text{ N} \times \text{mm}$$

### 8.3.2. Diseño Caso 2: Fuerzas Verticales

Este caso representa un vehículo que se estrelló en la parte superior de la barrera y se trata como un evento extremo. La carga es una fuerza vertical descendente  $P_v$  distribuida en una longitud  $L_v$ . El vehículo se supone que está descansando en la parte superior del centro de la barrera, como se observa en la Figura 87.

### 8.3.2.1. Evento extremo II

#### Momento en la cara interior de la barrera

#### Cargas DC

Momento debido al peso de la losa

$$M_{losa} = \gamma_c \times e_2 \times b \times \frac{L_2^2}{2}$$

$$M_{losa} = 0,000024 \times 190,0 \times 1.000,0 \times \frac{800,0^2}{2} = 1.459.200,0 \text{ N} - \text{mm}$$

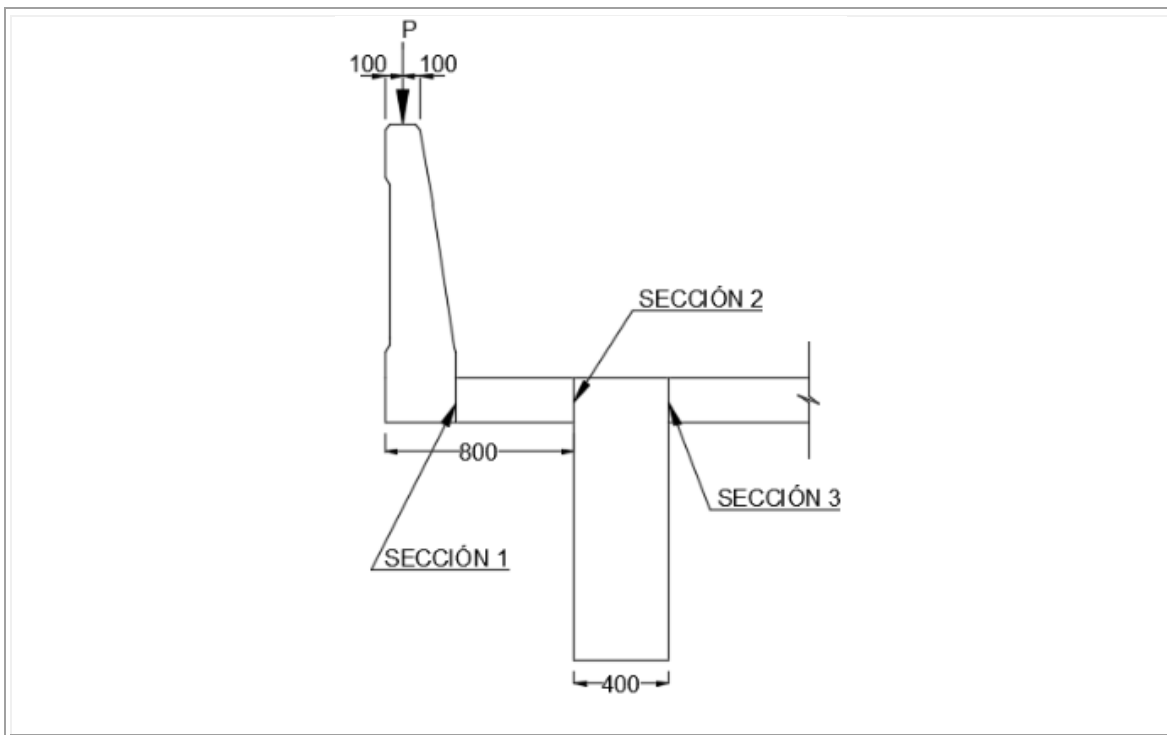


Figura 87. Diseño caso 2

Fuente: Propia

Momento debido al peso de la barrera

$$M_{barrera} = 300.000,0 \times b \times \gamma_c \times (L_2 - L_1)$$

$$M_{barrera} = 300.000,0 \times 1.000,0 \times 0,000024 \times (800,0 - 210,0) = 4.248.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Entonces el momento por peso propio será:

$$DC = 1.459.200,0 + 0,0 + 4.248.000,0 = 5.707.200,0 \text{ N} - \text{mm}$$

### Cargas DW

$$M_{DW} = P_{pavimento} \times b \times \frac{(L_2 - b_{barrera})^2}{2}$$

$$M_{DW} = 0,0011 \times 1.000,0 \times \frac{(800,0 - 300,0)^2}{2} = 137.500,0 \text{ N} - \text{mm}$$

### Cargas por colisión

$$M_{Colisión} = \frac{F_v}{L_v} \times b \times (L_2 - 100,0)$$

$$M_{Colisión} = \frac{355.000,0}{12.200,0} \times 1.000,0 \times (800,0 - 100,0) = 20.368.852,5 \text{ N} - \text{m}$$

Por lo tanto el momento factorizado será:

$$M_u = 1,0(M_{DC}) + 1,0(FWS) + 1,0(Colisión)$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1,0 \times (5.707.200,0) + 1,0 \times (137.500,0) + 1,0 \times (20.368.852,5) \\ &= 26.213.552,5 \text{ N} - \text{mm} \end{aligned}$$

**8.3.2.2. Flexión**

Distancia de la fibra del centroide del acero a la fibra extrema a compresión

$$d_s = h - \text{recub. superior} - \frac{\phi}{2}$$

$$d_s = 190,0 - 50,0 - \frac{15,9}{2} = 132,1 \text{ mm}$$

Altura del bloque de compresión

$$c = \frac{A_s f_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

$$c = \frac{1.333,3 \times 420,0}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 1.000,0} = 27,7 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 27,7 = 23,5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \left( \frac{132,1}{27,7} - 1 \right) = 0,011 > 0,005$$

El momento resistente será igual a:

$$\phi M_n = \phi \left[ A_s \times f_s \times \left( d_s - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$\phi M_n = 1,0 \times \left[ 1.333,3 \times 420,0 \times \left( 132,1 - \frac{23,5}{2} \right) \right] = 67.359.764,7 \text{ N} - \text{mm}$$

$$67.359.764,7 \text{ N} - \text{mm} > 26.213.552,5 \text{ N} - \text{mm}$$

Debido a que el momento resistente es mayor que el momento último, cumple con los requerimientos para flexión.

$$S_c = \frac{b \times e_3^2}{6}$$

$$S_c = \frac{1.000,0 \times 190,0^2}{6} = 6.016.666,7 \text{ mm}^3$$

Se utilizará la ecuación 5.7.3.3.2-1. Corregida y simplificada de la siguiente manera para concretos no preesforzados con los factores anteriormente presentados.

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c]$$

$$M_{cr} = 0,75 \times [1,6 \times 3,3) \times 6.016.666,7] = 23.826.000,1 \text{ N} - \text{mm}$$

$$1,33 M_u = 1,33 \times 26.213.552,5 = 34.864.024,8 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto:

$$\rightarrow M_{\min} = 23.826.000,1 \text{ N} - \text{mm}$$

Se debe verificar que  $M_r > M_{\min}$ .

$$67.359.764,7 \text{ N} - \text{mm} > 23.826.000,1 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto se cumple el refuerzo mínimo.

### 8.3.3. Diseño Caso 3: Cargas Verticales Sobre el Voladizo

Este caso corresponde a la solicitación generada por el centroide de una rueda situada a 300 mm de la cara de la baranda, es decir, equivaldría a una rueda totalmente pegada a la baranda, como se observa en la Figura 88. Esta situación correspondería al uso cotidiano del puente.

Se toman en consideración el estado límite de resistencia I, y el estado límite de servicio I.

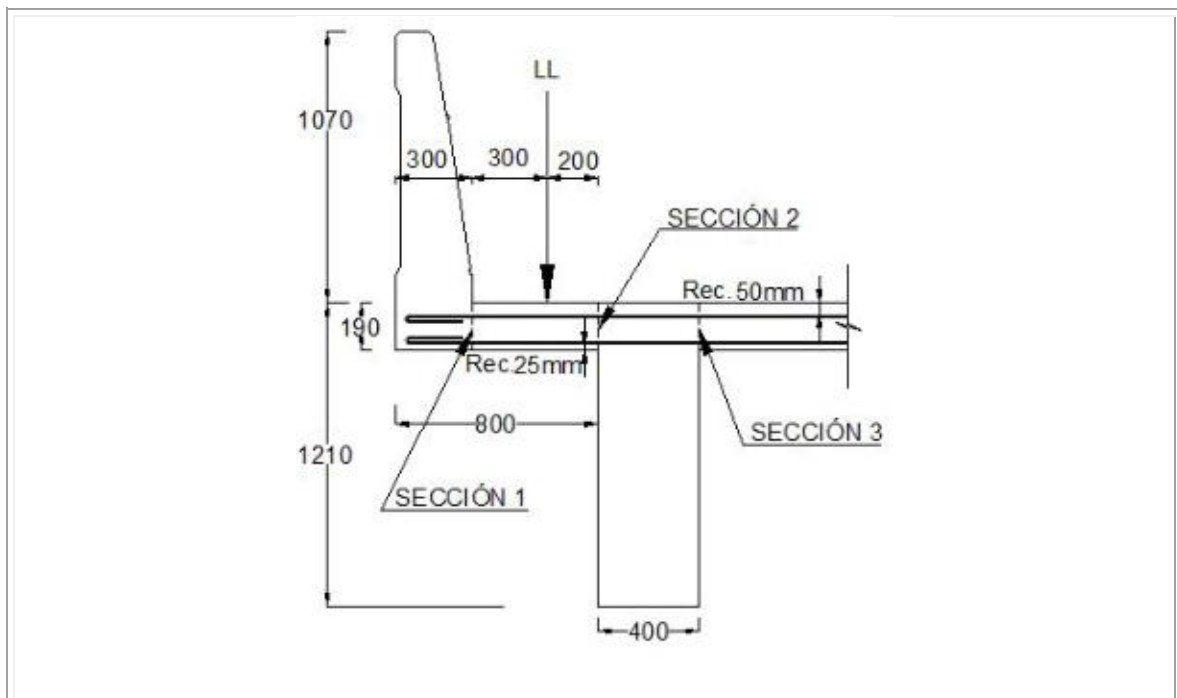


Figura 88. Diseño caso 3

Fuente: Propia

### 8.3.3.1. Ancho de repartición

Distancia de la rueda a la cara de la viga= 200,0 mm

$$x = 1.140,0 + 0,833 \times D_{rueda}$$

$$x = 1.140,0 + 0,833 \times 200,0 = 1.306,6 \text{ mm}$$

Se usará un factor de presencia múltiple, el cual produce la carga crítica,  $m= 1,2$

$$LL + IM = 80.000,0 \times \frac{D_{rueda}}{E} \times 1,33 \times m$$

$$LL + IM = 80.000,0 \times \frac{200,0}{1.306,6} \times 1,33 \times 1,2 = 19.543,9 \text{ N} - \text{mm}$$

$$M_u = 1,25 \times (DC) + 1,5 \times (FWS) + 1,75 \times (LL + IM)$$

$$M_u = 1,25 \times 5.707.200,0 + 1,5 \times 137.500,0 + 1,75 \times 19.543,9 = 7.374.451,7 \text{ N} - \text{mm}$$

### 8.3.3.2. Control de fisuración

El control de fisuración se realiza para estado límite de servicio I, y se aplica la teoría elástica, buscando garantizar un máximo esfuerzo admisible en el concreto.

Se parte de la cuantía del refuerzo y la relación modular entre el acero y el concreto.

$$\rho = \frac{A_s}{b d_s}$$

$$\rho = \frac{2.180,0}{1.000,0 \times 132,1} = 0,01651$$

$$n\rho = 8 \times 0,01651 = 0,132$$

$$k = \sqrt{2n\rho + n\rho^2} - n\rho$$

$$k = \sqrt{2 \times 0,132 + 0,132^2} - 0,132 = 0,399$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0,399}{3} = 0,867$$

El momento de servicio será:

$$M_s = 1,0 \times (M_{DC} + M_{DW}) + 1,0 \times (M_{LL+IM})$$

$$M_s = 1,0 \times (5.707.200,0 + 137.500,0) + 1,0 \times (19.543,9) = 5.864.243,9 \text{ N} - \text{m}$$

El esfuerzo en el acero será igual a

$$f_s = \frac{M_s}{A_s j d_s}$$

$$f_s = \frac{5.864.243,9}{2.180,0 \times 0,867 \times 132,1} = 23,49 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 210 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

El esfuerzo admisible en el concreto es igual a

$$f_{sa} = 0,80 \times f_r$$
$$f_{sa} = 0,80 \times 3,3 = 2,64 \frac{N}{mm^2}$$

El módulo de la sección de concreto es igual a:

$$S_{cr} = \frac{b \times e_3^2}{6}$$
$$S_{cr} = \frac{1.000,0 \times 190,0^2}{6} = 6.016.666,7 \text{ mm}^3$$

El esfuerzo en el concreto será:

$$f_s = \frac{M_s}{S_{cr}}$$
$$f_s = \frac{5.864.243,9}{6.016.666,7} = 0,97 \frac{N}{mm^2} < 2,64 \frac{N}{mm^2}$$

Debido a que el esfuerzo es menor al esfuerzo admisible, la fisuración está controlada.

### 8.3.3.3. Refuerzo inferior losa

El momento resistente para el estado límite de resistencia es igual a:

$$\phi M_n = 0,90 \times M_n$$

$$\phi M_n = 0,90 \times 67.359.764,7 = 60.623.788,2 \text{ N} - \text{mm} > 7.374.451,7 \text{ N} - \text{mm}$$

En consecuencia el refuerzo dispuesto es suficiente

#### 8.3.3.4. Refuerzo inferior losa

$$A_s = 0,004 \times b \times d_s$$

$$A_s = 0,004 \times 1.000 \times 131,2 = 528,4 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Usando barras #4 (127 mm<sup>2</sup>) @ 200 mm, A<sub>s</sub>= 635,0 mm<sup>2</sup>

#### 8.3.3.5. Refuerzo por temperatura

Los requerimientos de refuerzo para temperatura se encuentran en el artículo 5.10.8 del CCP-14. Se utilizarán las ecuaciones 5.10.8-1 y 5.10.8-2 del CCP-14, para verificar el área de refuerzo por metro.

Ecuación 5.10.8-1.

$$A_s \geq \frac{1,30bh}{2(b+h)f_y}$$

Se deberá convertir debido a que está dada para unidades inglesas.

$$A_s \geq \frac{769bh}{2(b+h)f_y}$$

$$A_s \geq \frac{769 \times 1.000,0 \times 190,0}{2(1.000,0 + 190,0) \times 420} = 146,2 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Conforme a la ecuación 5.10.8-2, expresada en pulg<sup>2</sup>/pie, el refuerzo por temperatura debe estar entre:

$$0,11 \leq A_s \leq 0,60$$

Expresando la ecuación en mm/m:

$$232,7 \text{ mm}^2/\text{m} \leq A_s \leq 1.269,2 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto se usará como cuantía de temperatura 232,7 mm<sup>2</sup>/m.

Se usarán barras #4 (127 mm<sup>2</sup>) @ 400 mm. A<sub>s</sub>=317,5 mm<sup>2</sup>/m. Este refuerzo se ubicará en la parrilla superior, longitudinalmente.

El refuerzo del tablero se podrá observar en la Figura 89 y el refuerzo de la barrera se presentará en detalle en la Figura 90.

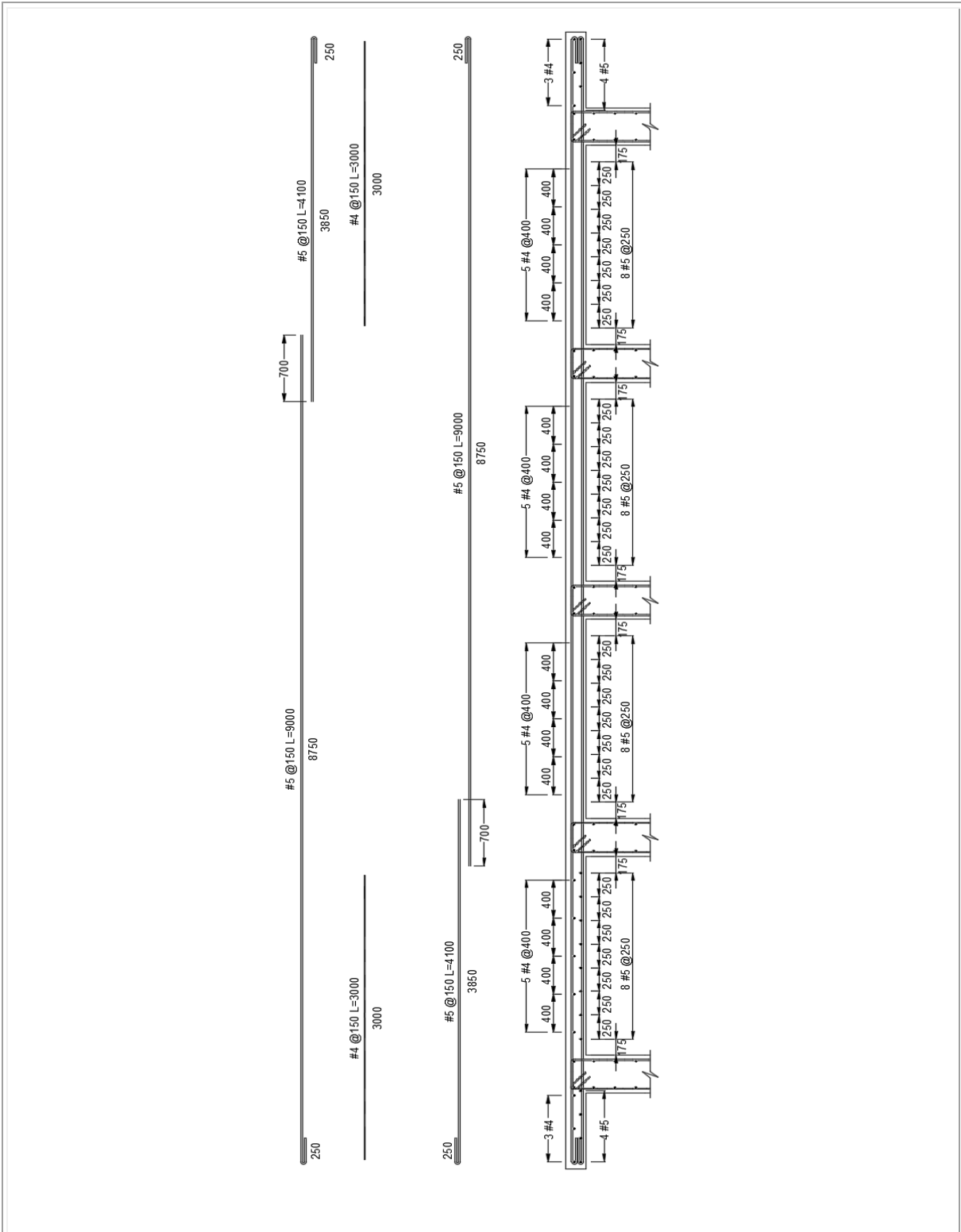
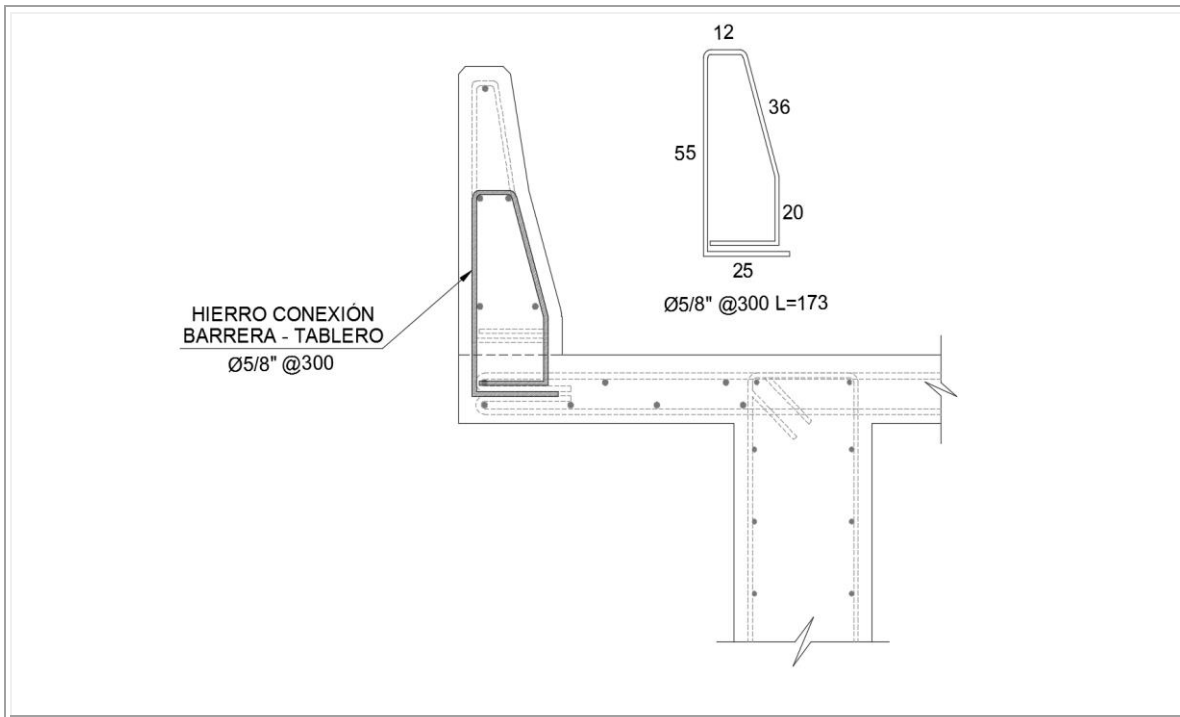


Figura 89. Refuerzo del tablero

Fuente: Propio



*Figura 90. Detalle del refuerzo conexión barrera y tablero*

Fuente: Propia

## **9. Muros de Contención**

### **9.1. Introducción**

Estas estructuras son usadas frecuentemente en la construcción de vías, para contener los cortes o los terraplenes, en terrenos ondulados o quebrados. El muro de gravedad y voladizo, derivan su resistencia ante cargas horizontales, en función de su peso propio y al peso del relleno sobre su talón, mientras que en los muros sobre pilotes la capacidad ante cargas horizontales se deriva de la interacción suelo estructura.

El cuerpo o vástago del muro actúa como un voladizo, por lo que su espesor varía rápidamente con la altura del mismo. Para determinadas condiciones de altura es conveniente la utilización de contrafuertes, en lugar del incremento del espesor del vástago, en estos casos se habla de muros de contrafuerte.

### **9.2. Tipos de Muros**

#### **9.2.1. Muros de Gravedad**

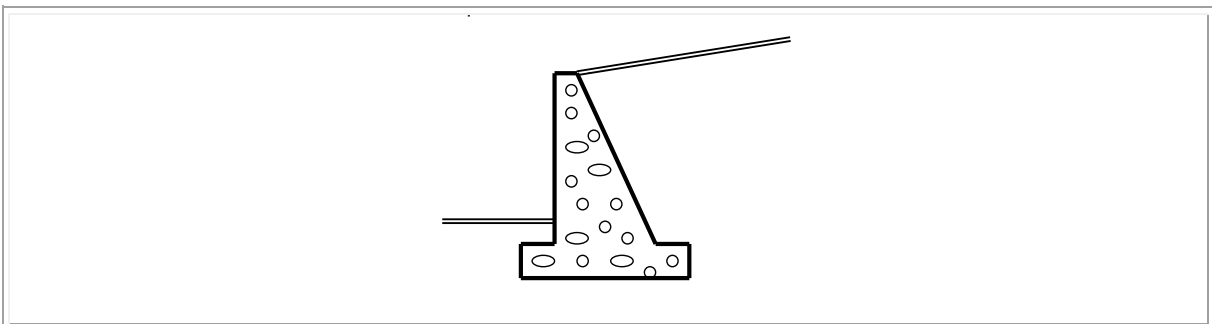
Su utilización se basa en aspectos económicos, siendo atractivo para alturas menores de 3,0 m. Generalmente se construyen en concreto ciclópeo, en proporciones de 60% de concreto, como se muestra en la Figura 91.

### 9.2.2. Muros en Voladizo

Son usualmente utilizados para alturas hasta de 9,0 m. Además de su peso propio, su estabilidad está basada en el peso del suelo de relleno ubicado sobre su talón. En algunas ocasiones la imposibilidad de disponer del voladizo delantero o punta de la losa de cimentación, por restricciones del terreno, implica mayores esfuerzos admisibles en el suelo. Su construcción se hace con concreto reforzado, con cuantías de acero del orden de 60 kilogramos de refuerzo por metro cúbico de concreto. Ver Figura 91.

### 9.2.3. Muros de Contrafuerte

Son utilizados para alturas hasta de 12,0 m. Se construyen en concreto reforzado y su diseño es ligeramente más complejo, implicando menores espesores de los elementos del muro y en general menores volúmenes de concreto que un muro en voladizo de igual altura, aunque de una cuantía de acero mayor que la de estos. El costo de construcción por metro cúbico es ligeramente mayor que en otros muros, debido a la mayor necesidad de mano de obra y formaleta. Ver Figura 93.



*Figura 91. Muro de Gravedad*

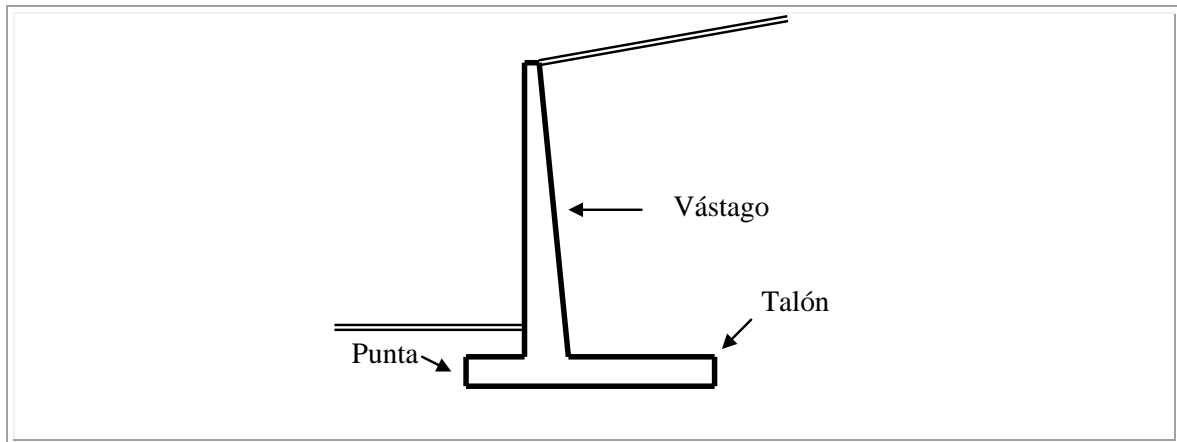


Figura 92. Muro en voladizo

Fuente: Montero, S. (2006). *Ingeniería de puentes*. Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana

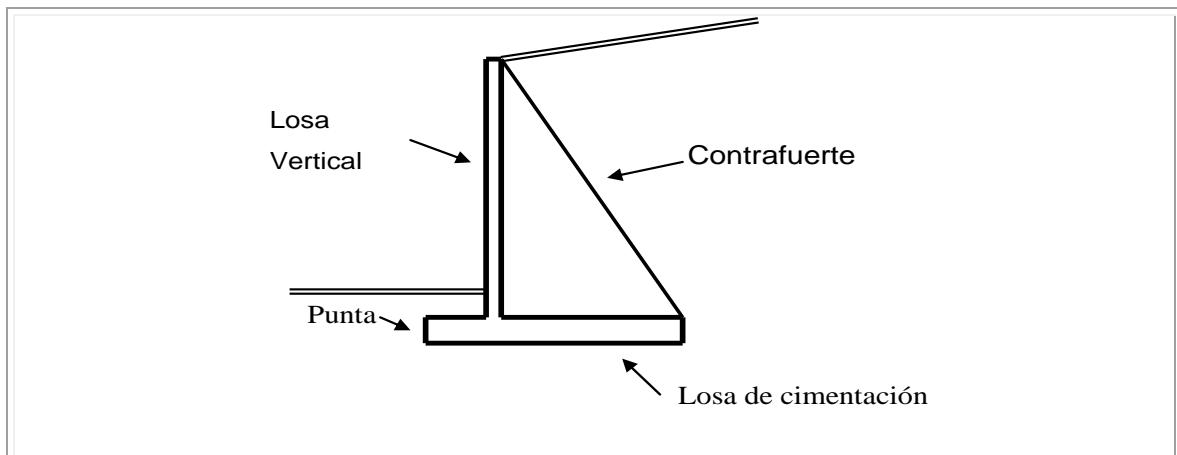


Figura 93. Muro con contrafuertes

Fuente: Montero, S. (2006). *Ingeniería de puentes*. Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana

### 9.3. Empuje de Tierra Estático

La presión ejercida por la tierra sobre el muro, depende del tipo de material del suelo de relleno, de su grado de compactación, de la altura del muro, de la pendiente del relleno detrás del muro, de su tipo de cimentación, del nivel freático en el relleno, de las cargas vivas sobre el

relleno que actúan como sobrecargas, y de las fuerzas sísmicas, entre otras, como se explicará más adelante.

Coulomb en 1776 y Rankine en 1856 desarrollaron un método simple para el cálculo de las presiones activas y pasivas sobre muros de contención (Baker y Puckett, 1995). La teoría formulada fue desarrollada para suelos no cohesivos, es decir, suelos granulares, que con ciertas precauciones, puede ser utilizada para suelos cohesivos. Esta teoría sólo considera empujes estáticos. Para tener en cuenta empujes de suelos dinámicos generados por los sismos se utiliza la teoría de Mononobe-Okabe, que es derivada de la teoría de Rankine, y que permite evaluar, mediante este método pseudo estático que debería ser mejor llamado pseudo dinámico, el incremento en las presiones activas en el suelo durante la ocurrencia de evento sísmico.

En general, la presión de tierras  $P$  aumenta con la profundidad, y se evalúa así:

Ecuación 3.11.5.1-1

$$P = K \gamma h$$

Dónde:

$K$ = coeficiente de presión de tierras

$\gamma$ = peso unitario del suelo

$h$ = altura del relleno en el punto a considerar

El coeficiente  $K$  estático, es decir, sin considerar fuerzas sísmicas, varía entre un coeficiente estático activo  $K_a$ , pasando por un coeficiente neutro  $K_0$ , hasta un coeficiente pasivo  $K_p$ . En la etapa constructiva cuando se adelanta la conformación del relleno, se generan empujes neutros. En esta etapa el valor de  $K$  es igual a  $K_0$ . Posteriormente el muro bajo la acción de dichos empujes se desplaza alejándose o acercándose al relleno. Si el muro se aleja, la presión sobre el muro disminuye pasándose entonces a un estado de empujes activos según el plano de falla AB, si por el contrario el muro se acerca, los empujes se incrementarán causando un estado de empujes pasivos, de acuerdo al plano de falla AC.

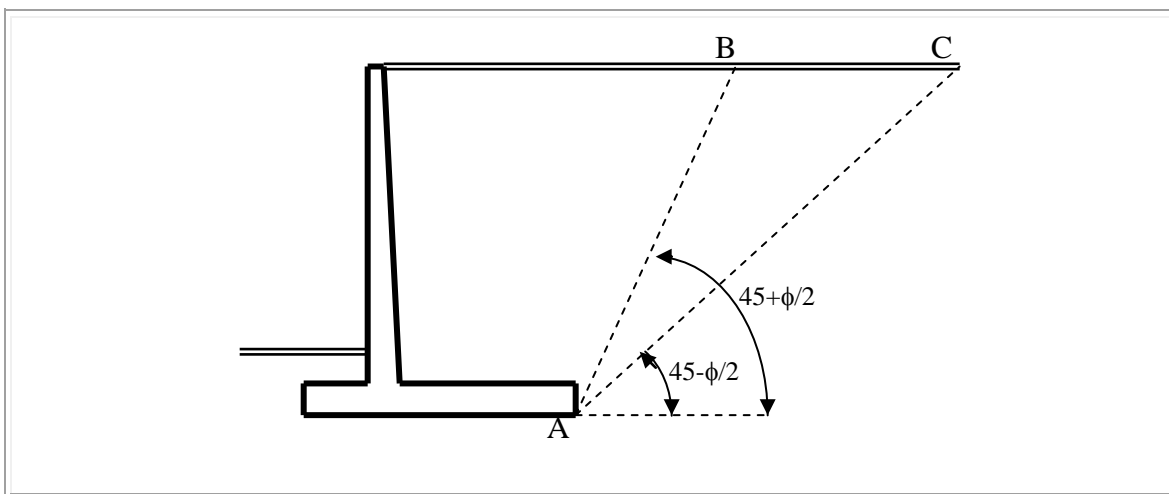


Figura 94. Empujes de tierra activos y pasivos

Fuente: Montero, S. (2006). *Ingeniería de puentes*. Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana

#### 9.4. Condiciones de Carga

Se presentan tres condiciones típicas de carga:

- Relleno con superficie horizontal detrás del muro
- Relleno con pendiente hacia arriba detrás del muro

- Relleno con superficie horizontal detrás del muro con sobrecarga

Cuando las condiciones de construcción implican necesariamente la presencia de nivel freático, como en el caso de vías deprimidas, debe considerarse el empuje hidrostático adicional. Bajo esas condiciones la porción por debajo del nivel del agua debe considerar el peso del suelo sumergido.

En la primera condición el empuje total aplicado al muro es igual al área de presión, y la resultante se ubica a un tercio de la altura, como se muestra en la Figura 95:

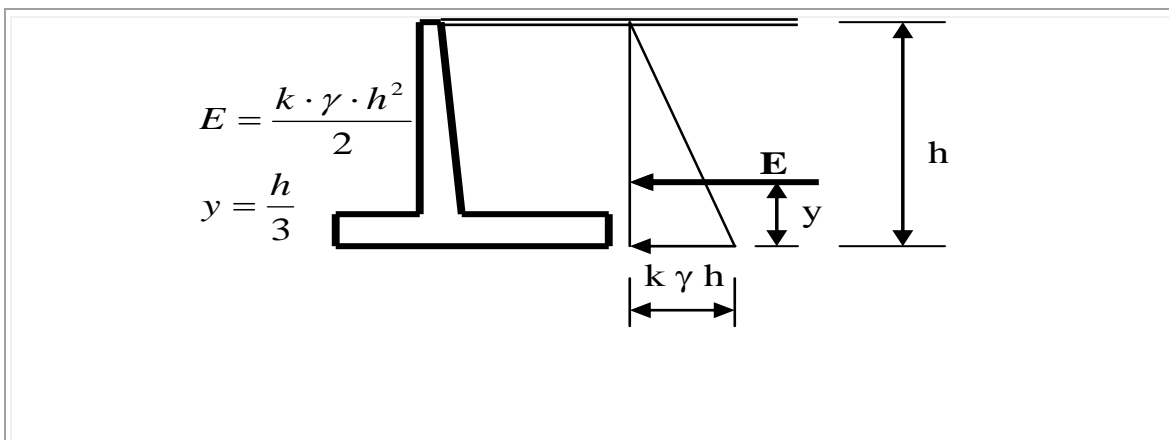


Figura 95. Presión de tierra para superficie horizontal

Fuente: Montero, S. (2006). *Ingeniería de puentes*. Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana

En la segunda condición el empuje es igual al área del diagrama de presiones, teniendo en cuenta que la resultante es paralela a la superficie del relleno. En este caso también la resultante se ubica a un tercio de la altura del muro, como se muestra en la Figura 96:

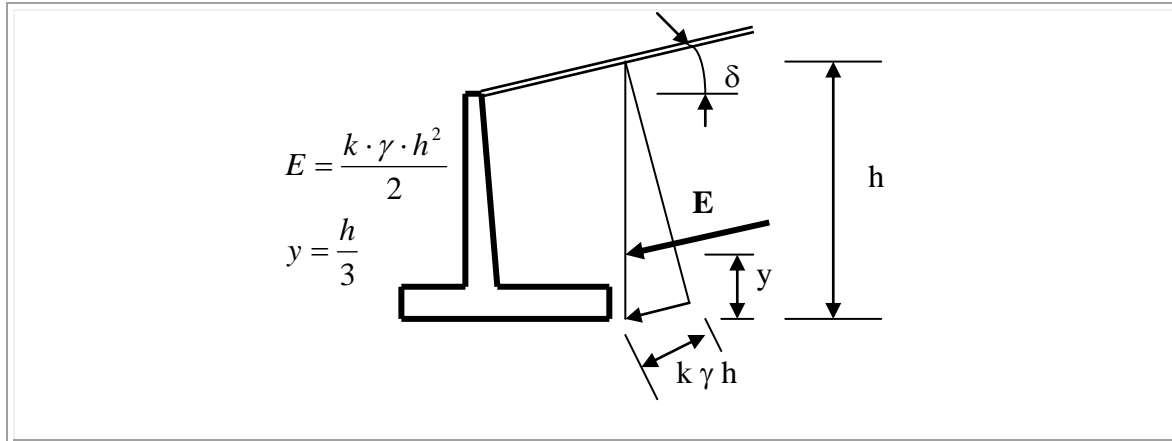


Figura 96. Presión de tierra para relleno con pendiente

Fuente: Montero, S. (2006). *Ingeniería de puentes*. Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana

En la tercera condición de carga se obtiene un diagrama trapezoidal, que para efectos prácticos es conveniente separarlo en un diagrama triangular más un diagrama rectangular. El origen del diagrama rectangular es por la sobrecarga viva, por lo cual debe dársele ese carácter al analizar diferentes combinaciones de carga. La sobrecarga corresponde al efecto que producen las cargas vivas o de uso, como son las cargas de camiones en una carretera, las cargas de una bodega, patios de almacenamiento, etc. Este efecto es similar al caso de una sobrepresión aplicada a un líquido, y para evaluar sus efectos se asimila a una altura de relleno adicional equivalente  $h'$ , la cual es establecida en las normas como el CCP-14, que estipula una altura equivalente de suelo en función de la altura del muro o estribo. Debe tenerse presente, especialmente para el diseño estructural, si estas cargas son ocasionadas por carga viva. Esto implica que no se requiere simultaneidad de sobrecargas con cargas sísmicas cuando estas deben ser consideradas. En este caso se tiene:

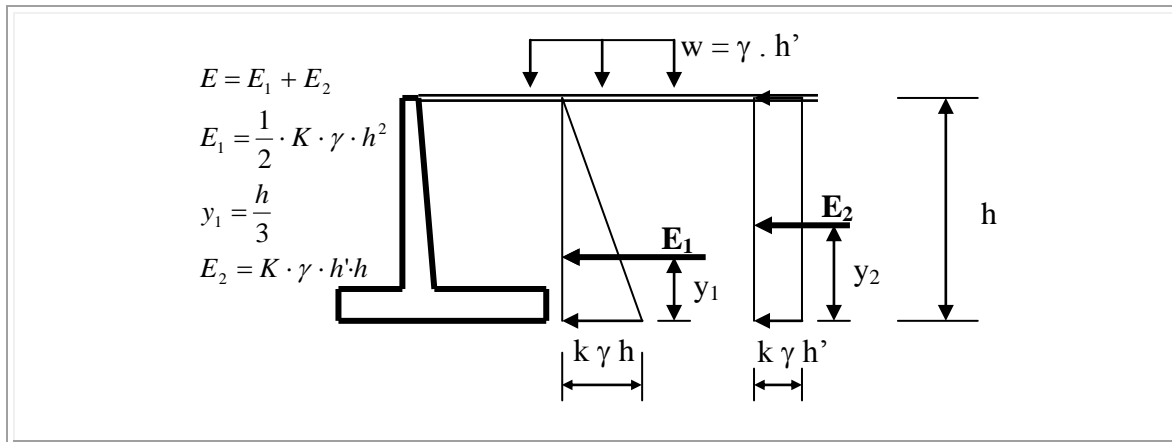


Figura 97. Relleno con superficie horizontal con sobrecarga

Fuente: Montero, S. (2006). *Ingeniería de puentes*. Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana

### 9.5. Ejemplo de Muro de Contención en Voladizo

En esta sección se presenta el ejemplo de diseño de un muro de contención de gravedad en voladizo de una altura total de 9,0 m.

#### 9.5.2. Materiales

Resistencia del concreto ( $f'_c$ )	28,0 MPa
Resistencia del acero ( $f_y$ )	420,0 MPa
Peso unitario relleno ( $\gamma$ )	20,0 kN/m <sup>3</sup>
Peso unitario concreto ( $\gamma_c$ )	24,0 kN/m <sup>3</sup>

#### 9.5.3. Definición de Kho

Coefficiente de aceleración pico del terreno. Se obtiene de la Figura 3.10.2.1-1 del CCP-14.

$$PGA = 0,25$$

Valores del factor del sitio, en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones.

Se obtiene de la Tabla 3.10.3.2-1.

$$F_{PGA} = 1,30$$

Coefficiente de aceleración horizontal sísmica definido en el artículo 11.6.5.2.1 del CCP-14.

$$K_{h0} = As = F_{PGA} \times PGA$$

$$K_{h0} = As = 1,30 \times 0,25 = 0,325$$

#### 9.5.4. Datos Geotécnicos

Angulo de fricción del relleno ( $\phi'_f$ )	30,0°
Angulo de fricción relleno muro ( $\delta$ )	30,0°
Capacidad ultima resistente del suelo ( $\phi_r \times \sigma_u$ )	280,0 kPa
Coeficiente de empuje activo, según la ecuación 3.11.5.3-1 del CCP-14.	

$$K_a = \frac{\text{sen}(\theta + \phi'_f)^2}{\Gamma (\text{sen}(\theta)^2 \times \text{sen}(\theta - \delta))}$$

Dónde:

$$\Gamma = \left[ 1 + \sqrt{\left( \frac{(\text{sen}(\phi'_f + \delta) \times \text{sen}(\phi'_f - \beta))}{(\text{sen}(\theta - \delta) \times \text{sen}(\theta + \beta))} \right)} \right]^2$$

Entonces:

$$K_a = \frac{\frac{\text{sen}(\theta + \phi'_f)^2}{(\text{sen}(\theta)^2 \times \text{sen}(\theta - \delta))}}{\left[ 1 + \sqrt{\left( \frac{(\text{sen}(\phi'_f + \delta) \times \text{sen}(\phi'_f - \beta))}{(\text{sen}(\theta - \delta) \times \text{sen}(\theta + \beta))} \right)} \right]^2}$$

$$K_a = \frac{\frac{\text{sen}(85,8 + 30)^2}{(\text{sen}(85,8)^2 \times \text{sen}(85,8 - 20))}}{\left[ 1 + \sqrt{\left( \frac{(\text{sen}(30 + 30) \times \text{sen}(30 - 0))}{(\text{sen}(85,8 - 30) \times \text{sen}(85,8 + 0))} \right)} \right]^2} = 0,332$$

Coefficiente de empuje dinámico, según la ecuación A.11.3.1-1 del CCP-14, adaptada a la nomenclatura de las variables geométricas definidas anteriormente.

Dónde:

Angulo aparente

$$\alpha = ATAN\left(\frac{As}{2}\right)$$

$$\alpha = ATAN\left(\frac{0,325}{2}\right) = 9,2^{\circ}$$

Entonces:

$$K_{AE} = \frac{(\cos(\phi'_f - \alpha - \lambda))^2}{(\cos(\alpha) \times \cos(\lambda)^2 \times \cos(\delta + \lambda + \alpha))} \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) \times \text{sen}(\phi'_f - \alpha - \beta)}{\cos(\delta + \lambda + \alpha) \times \cos(\beta - \lambda)} \right)^2} \right]^2$$

$$K_{AE} = \frac{(\cos(30 - 9,2 - 4,2))^2}{(\cos(9,2) \times \cos(4,2)^2 \times \cos(20 + 4,2 + 9,2))} \left[ 1 + \left( \frac{\text{sen}(30 + 30) \times \text{sen}(30 - 9,2 - 0)}{\cos(30 + 4,2 + 9,2) \times \cos(0 - 4,2)} \right)^2 \right]^{-2} = 0,473$$

### 9.6. Empujes

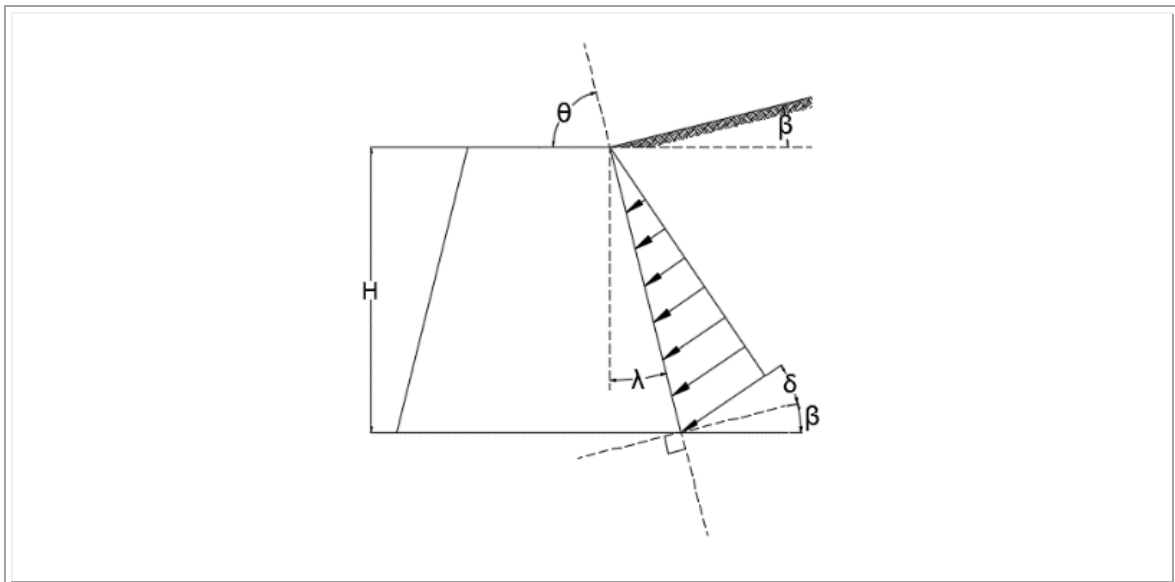


Figura 98. Grafica de empujes

Fuente: Adaptado del CCP-14 Figuras A11.3.1-1 y 3.11.5.3-1.

Empuje de tierra

$$EH = \frac{K_a \times \gamma \times H e^2}{2}$$

$$EH = \frac{0,332 \times 20,0 \times 9,0^2}{2} = 268,9 \text{ kN}$$

Empuje por sobrecarga

Para la altura del muro se definió que la sobre carga es equivalente a 600 mm. Por lo tanto:

$$LS = H' \times \gamma$$

$$LS = 0,60 \times 20,0 = 12,00 \text{ kN/m}^2$$

$$ES = K_a \times WS \times H$$

$$ES = 0,332 \times 12,0 \times 9,0 = 35,9 \text{ kN}$$

Delta empuje dinámico de tierra

$$EHQ = (K_{EA} - K_a) \times \gamma \times \frac{H e^2}{2}$$

$$EHQ = (0,473 - 0,332) \times 20,0 \times \frac{9,0^2}{2} = 114,2 \text{ kN}$$

### 9.7. Cargas Verticales

La determinación de pesos y cargas verticales, se obtiene en función de la Figura 99, para una longitud de muro de 1,0 m.

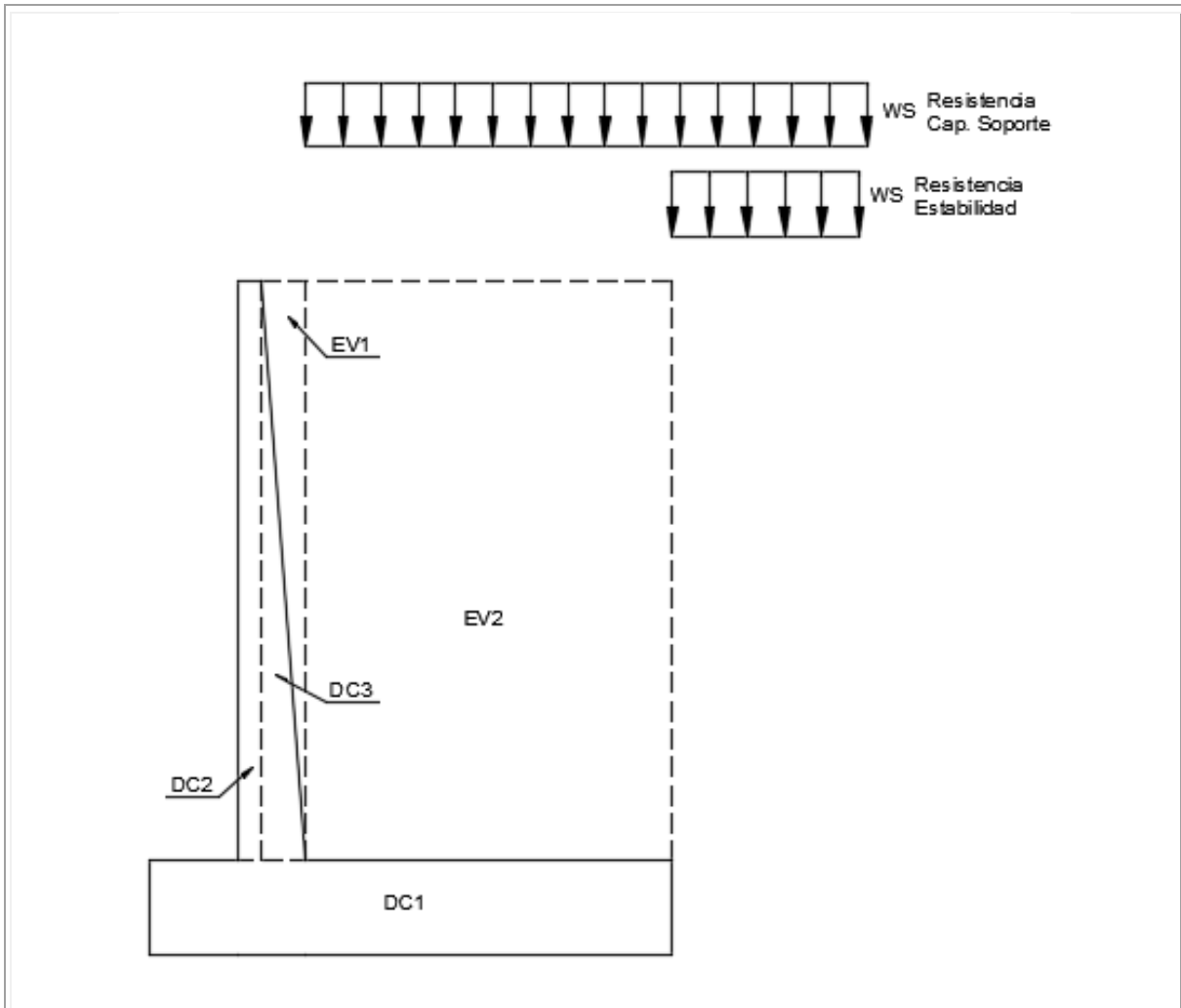


Figura 99. Secciones del muro de contención

Fuente: Propia

**Sobrecarga viva sobre el talón LS**

La sobrecarga para la correspondiente altura del muro se determinó en  $LS=12,00 \text{ kN/m}^2$ .

$$LS = LS \times 4,00m$$

$$LS = 12,0 \times 4,00 = 48,0 \text{ kN}$$

**Peso del relleno sobre el talón EV<sub>1</sub>**

$$EV_1 = \frac{(0,90 - 0,30)}{2} \times 8,10 \times 20,0 = 48,6 \text{ kN}$$

**Peso del relleno sobre el talón EV<sub>2</sub>**

$$EV_2 = 4,00 \times 8,10 \times 20,0 = 648,0 \text{ kN}$$

**Peso de la zapata DC<sub>1</sub>**

$$DC_1 = 6,10 \times 0,90 \times 24,0 = 131,8 \text{ kN}$$

**Peso del vástago DC<sub>2</sub>**

$$DC_2 = 0,30 \times 8,10 \times 24,0 = 58,3 \text{ kN}$$

**Peso del vástago DC<sub>3</sub>**

$$DC_3 = (0,90 - 0,30) \times \frac{8,10}{2} \times 24,0 = 58,3 \text{ kN}$$

La componente horizontal de las cargas de empuje se determina considerando que las cargas de empuje tienen un ángulo  $(\delta + \beta)$ , con respecto a la horizontal.

**Componente vertical empuje sobrecarga**

$$ESV = ES \times \text{sen}(\delta + \beta)$$

$$ESV = 35,9 \times \text{sen}(30 + 0) = 17,9 \text{ kN}$$

**Componente vertical empuje de tierra**

$$PHV = EH \times \text{sen}(\delta + \beta)$$

$$PHV = 268,9 \times \text{sen}(30 + 0) = 134,5 \text{ kN}$$

**9.8. Momentos por Cargas Verticales****Sobrecarga viva sobre el talón**

Se requiere para valorar las cargas sobre la cimentación.

$$PLSV = 48,0 \times \left(1,20 + 0,90 + \frac{4,00}{2}\right) = 196,8 \text{ kN} - m$$

**Peso del relleno sobre el talón**

$$EV_1 = 48,6 \times \left(1,20 + 0,90 - \frac{2}{3} \times (0,90 - 0,30)\right) = 82,6 \text{ kN} - m$$

**Peso del relleno sobre el talón**

$$EV_2 = 648,0 \times \left(1,20 + 0,90 + \frac{4,00}{2}\right) = 2.656,8 \text{ kN} - m$$

**Peso de la zapata**

$$DC_1 = 131,8 \times \left(\frac{6,10}{2}\right) = 401,9 \text{ kN} - m$$

**Peso del vástago**

$$DC_2 = 58,3 \times \left(1,20 + \frac{0,30}{2}\right) = 78,7 \text{ kN} - m$$

**Peso del vástago**

$$DC_3 = 58,3 \times \left(1,20 + 0,30 + \left(\frac{(0,90 - 0,30)}{3}\right)\right) = 99,1 \text{ kN} - m$$

**Componente vertical empuje sobrecarga**

$$ESV = 17,9 \times (6,10) = 109,4 \text{ kN} - m$$

**Componente vertical empuje de tierra**

$$PHV = 134,5 \times (6,10) = 820,2 \text{ kN} - m$$

**9.9. Componentes Horizontales de los Empujes**

La componente horizontal de las cargas de empuje se determina considerando que las cargas de empuje tienen un ángulo  $(\delta + \beta)$ , con respecto a la horizontal.

**Componente horizontal empuje sobrecarga**

$$ESH = ES \times \cos(\delta + \beta)$$

$$ESH = 35,9 \times \cos(30 + 0) = 31,1 \text{ kN}$$

**Componente horizontal empuje de tierra**

$$EHH = EH \times \cos(\delta + \beta)$$

$$EHH = 268,9 \times \cos(30 + 0) = 232,9 \text{ kN}$$

**Componente horizontal empuje dinámico suelo**

$$EHQ = EHQ \times \cos(\delta + \beta)$$

$$EHQ = 114,2 \times \cos(30 + 0) = 98,9 \text{ kN}$$

**Fuerza sísmica vástago (rectángulo)**

Se aplica el análisis sísmico simplificado, según el cual la fuerza horizontal por sismo es igual al producto del coeficiente  $A_s$ , multiplicado por el peso del elemento.

$$EQ_1 = 0,325 \times 58,3 = 19,0 \text{ kN}$$

**Fuerza sísmica vástago (triángulo)**

$$EQ_2 = 0,325 \times 58,3 = 19,0 \text{ kN}$$

**9.5.1. Geometría Del Muro**

Los siguientes son los parámetros geométricos que se utilizarán para el diseño del muro. La determinación de estos valores corresponde a un proceso de iteración, para el cual es muy conveniente la elaboración de una hoja de cálculo.

La longitud de la punta de la cimentación ( $B_1$ ) incide primordialmente sobre los esfuerzos sobre el terreno, mientras que la longitud del talón ( $B_3$ ) incide de manera fundamental sobre la estabilidad al deslizamiento y volcamiento del muro. Los espesores del vástago y la cimentación

están controlados por la capacidad a cortante y flexión de la estructura. El diseño busca encontrar las dimensiones mínimas requeridas para satisfacer la estabilidad externa, es decir la resistencia a deslizamiento y volcamiento, y la estabilidad interna, es decir, la capacidad a corte y flexión.

Espesor de la zapata ( $H_1$ )	0,90 m
Altura del vástago ( $H_2$ )	8,10 m
Altura total ( $H$ )	9,00 m
Altura de empuje ( $H_e$ )	9,00 m
Longitud de la punta ( $B_1$ )	1,20 m
Espesor base del vástago ( $B_2$ )	0,90 m
Longitud del talón ( $B_3$ )	4,00 m
Ancho total zapata ( $B$ )	6,10 m
Espesor corona ( $B_4$ )	0,30 m
Angulo de inclinación del talud ( $\beta$ )	0,0°

De acuerdo con la Figura 98, se presenta el cálculo del ángulo de la cara trasera del muro

( $\theta$ )

$$\theta = 90 - \lambda$$

$$\lambda = \text{Arctan}\left(\frac{B_2 - B_4}{H_2}\right)$$

$$\lambda = \text{Arctan}\left(\frac{0,90 - 0,30}{8,10}\right) = 4,2^\circ$$

$$\theta = 90 - 4,2 = 85,8^\circ$$

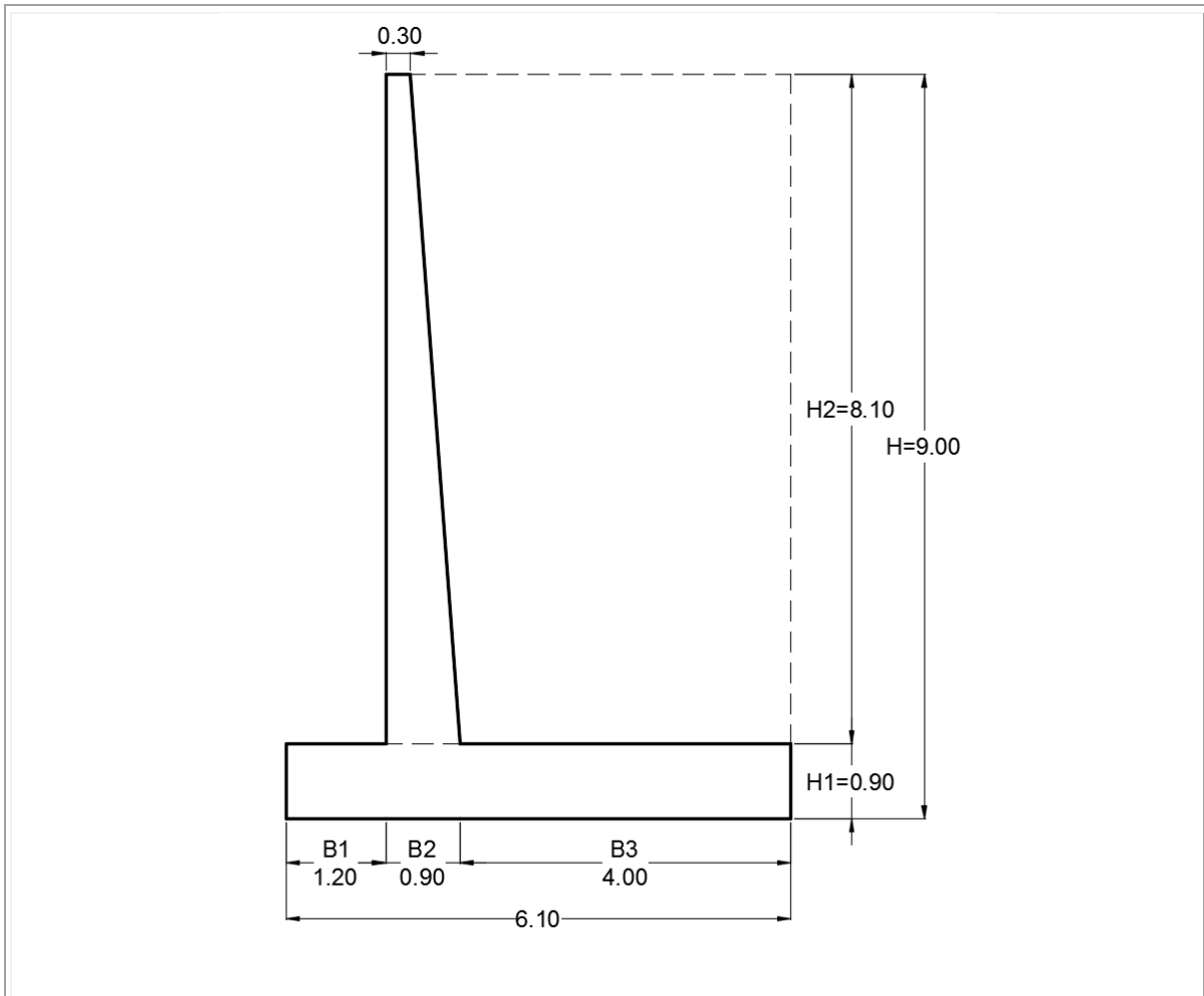


Figura 100. Nomenclatura y dimensiones del muro

Fuente: Propia

La altura de sobrecarga se da según la Tabla 39, esta se determina de acuerdo a la altura del muro y de la cercanía a la vía

Tabla 39. *Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico*

Altura del Muro de Contención (mm)	h <sub>eq</sub> (mm) Distancia desde el respaldo del muro al borde del tráfico	
	0.0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1000	600
≥ 6000	600	600

Fuente: Adaptada CCP-14 Tabla 3.11.6.4.-2

Por lo tanto:

Altura de sobrecarga (H') 0,60 m

### 9.10. Momentos de vuelco

#### Componente horizontal empuje sobrecarga

Corresponde a la componente horizontal por sobrecarga aplicada a He/2.

$$ESH = 31,1 \times \left(\frac{9,0}{2}\right) = 139,7 \text{ kN} - m$$

#### Componente horizontal empuje de tierra

La fuerza horizontal de empuje de tierra se aplica a He/3.

$$EHH = 232,9 \times \left(\frac{9,0}{3}\right) = 698,7 \text{ kN} - m$$

**Componente horizontal empuje dinámico suelo**

La componente dinámica según Monobe-Okabe se aplica a  $0,6H_e$ .

$$EHQ = 98,9 \times (0,60 \times 9,0) = 534,1 \text{ kN} - m$$

**Fuerza sísmica vástago (rectángulo)**

Se aplica a la mitad de la altura del vástago, con respecto a la base de la cimentación.

$$EQ_1 = 19,0 \times \left(0,90 + \frac{8,10}{2}\right) = 93,8 \text{ kN} - m$$

**Fuerza sísmica vástago (triángulo)**

Se aplica a un tercio de la altura del vástago, con respecto a la base de la cimentación.

$$EQ_2 = 19,0 \times \left(0,90 + \frac{8,10}{3}\right) = 68,2 \text{ kN} - m$$

**9.11. Factores De Carga**

Se utilizan los factores de carga establecidos en las tablas 3.4.1-1 y la tabla 3.4.1-2 del CCP-14. Los factores máximos y mínimos se aplican buscando las combinaciones más críticas para cada acción o estado límite. En la siguiente tabla se presentan los factores para cada efecto de carga, y se presentan en siguiente gráfica.

Tabla 40. Factores de Carga para Muros

Efecto de la carga	FACTORES DE CARGA PARA MUROS					
	Estados limites					
	Resistencia I			Evento extremo I		
	Desliza		Volteo	Desliza		Volteo
	miento	Soporte		miento	Soporte	
Sobrecarga viva vertical						
LSV	0,00	1,75	0,00	0,00	0,50	0,00
Presión vertical del peso propio del suelo de relleno						
EV	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
Carga muerta del concreto						
DC	0,90	1,25	0,90	1,00	1,00	1,00
Sobrecarga viva horizontal						
LSH	1,50	1,50	1,50	0,50	0,50	0,50
Empuje horizontal del suelo						
EH	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00
Empuje horizontal de suelo por sismo						
EHQ	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00
Carga sísmica del muro						
EQ	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00

Fuente: Propia

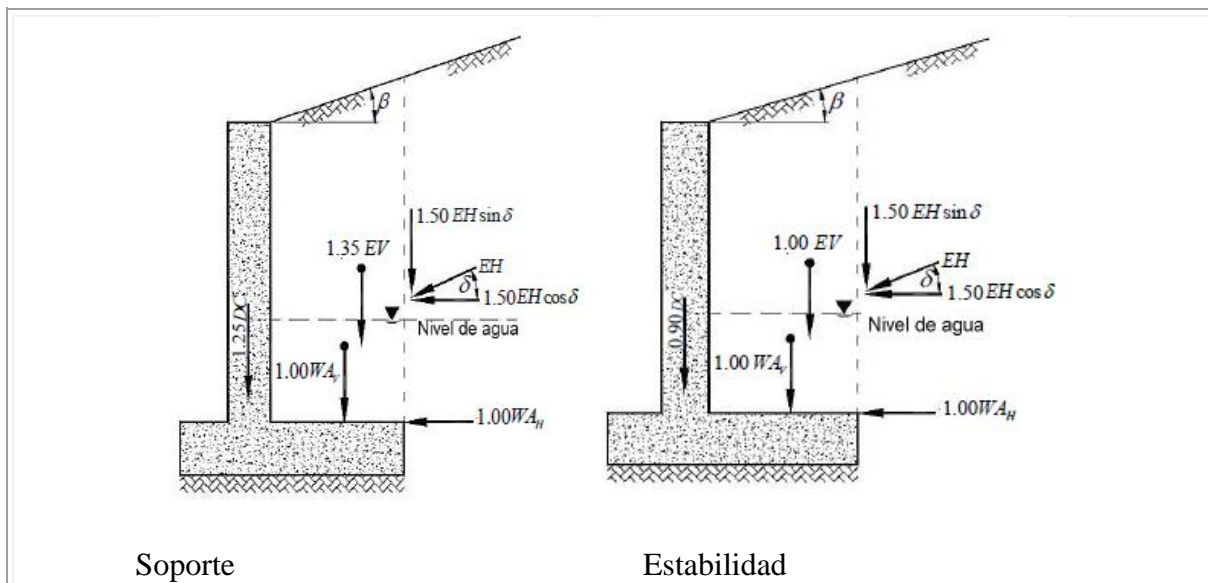


Tabla 41. Factores de mayoración para capacidad de soporte y estabilidad.

Fuente: CCP-14 Figuras C11.5.6-1 y C11.5.6-2.

## 9.12. Fuerzas Factorizadas

### 9.12.1. Deslizamiento

#### 9.12.1.1. Resistencia I

$$\begin{aligned} F \text{ verticales} &= 0,0 + 1,00 \times (48,6 + 648,0 + 0,0) + 0,90 \times (131,8 + 58,3 + 58,3) \\ &= 920,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 9.12.1.2. Evento extremo I

$$\begin{aligned} F \text{ verticales} &= 0,0 + 1,00 \times (48,6 + 648,0 + 0,0) + 1,00 \times (131,8 + 58,3 + 58,3) \\ &= 945,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

### 9.12.2. Capacidad de soporte

#### 9.12.2.1. Resistencia I

$$\begin{aligned} F \text{ verticales} &= 1,75 \times 48,0 + 1,35 \times (48,6 + 648,0 + 0,0) + 1,25 \\ &\times (131,8 + 58,3 + 58,3) = 1.334,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$F \text{ actuantes} = 1,50 \times 31,1 + 1,50 \times 232,9 + 0,0 + 0,0 = 395,9 \text{ kN}$$

#### 9.12.2.2. Evento extremo I

$$\begin{aligned} F \text{ verticales} &= 0,50 \times 48,0 + 1,00 \times (48,6 + 648,0 + 0,0) + 1,00 \\ &\times (131,8 + 58,3 + 58,3) = 969,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F \text{ actuantes} &= 0,5 \times 31,1 + 1,00 \times 232,9 + 1,00 \times 98,9 + 1,0 \times (19,0 + 19,0) \\
 &= 385,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### 9.13. Momentos Factorizados

#### 9.13.1. Volteo

##### 9.13.1.1. Resistencia I

$$\begin{aligned}
 M \text{ resistentes} &= 0,0 + 1,00 \times (82,6 + 2.656,8 + 0,0) + 0,90 \times (401,9 + 78,7 + 99,1) \\
 &= 3.261,2 \text{ kN} - m
 \end{aligned}$$

$$M \text{ actuantes} = 1,50 \times 139,7 + 1,50 \times 698,7 + 0,0 + 0,0 = 1.257,6 \text{ kN} - m$$

##### 9.13.1.2. Evento extremo I

$$\begin{aligned}
 M \text{ resistentes} &= 0,0 + 1,00 \times (82,6 + 2.656,8 + 0,0) + 1,00 \times (401,9 + 78,7 + 99,1) \\
 &= 3.319,2 \text{ kN} - m
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M \text{ actuantes} &= 0,0 + 1,00 \times 698,7 + 1,00 \times 534,1 + 1,00 \times (93,8 + 68,2) \\
 &= 1.394,8 \text{ kN} - m
 \end{aligned}$$

#### 9.13.2. Capacidad de Soporte

##### 9.13.2.1. Resistencia I

*M resistentes*

$$\begin{aligned}
 &= 1,75 \times 196,8 + 1,35 \times (82,6 + 2.656,8 + 0,0) + 1,25 \\
 &\times (401,9 + 78,7 + 99,1) = 4.767,3 \text{ kN} - m
 \end{aligned}$$

$$M \text{ actuantes} = 1,50 \times 139,7 + 1,50 \times 698,7 + 0,0 + 0,0 = 1.257,6 \text{ kN} - m$$

#### 9.13.2.2. Evento extremo I

$$\begin{aligned} M \text{ resistentes} &= 0,0 + 1,00 \times (82,6 + 2.656,8 + 0,0) + 1,00 \times (401,9 + 78,7 + 99,1) \\ &= 3.319,2 \text{ kN} - m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ actuantes} &= 0,0 + 1,00 \times 698,7 + 1,00 \times 534,1 + 1,00 \times (93,8 + 68,2) \\ &= 1.394,8 \text{ kN} - m \end{aligned}$$

### 9.14. Capacidad al Deslizamiento

#### 9.14.1. Resistencia I

Resistencia al deslizamiento entre el suelo y la cimentación:

$$R_{\tau} = \phi_{\tau} \times V \times \text{Tan}(\delta)$$

En el numeral 10.6.3.4 del CCP-14, se especifica que para hormigón contra el suelo:

$$\tan(\delta) = \tan(\phi_f)$$

El factor de resistencia  $\phi_{\tau}$  se mencionan en la tabla 10.5.5.2.2-1 del CCP-14. Para concreto fundido in situ sobre arena se tiene:

$$\phi_{\tau} = 0,80$$

Por lo tanto:

$$R_{\tau} = 0,80 \times 920,2 \times \text{Tan}(30) = 425,0 \text{ kN}$$

$$F \text{ actuantes} = 1,50 \times 31,1 + 1,50 \times 232,9 + 0,0 + 0,0 = 395,9 \text{ kN}$$

La relación entre la capacidad resistente y las fuerzas actuantes mayoradas se denominan ratio, el cual debe ser mayor de 1,00 para cumplir por estabilidad.

$$\text{Ratio deslizamiento} = \frac{425,0}{395,9} = 1,07$$

$$1,07 \geq 1,0$$

#### 9.14.2. Evento Extremo I

Resistencia al deslizamiento entre el suelo y la cimentación:

$$R_{\tau} = \phi\tau \times V \times \text{Tan}(\delta)$$

En el numeral 10.6.3.4, se especifica que para hormigón contra el suelo:

$$\text{tan}(\delta) = \text{tan}\phi_f$$

Y

$$R_{\tau} = 0,80 \times 945,0 \times \text{Tan}(30) = 436,5 \text{ kN}$$

$$F \text{ actuantes} = 0,50 \times 31,1 + 1,00 \times 232,9 + 1,00 \times 98,9 + 1,00 \times (19,0 + 19,0)$$

$$= 385,2 \text{ kN}$$

$$\text{Ratio deslizamiento} = \frac{436,5}{385,2} = 1,13$$

$$1,13 \geq 1,0$$

Tabla 42. Resumen capacidad de deslizamiento

Efecto de la carga		Estados límites	
		Resistencia I	Evento extremo I
		Deslizamiento	Deslizamiento
Sobrecarga viva vertical	LSV	0	0
Presión vertical del peso propio del suelo de relleno	EV	696,6	696,6
Carga muerta del concreto	DC	223,6	248,4
<b>Total Fuerzas Verticales</b>		<b>920,2</b>	<b>945</b>
Resistencia Fricción Suelo Estructura	$\phi\tau*V*\text{Tan}(\delta)$	<b>425</b>	<b>436,5</b>
Sobrecarga viva horizontal	LSH	46,6	15,5
Empuje horizontal del suelo	EH	349,3	232,9
Empuje horizontal de suelo por sismo	EHQ	0	98,9
Carga sísmica del muro	EQ	0	37,9
<b>Total fuerzas Actuantes</b>		<b>395,9</b>	<b>369,7</b>
<b>Ratio Deslizamiento</b>		<b>1,07</b>	<b>1,18</b>

Fuente: Propia

## 9.15. Capacidad al volcamiento

### 9.15.1. Resistencia I

$$\text{Ratio deslizamiento} = \frac{3.261,2}{1.257,6} = 2,59$$

$$2,59 \geq 1,0$$

### 9.15.2. Evento Extremo I

$$\text{Ratio deslizamiento} = \frac{3.319,2}{1.394,8} = 2,38$$

$$2,38 \geq 1,0$$

Tabla 43. *Resumen capacidad al volcamiento*

Efecto de la carga		Estados limites	
		Resistencia I	Evento extremo I
		Volteo	Volteo
Sobrecarga viva vertical	LSV	0,0	0,0
Presión vertical del peso propio del suelo de relleno	EV	2.739,4	2.739,4
Carga muerta del concreto	DC	521,8	579,7
<b>Total Momentos Resistentes</b>		<b>3.261,2</b>	<b>3.319,2</b>
Sobrecarga viva horizontal		209,6	0,0
Empuje horizontal del suelo	EH	1.048,0	698,7
Empuje horizontal de suelo por sismo	EHQ	0,0	534,1
Carga sísmica del muro	EQ	0,0	162,1
<b>Total Momentos Actuantes</b>		<b>1.257,6</b>	<b>1.394,8</b>
<b>Ratio Vuelco</b>		<b>2,59</b>	<b>2,38</b>

Fuente: Propia

### 9.16. Excentricidad y Capacidad de Soporte

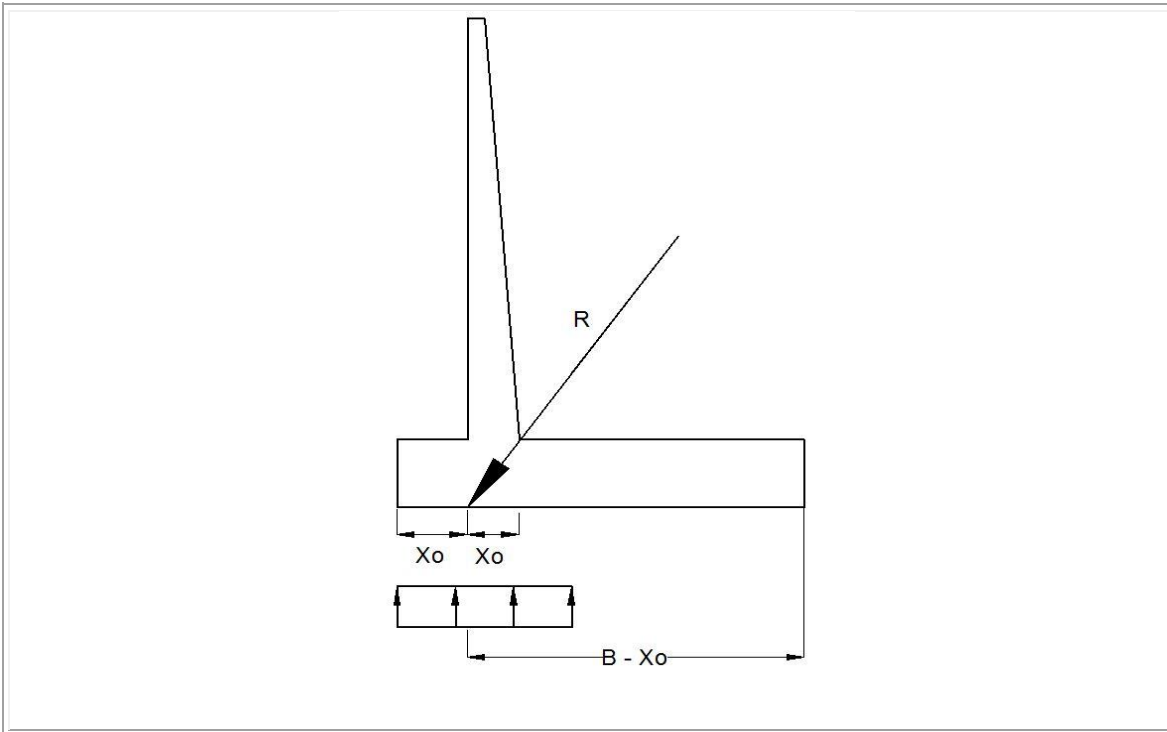


Figura 101. Ubicación de la resultante de cargas

Fuente: Propia

#### 9.16.1. Resistencia I

$$X_0 = \frac{M_{\text{resistente}} - M_{\text{actuales}}}{\Sigma V}$$

$$X_0 = \frac{4.767,3 - 1.257,6}{1.334,9} = 2,63 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - X_0$$

$$e = \frac{6,10}{2} - 2,63 = 0,42 \text{ m}$$

Esfuerzo último en el suelo, ecuación 11.6.3.2-1.

$$\sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e}$$

$$\sigma_v = \frac{1.334,9}{6,10 - 2 \times 0,42} = 253,8 \text{ kPa}$$

Se debe cumplir que

$$253,8 \text{ kPa} < \phi\tau \times \sigma_u$$

$$253,8 \text{ kPa} < 280,0 \text{ kPa}$$

Por lo tanto se cumple por capacidad de soporte.

### 9.16.2. Evento Extremo I

$$X_0 = \frac{M \text{ resistentes} - M \text{ actuantes}}{\Sigma V}$$

$$X_0 = \frac{3.319,2 - 1.394,8}{969,0} = 1,99 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - X_0$$

$$e = \frac{6,10}{2} - 1,99 = 1,06 \text{ m}$$

Esfuerzo último en el suelo, ecuación 11.6.3.2-1.

$$\sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e}$$

$$\sigma_v = \frac{969,0}{6,10 - 2 \times 1,06} = 243,5 \text{ kPa}$$

Se debe cumplir que

$$232,0 \text{ kPa} < \phi \tau \times \sigma_u$$

$$232,0 \text{ kPa} < 280,0 \text{ kPa}$$

Por lo tanto se cumple por capacidad de soporte.

Tabla 44. *Resumen capacidad de soporte y excentricidad*

	Resistencia I	Evento extremo I
	Soporte	Soporte
$X_o$	2,63	1,99
$e = B/2 - X_o$	0,42	OK
Esfuerzo Ultimo en el Suelo $\sigma_v = V/(B-2e)$	253,8	OK

Fuente: Propia

Dado que las excentricidades son menores que B/3, es decir 2,03 m, el muro cumple por excentricidad conforme al numeral C10.6.3.3 del CCP-14.

## 9.17. Diseño del Refuerzo del Vástago

### 9.17.1. Momento en la Base Del Vástago

El momento en el vástago se determina de manera similar a como se hizo para valorar la estabilidad, y tomando para ello la altura del vástago.

#### 9.17.1.1. Resistencia I

$$M_{\text{vástago}} = 1,5 \times K_a \times \gamma \times \frac{(H_2)^3}{6} \times \cos(\delta) + 1,5 \times K_a \times H' \times \gamma \times \frac{(H_2)^2}{2} \times \cos(\delta)$$

$$M_{\text{vástago}} = 1,5 \times 0,332 \times 20,0 \times \frac{(8,10)^3}{6} \times \cos(30) + 1,50 \times 0,332 \times 0,60 \times 20,0 \times \frac{(8,10)^2}{2} \times \cos(30) = 990,4 \text{ kN} - m$$

#### 9.17.1.2. Evento extremo I

Conforme al numeral 11.6.5.1 del CCP-14, para evaluar la seguridad contra falla estructural, se deberá tener en cuenta la fuerza dinámica lateral debida a la presión de tierras ( $P_{AE}$ ) y la fuerza horizontal de inercia debido a la carga sísmica de la masa del muro ( $P_{IR}$ ).

Ecuación 11.6.5.1-1.

$$P_{IR} = k_H(W_w + W_s)$$

Dónde:

$W_w$  = Peso del muro

$W_s$  = Peso del suelo que esta inmediatamente arriba del muro incluyendo el talón del muro.

$$P_{IR} = A_s \times \left( EV_1 \times \frac{H_2}{3} + EV_2 \times \frac{H_2}{2} + DC_2 \times \frac{H_2}{2} + DC_3 \times \frac{H_2}{3} \right)$$

$$\begin{aligned} P_{IR} &= 0,325 \times \left( 48,6 \times \frac{8,10}{3} + 648,0 \times \frac{8,10}{2} + 58,3 \times \frac{8,10}{2} + 58,3 \times \frac{8,10}{3} \right) \\ &= 1.023,5 \text{ kN} - m \end{aligned}$$

$$P_{AE} = (K_{AE} - K_a) \times \gamma \times \frac{(H_2)^2}{2} \times H' \times H_2 \times \text{Cos}(\delta)$$

$$P_{AE} = (0,473 - 0,332) \times 20,0 \times \frac{(8,10)^2}{2} \times 0,60 \times 8,10 \times \text{Cos}(30) = 389,3 \text{ kN} - m$$

Los siguientes casos deben ser evaluados:

**Combinar 100%  $P_{AE}$  + 50%  $P_{IR}$**

$$100\% P_{AE} + 50\% P_{IR} = 389,3 + 0,50 \times 1.023,5 = 901,1 \text{ kN} - m$$

**Combinar 100%  $P_{IR}$  + 50%  $P_{AE}$  ó 100%  $P_{IR}$  + 100%  $P_{ah}$**

$$100\% P_{IR} + 100\% P_{ah} = 1.023,5 + 0,332 \times 20,0 \times \frac{8,10^3}{6} \times \text{cos}(30) = 1.532,8 \text{ kN} - m$$

$$100\% P_{IR} + 50\% P_{AE} = 1.023,5 + 0,5 \times 389,3 = 1.218,2 \text{ kN} - \text{m}$$

De los cuales se escogerá al mayor que brinda un resultado más conservador, que en este caso es  $M_u=1.532,8 \text{ kN-m}$ . Adicionalmente se requiere valorar el momento de servicio para análisis de fisuración para la cual se utilizan coeficientes de factorización iguales a 1,0 para todas las cargas.

### 9.17.1.3. Refuerzo a flexión

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento último.

$$M_s = 1.532.580.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 1.532.800.000,0 \text{ N-mm}$$

Se dispone el refuerzo en línea de barras # 8.

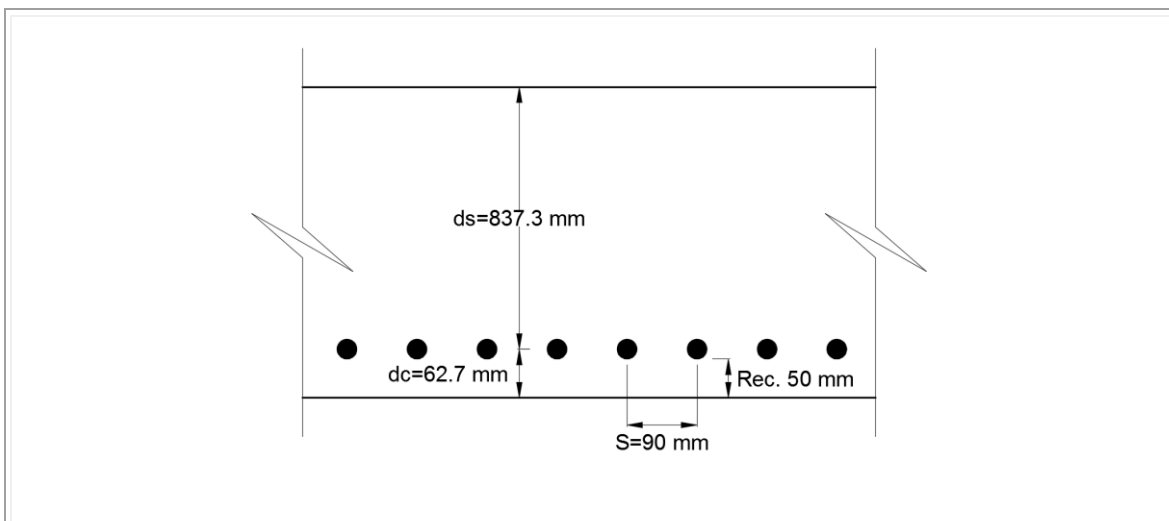


Figura 102. Centroide del refuerzo

Fuente: Propia

Por tanteo se disponen una separación de 90 mm, es decir 11,11 barras #8, por metro, lo que equivale a un área de:

$$A_s = A_{barras} \times \frac{1.000}{s}$$

$$A_s = 507,0 \times \frac{1.000}{90} = 5.633,3 \text{ mm}^2/m$$

Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo ( $d_s$ ), será igual a:

$$d_s = h - rec - \frac{\phi}{2}$$

$$d_s = 900 - 50 - \frac{25,4}{2} = 837,3 \text{ mm}$$

El factor del bloque de tensiones ( $\beta_1$ ) como se especifica en el artículo 5.7.2.2, para  $f'_c = 28$  MPa es igual a:

$$\beta_1 = 0,85$$

Se utilizará la fórmula 5.7.3.1.1-4 para calcular la altura de bloque de compresión ( $c$ )

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Dónde:

$A_{ps}$  = área del acero de pre esfuerzo ( $\text{mm}^2$ ) = 0

$f_{pu}$  = resistencia a tracción especificada del acero de pre esfuerzo (MPa) = 1.890,0

$f_{py}$  = resistencia a la fluencia del acero de pre esfuerzo (MPa) = N.A.

$A_s$ = área del acero no pretensado de refuerzo a tracción ( $\text{mm}^2$ ) = 0

$A'_s$ =área del acero a compresión ( $\text{mm}^2$ ) = 0

$f_s$ = esfuerzo en el acero no pretensado de refuerzo a tracción en la resistencia nominal a flexión (MPa) especificada en el artículo 5.7.2.1. = N.A.

$f'_s$ = esfuerzo en el acero de refuerzo a compresión en la resistencia nominal a flexión (MPa), como se especifica en el artículo 5.7.2.1 = N.A.

$b$ = ancho de la cara a compresión del miembro; para una sección con aletas en compresión, el ancho efectivo de la aleta como se especifica en el artículo 4.6.2.6. (mm)

$b_w$ = ancho del alma (mm) = 1.000 mm

$d_p$ = distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del acero de pre esfuerzo (mm)  
= N.A.

$k$ = se debe tomar de la tabla C.5.7.3.1.1-1 donde dependerá del tipo de torón usado = N.A.

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.7.3.1.1-4 puede simplificarse como:

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

Reemplazando se obtiene:

$$c = \frac{5.633,3 \times 420 - 0 \times 420}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 1.000} = 117,0 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia, de acuerdo al comentario C5.7.2.1.

$c/d_s = 0,140 < 0,6$ , El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que  $\beta = 0,85$

En el artículo 5.7.2.2, se especifica que  $a$  es la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta \times c$$

$$a = 0,85 \times 117,0 = 99,4 \text{ mm}$$

Deformación neta a tracción

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{837,3}{117,0} - 1 \right) = 0,018$$

Dado que la deformación unitaria es igual 0,018, es decir mayor a 0,005, se confirma que la sección está controlada por tracción.

Se utilizará un  $\phi = 0,90$  especificado en el artículo 5.5.4.2.1 del CCP-14. Por lo tanto la resistencia a flexión factorizada será

$$M_r = \phi \left( (A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{pu}) \times \left( d_s - \left( \frac{a}{2} \right) \right) \right)$$

$$\begin{aligned} M_r &= 0,90 \left( (5.633,3 \times 420,0 + 0 \times 1.890,0) \times \left( 837,3 - \left( \frac{99,4}{2} \right) \right) \right) \\ &= 1.677.102.914,1 \text{ N} - \text{mm} \end{aligned}$$

Para verificar que el refuerzo sea suficiente, se debe asegurar que la resistencia a flexión factorizada sea mayor al momento último.

$$1.677.102.914,1 N - mm > 1.532.800.000,0 N - mm \rightarrow \text{Cumple}$$

Puesto que el momento resistente es mayor que el momento factorizado, la sección y el refuerzo son adecuados para flexión. Se revisará la cuantía mínima, a partir de satisfacer un momento equivalente a  $M_{cr}$ , o  $1,33 M_u$ , el menor de los dos.

#### Calculo del refuerzo mínimo:

Módulo del elemento rectangular de 1,0 m de ancho.

$$S = \frac{b \times h^2}{6}$$
$$S = \frac{1.000 \times 900^2}{6} = 135.000.000,0 \text{ mm}^3$$

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f'_c}$$
$$f_r = 0,62 \times \sqrt{28,0} = 3,3 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

La cantidad de refuerzo deberá ser adecuada para soportar una resistencia a la flexión factorizada al menos igual a la menor de  $M_{cr}$  o  $1,33M_u$ . Por lo tanto se debe elegir el valor más pequeño entre los siguientes datos.

$$1,33 M_u = 1,33 \times 1.532.800.000,0 = 2.038.624.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Ecuación 5.7.3.3.2-1. Corregida.

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[ (\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left( \frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

$f_r$ = módulo de rotura del concreto especificado en el artículo 5.4.2.6.

$f_{cpe}$ = esfuerzo de compresión en el concreto debido solo a las fuerzas efectivas de preesfuerzo (después de considerar todas las pérdidas de preesfuerzo) en la fibra extrema de la sección donde la tensión de tracción es causada por las cargas externas (MPa)

$M_{dnc}$ = momento total no mayorado de carga muerta que actúa sobre una sección monolítica o no compuesta (kN-m)

$S_c$ = módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas ( $\text{mm}^3$ )

$S_{nc}$ = módulo de sección para la fibra extrema de una sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas externas ( $\text{mm}^3$ )

La ecuación queda simplificada de la siguiente manera para concretos no preesforzados:

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c]$$

Los factores están especificados en el numeral 5.7.3.3.2, donde:

$\gamma_1$  = factor de variación de la fisuración por flexión

1,2 para estructuras prefabricadas segmentales

1,6 para todas las demás estructuras de concreto

$\gamma_3$  = relación entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última a tracción del refuerzo

0,67 para refuerzo A615, Grado 60

0,75 para refuerzo A706, Grado 60

1,00 para estructuras de concreto preesforzado

$$M_{cr} = 0,75 \times [(1,6 \times 3,3) \times 135.000.000,0] = 531.478.523,4 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto el momento que controla la cuantía mínima es igual a:

$$\rightarrow M_{\min} = 531.478.523,4 \text{ N} - \text{mm}$$

Se debe verificar que  $M_r > M_{\min}$ .

$$1.677.102.914,1 \text{ N} - \text{mm} > 531.478.523,4 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto se cumple el refuerzo mínimo.

**Control de Fisuración:**

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 del CCP-14 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{28,0} = 2,8 \frac{N}{mm^2}$$

$$0,80 f_r = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo en el acero de refuerzo convencional a la resistencia nominal a flexión.

$$f_s = \frac{M_s}{S_c}$$

$$f_s = \frac{1.532.800.000,0}{135.000.000,0} = 11,4 \frac{N}{mm^2}$$

Debido a que la tensión en la sección transversal es mayor que el 80% del módulo de rotura en el estado límite, se debe hacer el cálculo de  $S_{m\acute{a}x}$ .

$$\rho = \frac{A_s}{(b \times d_s)}$$

$$\rho = \frac{5.633,3}{(1.000 \times 837,3)} = 0,00673$$

$$n = 9$$

$$k = \sqrt{(2 \times np + np^2)} - np$$

$$k = \sqrt{(2 \times 9 \times 0,00673) + (9 \times 0,00673)^2} - 9 \times 0,00673 = 0,293$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0,293}{3} = 0,90$$

Tensión de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio

$$f_{ss} = \frac{M_s}{A_s \times j \times d_s}$$

$$f_{ss} = \frac{1.532.800.000,0}{5.633,3 \times 0,90 \times 837,3} = 361,1 \frac{N}{mm^2}$$

Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema de tracción hasta el centro del refuerzo de flexión más cercano ( $d_c$ )

Se utilizará un recubrimiento de 5,0 cm

$$d_c = \text{recub} + \frac{\phi_{\text{barra}}}{2}$$

$$d_c = 50,0 + \frac{25,4}{2} = 62,7 \text{ mm}$$

Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del elemento extremo a tracción

$$d_s = h - d_c$$

$$d_s = 900 - 62,7 = 837,3 \text{ mm}$$

Se debe utilizar el factor de exposición; 1,00 para condiciones de exposición clase 1 o 0,75 para condiciones de exposición clase 2. En este caso dado que el concreto del muro se encuentra en contacto con el suelo, se utiliza una exposición 2.

$$\gamma_e = 0,75$$

Se utilizará la fórmula 5.7.3.4-1 para calcular la separación entre barras:

$$s \leq \frac{123.000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Para lo cual se debe calcular la relación entre la deformación unitaria a flexión en la cara extrema a tracción y la deformación unitaria en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tracción.

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{62,7}{0,7(900 - 62,7)} = 1,1$$

Y se calcula la separación máxima:

$$s \leq \frac{123.000 \times 0,75}{1,1 \times 361,1} - 2 \times 62,7 = 105,4 \text{ mm}$$

La separación dispuesta es de 90 mm, por lo que se cumple la separación máxima para control de fisuración.

**Refuerzo de temperatura:**

Los requerimientos de refuerzo para temperatura se encuentran en el artículo 5.10.8 Se utilizará la ecuación 5.10.8-1 y la 5.10.8-2 del CCP-14 para verificar el área de refuerzo por metro.

Ecuación 5.10.8-1.

$$A_s \geq \frac{1,30bh}{2(b+h)f_y}$$

Se deberá convertir debido a que está dada para ksi.

$$A_s \geq \frac{769bh}{2(b+h)f_y}$$

$$A_s \geq \frac{769 \times 1.000,0 \times 900,0}{2(1.000,0 + 900,0) \times 420} = 433,6 \text{ mm}^2/m$$

Se usarán barras #4 (127 mm<sup>2</sup>) @ 250 mm.

### 9.17.2. Corte en la Base del Vástago

#### 9.17.2.1. Resistencia I

$$V_u \text{ vástago} = 1,50 \times K_a \times \gamma \times \frac{(H_2)^2}{2} \times \cos(\delta) + 1,50 \times K_a \times H' \times \gamma \times H_2 \times \cos(\delta)$$

$$V_u \text{ vástago} = 1,50 \times 0,332 \times 20,0 \times \frac{(8,10)^2}{2} \times \cos(30) + 1,50 \times 0,332 \times 0,60 \times 20,0 \\ \times 8,10 \times \cos(30) = 324,9 \text{ kN}$$

#### 9.17.2.2. Evento extremo I

Conforme a 11.6.5.1, para evaluar la seguridad contra falla estructural, se deberá tener en cuenta la fuerza dinámica lateral debida a la presión de tierras ( $P_{AE}$ ) y la fuerza horizontal de inercia debido a la carga sísmica de la masa del muro ( $P_{IR}$ ).

Ecuación 11.6.5.1-1.

$$P_{IR} = k_h(W_w + W_s)$$

Dónde:

$W_w$ = Peso del muro

$W_s$ = Peso del suelo que esta inmediatamente arriba del muro incluyendo el talón del muro.

$$P_{IR} = A_s \times (EV_1 + EV_2 + DC_2 + DC_3)$$

$$P_{IR} = 0,325 \times (48,6 + 648,0 + 58,3 + 58,3) = 264,3 \text{ kN}$$

$$P_{AE} = (K_{AE} - K_a) \times \gamma \times \frac{(H_2)^2}{2} \times \text{Cos}(\delta)$$

$$P_{AE} = (0,473 - 0,332) \times 20,0 \times \frac{(8,10)^2}{2} \times \text{Cos}(30) = 80,1 \text{ kN}$$

Los siguientes casos deben ser evaluados:

**Combinar 100% P<sub>AE</sub> + 50% P<sub>IR</sub>**

$$100\% P_{AE} + 50\% P_{IR} = 80,1 + 0,50 \times 264,3 = 212,3 \text{ kN}$$

**Combinar 100% P<sub>IR</sub> + 50% P<sub>AE</sub> ó 100% P<sub>IR</sub> + 100% P<sub>ah</sub>**

$$100\% P_{IR} + 100\% P_{ah} = 264,3 + 0,332 \times 20,0 \times \frac{8,10^2}{2} \times \text{cos}(30) = 452,9 \text{ kN}$$

$$100\% P_{IR} + 50\% P_{AE} = 264,3 + 0,5 \times 80,1 = 304,4 \text{ kN}$$

De los cuales se escogerá al mayor que brinda un resultado más conservativo, que en este caso es  $V_u = 452,9 \text{ kN}$ .

### **9.17.2.3. Refuerzo a cortante**

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio, momento último y cortante.

$$M_s = 1.532.800.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 1.532.800.000,0 \text{ N-mm}$$

$$V_u = 452,9 \text{ kN}$$

Se calculará el corte Diagonal en una dirección, para lo cual se elegirá el mayor de los siguientes valores:

$$d_{v1} = d_s - \frac{a}{2}$$

$$d_{v1} = 837,3 - \frac{99,4}{2} = 787,6 \text{ mm}$$

$$d_{v2} = 0,9 \times d_s$$

$$d_{v2} = 0,9 \times 837,3 = 753,6 \text{ mm}$$

$$d_{v3} = 0,72 \times h$$

$$d_{v3} = 0,72 \times 900 = 648,0 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$d_v = S_x = 787,6 \text{ mm}$$

Debe calcularse el parámetro de espaciamiento de fisuras ( $S_{xe}$ ), definido en la ecuación 5.8.3.4.2-5.

Se utilizará un tamaño del agregado igual a:

$$ag = 25,4 \text{ mm}$$

$$S_{xe} = S_x \frac{1,38}{ag + 0,63}$$

Dado que esta fórmula se encuentra expresada en pulgadas se ajusta de la siguiente manera

$$S_{xe} = S_x \frac{35,0}{ag + 16,0}$$

$$S_{xe} = 787,6 \times \frac{35,0}{25,4 + 16,0} = 665,8 \text{ mm}$$

$$300 \leq S_{xe} \leq 2.000$$

Por lo tanto se cumple el parámetro de espaciamiento de fisuras.

Deformación unitaria neta longitudinal en la sección en el centroide del refuerzo a tracción definido en la ecuación 5.8.3.4.2-4.

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Donde:

$$N_u = 0$$

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.8.3.4.2-4 puede simplificarse como se muestra a continuación.

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p|}{E_s A_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|1.532.800.000,0|}{787,6} + 0,5 \times 0 + |471,6 - 0|}{196.000 \times 5.633,3} = 0,0018$$

Si no se tiene la cantidad mínima de refuerzo transversal a cortante, se debe calcular  $\beta$ , según la ecuación 5.8.3.4.2-2.

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + S_{xe})}$$

Dado que la fórmula esta para ksi, se adaptará de la siguiente manera:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{1.295}{(991 + S_{xe})}$$

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \times 0,0018)} \frac{1.295}{(991 + 665,8)} = 1,60$$

$\beta$  debe ser menor a 2,0, sino este valor deberá ser tomado como 2,0. Por lo tanto

$$\beta = 1,60$$

El valor de  $\theta$  está definido por la ecuación 5.8.3.4.2-3.

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s$$

$$\theta = 29 + 3500 \times 0,0018 = 35,3^{\circ}$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-3, dado que se emplearán las ecuaciones 5.8.3.4.2-2 y 5.8.3.4.2-3 del CCP-14 para el cálculo de  $\beta$  y  $\theta$ .

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt[2]{f'c} b_v d_v$$

$$V_c = 0,083 \times 1,60 \times \sqrt{28,0} \times 1.000 \times 787,6 = 553.455,6 \text{ N} = 553,5 \text{ kN}$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-1 y la ecuación 5.8.3.3-2 respectivamente, de los cuales se elegirá el menor valor.

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$$

Dónde:

$V_p$ = Componente en la dirección de la fuerza cortante aplicada de la fuerza efectiva de preesforzado = 0.

$V_s$ = Resistencia al cortante

$$V_{n1} = 553,5 + 0 + 0 = 553,5 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 0,25 f'c b_v d_v + V_p$$

$$V_{n2} = 0,25 \times 28,0 \times 1.000 \times 787,6 + 0 = 5.513.200,0 \text{ N} = 5.513,2 \text{ kN}$$

Entonces se tiene que:

$$\phi V_n = 0,90 \times 553,5 = 498,1 \text{ kN}$$

Se debe verificar que:

$$\phi V_n > V_u$$

$$498,1 \text{ kN} > 452,9 \text{ kN}$$

Como la resistencia nominal de cortante suministrada por el concreto es mayor que el cortante último factorizado, no se requiere utilizar refuerzo para cortante.

## 9.18. Diseño del Refuerzo del Talón

### 9.18.1 Momento en la Base del Talón

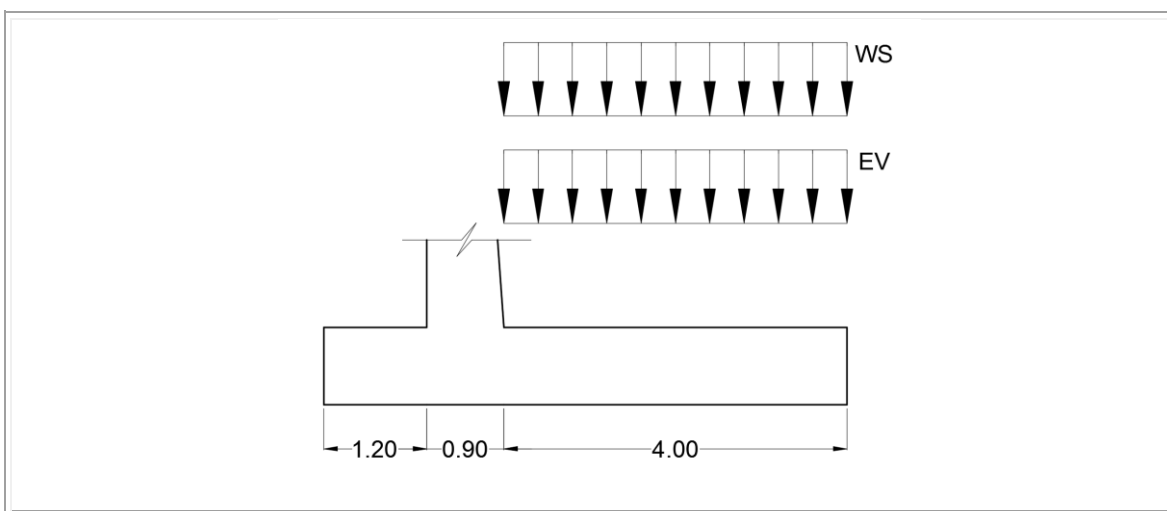


Figura 103. Cargas para el diseño sobre el talón

Fuente: Propia

**9.18.1.1. Resistencia I**

$$M_{\text{talón}} = 1,35 \times \gamma \times H_2 \times \frac{(B_3)^2}{2} + 1,75 \times \gamma \times H' \times \frac{(B_3)^2}{2}$$
$$M_{\text{talón}} = 1,35 \times 20,0 \times 8,10 \times \frac{(4,00)^2}{2} + 1,75 \times 20,0 \times 0,60 \times \frac{(4,00)^2}{2}$$
$$= 1.917,6 \text{ kN} - \text{m}$$

**9.18.1.2. Evento extremo I**

$$M_{\text{talón}} = 1,35 \times \gamma \times H_2 \times \frac{(B_3)^2}{2}$$
$$M_{\text{talón}} = 1,35 \times 20,0 \times 8,10 \times \frac{(4,00)^2}{2} = 1.296,0 \text{ kN} - \text{m}$$

**9.18.1.3. Refuerzo a flexión**

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento último.

$$M_s = 1.392.000.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 1.917.600.000,0 \text{ N-mm}$$

Se dispone el refuerzo en línea de barras # 8.

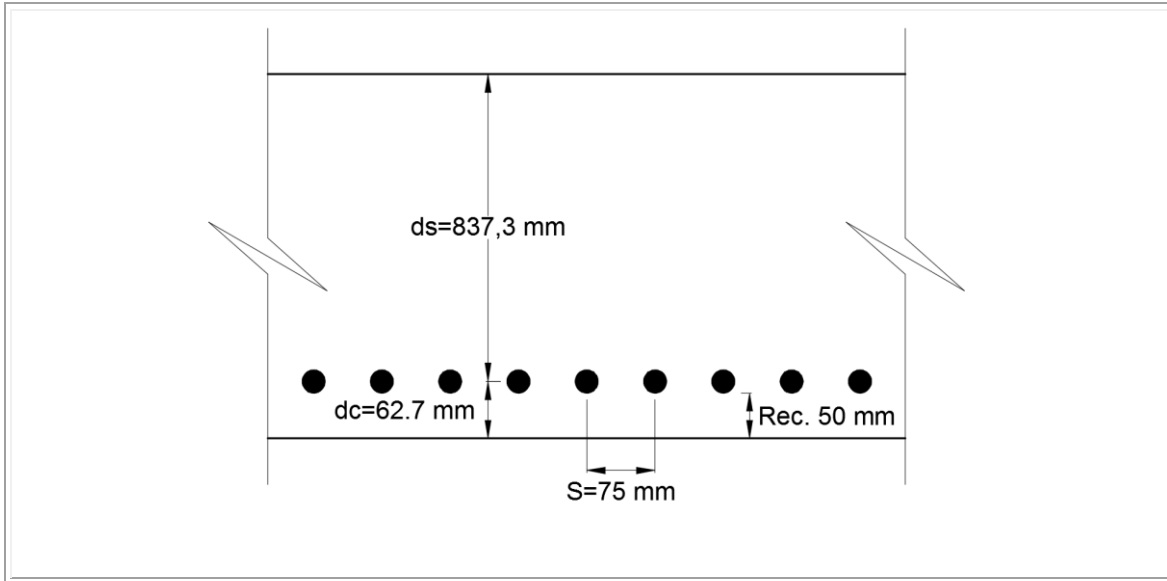


Figura 104. Centroide del refuerzo

Fuente: Propia

Por tanteo se dispone una separación de 75 mm, es decir 13,33 barras #8, por metro, lo que equivale a un área de:

$$A_s = A_{\text{barra}} \times \frac{1.000}{s}$$

$$A_s = 507 \times \frac{1.000}{75} = 6.760,0 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo ( $d_s$ ), será igual a:

$$d_s = h - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

$$d_s = 900 - 50 - \frac{25,4}{2} = 837,3 \text{ mm}$$

El factor del bloque de tensiones ( $\beta_1$ ) como se especifica en el artículo 5.7.2.2, para  $f'_c = 28$  MPa es igual a:

$$\beta_1 = 0,85$$

Se utilizará la ecuación 5.7.3.1.1-4 simplificada anteriormente.

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

Reemplazando se obtiene:

$$c = \frac{6.760,0 \times 420 - 0 \times 420}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 1.000} = 140,3 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia, de acuerdo al comentario C5.7.2.1 del CCP-14.

$$c/d_s = 0,118 < 0,6, \text{ El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que } \beta = 0,85$$

En el artículo 5.7.2.2, se especifica que  $a$  es la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 140,3 = 119,3 \text{ mm}$$

Deformación neta a tracción

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{837,3}{140,3} - 1 \right) = 0,015$$

Dado que la deformación unitaria es igual 0,015, es decir mayor a 0,005, se confirma que la sección está controlada por tracción.

Se utilizará un  $\phi=0,90$  especificado en el artículo 5.5.4.2.1. Por lo tanto la resistencia a flexión factorizada será

$$M_r = \phi \left( (A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{pu}) \times \left( d_s - \left( \frac{a}{2} \right) \right) \right)$$

$$M_r = 0,90 \left( (6.760,0 \times 420,0 + 0 \times 1.890,0) \times \left( 837,3 - \left( \frac{119,3}{2} \right) \right) \right)$$

$$= 1.987.121.007,5 \text{ N} - \text{mm}$$

Para verificar que el refuerzo sea suficiente, se debe asegurar que la resistencia a flexión factorizada sea mayor al momento último.

$$1.987.121.007,5 \text{ N} - \text{mm} > 1.917.600.000,0 \text{ N} - \text{mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Puesto que el momento resistente es mayor que el momento factorizado, la sección y el refuerzo son adecuados para flexión. Se revisará la cuantía mínima, a partir del satisfacer un momento equivalente a  $M_{cr}$ , o  $1,33 M_u$ , el menor de los dos.

**Cálculo del refuerzo mínimo para la viga exterior:**

El módulo del elemento rectangular de 1,0 m de ancho.

$$S = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$S = \frac{1.000 \times 900,0^2}{6} = 135.000.000,0 \text{ mm}^3$$

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{28,0} = 3,3 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

La cantidad de refuerzo deberá ser adecuada para soportar una resistencia a la flexión factorizado al menos igual a la menor de  $M_{cr}$  o  $1,33M_u$ . Por lo tanto se debe elegir el valor más pequeño entre los siguientes datos.

$$1,33 M_u = 1,33 \times 1.917.600.000,0 = 2.550.408.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Se utilizará la ecuación 5.7.3.3.2-1. Corregida y simplificada de la siguiente manera para concretos no preesforzados con los factores anteriormente presentados.

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c]$$

$$M_{cr} = 0,75 \times [(1,6 \times 3,3) \times 135.000.000,0] = 531.478.523,4 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto:

$$\rightarrow M_{\min} = 531.478.523,4 \text{ N-mm}$$

Se debe verificar que  $M_r > M_{\min}$ .

$$1.987.121.007,5 \text{ N-mm} > 531.478.523,4 \text{ N-mm}$$

Por lo tanto se cumple el refuerzo mínimo.

Cálculo del control de Fisuración:

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{28} = 2,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$0,80 f_r = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo en el acero de refuerzo convencional a la resistencia nominal a flexión.

$$f_s = \frac{M_s}{S_c}$$

$$f_s = \frac{1.392.000.000,0}{135.000.000,0} = 10,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Debido a que la tensión en la sección transversal es mayor que el 80% del módulo de rotura en el estado límite, se debe hacer el cálculo de  $S_{\text{máx}}$ .

$$\rho = \frac{A_s}{(b \times d_s)}$$

$$\rho = \frac{6.760,0}{(1.000 \times 837,3)} = 0,00807$$

$$n = 9$$

$$k = \sqrt{(2 \times np + np^2)} - np$$

$$k = \sqrt{(2 \times 9 \times 0,00807) + (9 \times 0,00807)^2} - 9 \times 0,00807 = 0,315$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0,315}{3} = 0,89$$

Tensión de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio

$$f_{ss} = \frac{M_s}{A_s \times j \times d_s}$$

$$f_{ss} = \frac{1.392.000.000,0}{6.760,0 \times 0,89 \times 837,3} = 276,3 \frac{N}{mm^2}$$

Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema de tracción hasta el centro del refuerzo de flexión más cercano ( $d_c$ )

Se utilizará un recubrimiento de 5,0 cm

$$d_c = \text{recub} + \frac{\phi_{\text{barra}}}{2}$$
$$d_c = 50,0 + \frac{25,4}{2} = 62,7 \text{ mm}$$

Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del elemento extremo a tracción

$$d_s = h - d_c$$
$$d_s = 900,0 - 62,7 = 837,3 \text{ mm}$$

Se debe utilizar el factor de exposición; 1,00 para condiciones de exposición clase 1 o 0,75 para condiciones de exposición clase 2. En este caso dado que el concreto del muro se encuentra en contacto con el suelo, se utiliza una exposición 2.

$$\gamma_e = 0,75$$

Se utilizará la fórmula 5.7.3.4-1 para calcular la separación entre barras:

$$s \leq \frac{123.000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Para lo cual se debe calcular la relación entre la deformación unitaria a flexión en la cara extrema a tracción y la deformación unitaria en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tracción.

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{62,7}{0,7(900,0 - 62,7)} = 1,1$$

Y se calcula la separación máxima:

$$s \leq \frac{123.000 \times 0,75}{1,1 \times 276,3} - 2 \times 62,7 = 176,2 \text{ mm}$$

La separación dispuesta es de 75 mm, por lo que se cumple la separación máxima para control de fisuración.

Refuerzo de temperatura:

Los requerimientos de refuerzo para temperatura se encuentran en el artículo 5.10.8 Se utilizará la ecuación 5.10.8-1 y la 5.10.8-2 del CCP-14 para verificar el área de refuerzo por metro.

Ecuación 5.10.8-1.

$$A_s \geq \frac{1,30bh}{2(b + h)f_y}$$

Se deberá convertir debido a que está dada para ksi.

$$A_s \geq \frac{769bh}{2(b+h)f_y}$$

$$A_s \geq \frac{769 \times 1.000,0 \times 900,0}{2(1.000,0 + 900,0) \times 420} = 433,6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Se usarán barras #4 (127 mm<sup>2</sup>) @ 250 mm.

### 9.18.2. Cortante en la Base del Talón

#### 9.18.2.1. Resistencia I

$$V_u \text{ talón} = 1,35 \times \gamma \times H_2 \times (B_3) + 1,75 \times \gamma \times H' \times (B_3)$$

$$V_u \text{ talón} = 1,35 \times 20,0 \times 8,10 \times (4,00) + 1,75 \times 20,0 \times 0,60 \times (4,00) = 958,8 \text{ kN}$$

#### 9.18.2.2. Evento extremo I

$$V_u \text{ talón} = 1,00 \times \gamma \times H_2 \times (B_3)$$

$$V_u \text{ talón} = 1,00 \times 20,0 \times 8,10 \times (4,00) = 648,0 \text{ kN}$$

#### 9.18.2.3. Refuerzo a cortante

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio, momento último y cortante.

$$M_s = 1.392.000.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 1.917.600.000,0 \text{ N-mm}$$

$$V_u = 958,8 \text{ kN}$$

Se calculará el corte Diagonal en una dirección, para lo cual se elegirá el mayor de los siguientes valores:

$$d_{v1} = d_s - \frac{a}{2}$$

$$d_{v1} = 837,3 - \frac{119,3}{2} = 777,7 \text{ mm}$$

$$d_{v2} = 0,9 \times d_s$$

$$d_{v2} = 0,9 \times 837,3 = 753,6 \text{ mm}$$

$$d_{v3} = 0,72 \times h$$

$$d_{v3} = 0,72 \times 900,0 = 648,0 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$d_v = S_x = 777,7 \text{ mm}$$

Debe calcularse el parámetro de espaciamiento de fisuras ( $S_{xe}$ ), definido en la ecuación 5.8.3.4.2-5.

Se utilizará un tamaño del agregado igual a:

$ag = 25,4 \text{ mm}$

$$S_{xe} = S_x \frac{1,38}{ag + 0,63}$$

Dado que esta fórmula se encuentra expresada en pulgadas se ajusta la fórmula de la siguiente manera

$$S_{xe} = S_x \frac{35,0}{ag + 16,0}$$

$$S_{xe} = 777,7 \times \frac{35,0}{25,4 + 16,0} = 657,5 \text{ mm}$$

$$300 \leq S_{xe} \leq 2.000$$

Por lo tanto se cumple el parámetro de espaciamiento de fisuras.

Deformación unitaria neta longitudinal en la sección en el centroide del refuerzo a tracción definido en la ecuación 5.8.3.4.2-4.

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.8.3.4.2-4 puede simplificarse como

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p|}{E_s A_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|1.917.600.000,0|}{777,7} + 0,5 \times 0 + |958,8 - 0|}{196.000 \times 6.760,0} = 0,0019$$

Si no se tiene la cantidad mínima de refuerzo transversal a cortante, se debe calcular  $\beta$ , según la ecuación 5.8.3.4.2-2 del CCP-14.

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + S_{xe})}$$

Dado que la formula esta para ksi, se adaptará de la siguiente forma:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{1.295}{(991 + S_{xe})}$$

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \times 0,0019)} \frac{1.295}{(991 + 657,5)} = 1,55$$

$\beta$  debe ser menor a 2,0, sino este valor deberá ser tomado como 2,0. Por lo tanto

$$\beta = 1,55$$

El valor de  $\theta$  está definido por la ecuación 5.8.3.4.2-3.

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s$$

$$\theta = 29 + 3500 \times 0,0019 = 35,7^{\circ}$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-3, dado que se utilizaron las ecuaciones 5.8.3.4.2-2 y 5.8.3.4.2-3 del CCP-14 para el cálculo de  $\beta$  y  $\theta$ .

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'c} b_v d_v$$

$$V_c = 0,083 \times 1,55 \times \sqrt{28,0} \times 1.000 \times 777,7 = 663.675,0 \text{ N} = 529,4 \text{ kN}$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-1 y la ecuación 5.8.3.3-2 respectivamente, de los cuales se elegirá el menor valor.

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$$

Donde:

$V_p$ = Componente en la dirección de la fuerza cortante aplicada de la fuerza efectiva de preesforzado = 0.

$V_s$ = Resistencia al cortante

$$V_{n1} = 529,4 + 0 + 0 = 529,4 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 0,25 f'c b_v d_v + V_p$$

$$V_{n2} = 0,25 \times 28,0 \times 1.000 \times 777,7 + 0 = 5.443.900,0 \text{ N} = 5.443,9 \text{ kN}$$

Entonces se tiene que:

$$\phi V_n = 0,90 \times 529,4 = 476,5 \text{ kN}$$

Se debe verificar que:

$$\phi V_n > V_u$$

$$476,5 \text{ kN} < 958,8 \text{ kN}$$

Como la resistencia nominal de cortante factorizada es mayor que el cortante último, se deberá utilizar estribos. Se probará usando ramas #4 ( $127 \text{ mm}^2$ ) en planos cada 300 mm, es decir que en un metro de longitud de estribo se tiene un  $A_{sv}$ :

$$A_{sv} = \frac{127,0}{0,30} = 423,3 \text{ mm}^2$$

Se debe verificar que el área sea mayor a:

Ecuación 5.8.2.5-1

$$A_v \geq 0,083 \times \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

Utilizando una separación  $s = 250$  mm

$$A_v \geq 0,083 \times \sqrt{28,0} \times \frac{1.000,0 \times 250,0}{420,0} = 261,4 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto el espaciamiento es adecuado.

La resistencia nominal de cortante está definida en el artículo 5.8.3.3, la cual deberá ser la menor de los siguientes valores:

Ecuación 5.8.3.3-1

$$V_n = V_s + V_c$$

En la cual:

$$V_s = \frac{A_{sv} f_y d_v \text{Cot}(\theta)}{s}$$

Ecuación 5.8.3.3-2

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v$$

Por lo tanto:

$$V_n = 0,25 \times 28,0 \times 1.000 \times 777,7 = 5.443.900,0 \text{ N} = 5.443,9 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{423,3 \times 420,0 \times 777,7 \cot(35,7)}{250} = 771.076,5 \text{ N} = 771,1 \text{ kN}$$

Entonces se obtiene:

$$V_n = 771,1 + 529,4 = 1.300,5 \text{ kN}$$

$$V_r = \phi(V_n)$$

$$V_r = 0,90 \times (1.300,5) = 1.170,5 \text{ kN}$$

Se debe cumplir que:

$$V_r > V_u$$

$$1.170,5 \text{ kN} > 958,8 \text{ kN}$$

Por lo tanto el refuerzo a cortante es suficiente.

### 9.19. Diseño del Refuerzo de la Punta

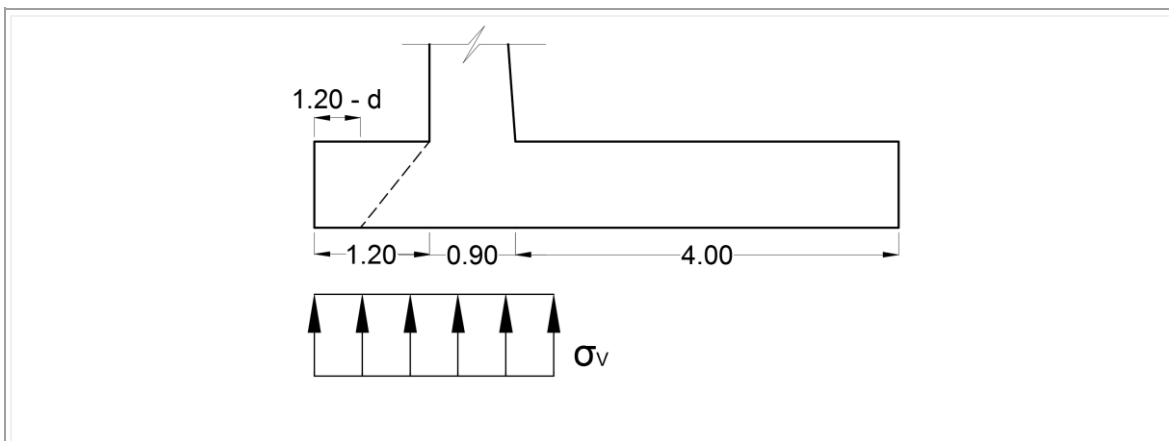


Figura 105. Cargas para el diseño de la punta

Fuente: Propia

### 9.19.1. Momento En La Punta

#### 9.19.1.1. Resistencia I

$$M_u \text{ punta} = \sigma_v \text{ Resistencia I} \times \frac{(B_1)^2}{2}$$

$$M_u \text{ punta} = 253,9 \times \frac{(1,20)^2}{2} = 182,8 \text{ kN} - \text{m}$$

#### 9.19.1.2. Evento extremo I

$$M_u \text{ punta} = \sigma_v \text{ Evento extremo I} \times \frac{(B_1)^2}{2}$$

$$M_u \text{ talón} = 232,0 \times \frac{(1,20)^2}{2} = 167,1 \text{ kN} - \text{m}$$

#### 9.19.1.3. Refuerzo a flexión

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento último.

$$M_s = 182.800.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 182.800.000,0 \text{ N-mm}$$

Se dispone el refuerzo en línea de barras # 5, como se observa en la Figura 106.

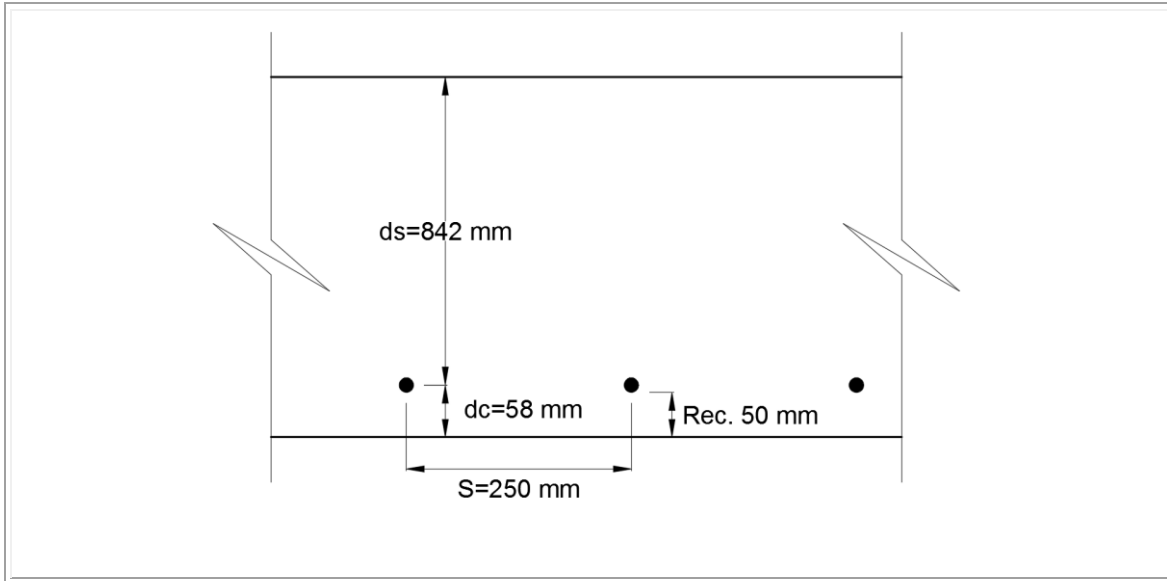


Figura 106. Centroide del refuerzo

Fuente: Propia

Por tanteo se disponen una separación de 250 mm, es decir 4,00 barras #5, por metro, lo que equivale a un área de:

$$A_s = A_{barra} \times \frac{1.000}{s}$$

$$A_s = 198,0 \times \frac{1.000}{250} = 792,0 \text{ mm}^2/m$$

Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo ( $d_s$ ), será igual a:

$$d_s = h - rec - \frac{\phi}{2}$$

$$d_s = 900,0 - 50 - \frac{16}{2} = 842,0 \text{ mm}$$

El factor del bloque de tensiones ( $\beta_1$ ) como se especifica en el artículo 5.7.2.2, para  $f'_c = 28$  MPa es igual a:

$$\beta_1 = 0,85$$

Se utilizará la ecuación 5.7.3.1.1-4 simplificada anteriormente.

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

Reemplazando se calcula lo siguiente.

$$c = \frac{792,0 \times 420 - 0 \times 420}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 1.000} = 16,4 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia, de acuerdo al comentario C5.7.2.1.

$c/d_s = 0,014 < 0,6$ , El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que  $\beta = 0,85$

En el artículo 5.7.2.2, se especifica que  $a$  es la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 16,4 = 14,0 \text{ mm}$$

Deformación neta a tracción

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{842,0}{16,4} - 1 \right) = 0,151$$

Dado que la deformación unitaria es igual 0,214, es decir mayor a 0,005, se confirma que la sección está controlada por tracción.

Se utilizará un  $\phi=0,90$  especificado en el artículo 5.5.4.2.1. Por lo tanto la resistencia a flexión factorizada será

$$M_r = \phi \left( (A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{pu}) \times \left( d_s - \left( \frac{a}{2} \right) \right) \right)$$

$$M_r = 0,90 \left( (792,0 \times 420,0 + 0 \times 1.890,0) \times \left( 842,0 - \left( \frac{14,0}{2} \right) \right) \right)$$

$$= 249.982.482,1 \text{ N} - \text{mm}$$

Para verificar que el refuerzo sea suficiente, se debe asegurar que la resistencia a flexión factorizada sea mayor al momento último.

$$249.982.482,1 \text{ N} - \text{mm} > 182.800.000,0 \text{ N} - \text{mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Puesto que el momento resistente es mayor que el momento factorizado, la sección y el refuerzo son adecuados para flexión. Se revisará la cuantía mínima, a partir del satisfacer un momento equivalente a  $M_{cr}$ , o  $1,33 M_u$ , el menor de los dos.

**Calculo del refuerzo mínimo para la viga exterior:**

El modulo del elemento rectangular de 1,0 m de ancho.

$$S = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$S = \frac{1.000 \times 900,0^2}{6} = 135.000.000,0 \text{ mm}^3$$

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{28,0} = 3,3 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

La cantidad de refuerzo deberá ser adecuada para soportar una resistencia a la flexión factorizado al menos igual a la menor de  $M_{cr}$  o  $1,33M_u$ . Por lo tanto se debe elegir el valor más pequeño entre los siguientes datos.

$$1,33 M_u = 1,33 \times 182.800.000,0 = 243.124.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Se utilizará la ecuación 5.7.3.3.2-1. Corregida y simplificada de la siguiente manera para concretos no preesforzados con los factores anteriormente presentados.

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c]$$

$$M_{cr} = 0,75 \times [(1,6 \times 3,3) \times 135.000.000,0] = 531.478.523,4 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto:

$$\rightarrow M_{\min} = 531.478.523,4 \text{ N-mm}$$

Se debe verificar que  $M_r > M_{\min}$ .

$$531.478.523,4 \text{ N} - \text{mm} > 249.982.482,1 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto se cumple el refuerzo mínimo.

Calculo del control de Fisuración:

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{28} = 2,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$0,80 f_r = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo en el acero de refuerzo convencional a la resistencia nominal a flexión.

$$f_s = \frac{M_s}{S_c}$$

$$f_s = \frac{182.800.000,0}{135.000.000,0} = 1,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Debido a que la tensión en la sección transversal es mayor que el 80% del módulo de rotura en el estado límite, se debe hacer el cálculo de  $S_{\text{máx}}$ .

$$\rho = \frac{A_s}{(b \times d_s)}$$

$$\rho = \frac{792,0}{(1.000 \times 842,0)} = 0,00094$$

$$n = 9$$

$$k = \sqrt{(2 \times np + np^2)} - np$$

$$k = \sqrt{(2 \times 9 \times 0,00094) + (9 \times 0,00094)^2} - 9 \times 0,00094 = 0,122$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0,122}{3} = 0,96$$

Tensión de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio

$$f_{ss} = \frac{M_s}{A_s \times j \times d_s}$$

$$f_{ss} = \frac{182.800.000,0}{792,0 \times 0,96 \times 842,0} = 285,5 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema de tracción hasta el centro del refuerzo de flexión más cercano ( $d_c$ )

Se utilizará un recubrimiento de 5,0 cm

$$d_c = \text{recub} + \frac{\phi_{\text{barra}}}{2}$$
$$d_c = 50,0 + \frac{16}{2} = 58,0 \text{ mm}$$

Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del elemento extremo a tracción

$$d_s = h - d_c$$
$$d_s = 900,0 - 58,0 = 842,0 \text{ mm}$$

Se debe utilizar el factor de exposición; 1,00 para condiciones de exposición clase 1 o 0,75 para condiciones de exposición clase 2. En este caso dado que el concreto del muro se encuentra en contacto con el suelo, se utiliza una exposición 2.

$$\gamma_e = 0,75$$

Se utilizará la fórmula 5.7.3.4-1 para calcular la separación entre barras:

$$s \leq \frac{123.000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Para lo cual se debe calcular la relación entre la deformación unitaria a flexión en la cara extrema a tracción y la deformación unitaria en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tracción.

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{58,0}{0,7(900,0 - 58,0)} = 1,1$$

Y se calcula la separación máxima:

$$s \leq \frac{123.000 \times 0,75}{1,1 \times 285,5} - 2 \times 58,0 = 177,1 \text{ mm}$$

Refuerzo de temperatura:

Los requerimientos de refuerzo para temperatura se encuentran en el artículo 5.10.8 Se utilizará la ecuación 5.10.8-1 y la 5.10.8-2 para verificar el área de refuerzo por metro.

Ecuación 5.10.8-1.

$$A_s \geq \frac{1,30bh}{2(b + h)f_y}$$

Se deberá convertir debido a que está dada para ksi.

$$A_s \geq \frac{769bh}{2(b+h)f_y}$$

$$A_s \geq \frac{769 \times 1.000,0 \times 900,0}{2(1.000,0 + 900,0) \times 420} = 433,6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Se usarán barras #4 (127 mm<sup>2</sup>) @ 250 mm.

### 9.19.2. Cortante en la Punta a “d” del Borde

#### 9.19.2.1. Resistencia I

$$V_u \text{ punta} = \sigma_v \text{ Resistencia I} \times (B_1 - H_1 + 0,07)$$

$$V_u \text{ punta} = 253,9 \times (1,20 - 0,90 + 0,07) = 93,9 \text{ kN}$$

#### 9.19.2.2. Evento extremo I.

$$V_u \text{ punta} = \sigma_v \text{ Evento extremo I} \times (B_1 - H_1 + 0,07)$$

$$V_u \text{ talón} = 232,0 \times (1,20 - 0,90 + 0,07) = 85,9 \text{ kN}$$

#### 9.19.2.3. Refuerzo a cortante

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio, momento último y cortante.

$$M_s = 182.800.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 182.800.000,0 \text{ N-mm}$$

$$V_u = 93,9 \text{ kN}$$

Se calculará el corte Diagonal en una dirección, para lo cual se elegirá el mayor de los siguientes valores:

$$d_{v1} = d_s - \frac{a}{2}$$

$$d_{v1} = 842,0 - \frac{14,0}{2} = 835,0 \text{ mm}$$

$$d_{v2} = 0,9 \times d_s$$

$$d_{v2} = 0,9 \times 842,0 = 757,8 \text{ mm}$$

$$d_{v3} = 0,72 \times h$$

$$d_{v3} = 0,72 \times 900,0 = 648,0 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$d_v = S_x = 835,0 \text{ mm}$$

Debe calcularse el parámetro de espaciamiento de fisuras ( $S_{xe}$ ), definido en la ecuación 5.8.3.4.2-5.

Se utilizará un tamaño del agregado igual a:

$$a_g = 25,4 \text{ mm}$$

$$S_{xe} = S_x \frac{1,38}{ag + 0,63}$$

Dado que esta fórmula se encuentra expresada en pulgadas se ajusta la fórmula de la siguiente manera

$$S_{xe} = S_x \frac{35,0}{ag + 16,0}$$

$$S_{xe} = 835,0 \times \frac{35,0}{25,4 + 16,0} = 705,9 \text{ mm}$$

$$300 \leq S_{xe} \leq 2.000$$

Por lo tanto se cumple el parámetro de espaciamiento de fisuras.

Deformación unitaria neta longitudinal en la sección en el centroide del refuerzo a tracción definido en la ecuación 5.8.3.4.2-4.

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Donde:

$$N_u = 0$$

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.8.3.4.2-4 puede simplificarse como

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p|}{E_s A_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|182.800.000,0|}{835,0} + 0,5 \times 0 + |93,9 - 0|}{196.000 \times 792,0} = 0,0014$$

Si no se tiene la cantidad mínima de refuerzo transversal a cortante, se debe calcular  $\beta$ , según la ecuación 5.8.3.4.2-2.

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + S_{xe})}$$

Dado que la formula esta para ksi, se adaptará de la siguiente forma:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{1.295}{(991 + S_{xe})}$$

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \times 0,0014)} \frac{1.295}{(991 + 705,9)} = 1,79$$

$\beta$  debe ser menor a 2,0, sino este valor deberá ser tomado como 2,0. Por lo tanto

$$\beta = 1,79$$

El valor de  $\theta$  está definido por la ecuación 5.8.3.4.2-3.

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s$$

$$\theta = 29 + 3500 \times 0,0014 = 33,9^{\circ}$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-3, dado que se utilizaron las ecuaciones 5.8.3.4.2-2 y 5.8.3.4.2-3 para el cálculo de  $\beta$  y  $\theta$ .

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt[2]{f'c} b_v d_v$$

Dado que esta ecuación está formulada para ksi, se corregirá de la siguiente manera:

$$V_c = 0,0000838 \times 1,79 \times \sqrt{28,0} \times 1.000 \times 835,0 = 656.442,4 N = 656,4 kN$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-1 y la ecuación 5.8.3.3-2 respectivamente, de los cuales se elegirá el menor valor.

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$$

Donde:

$V_p$ = Componente en la dirección de la fuerza cortante aplicada de la fuerza efectiva de preesforzado = 0.

$V_s$ = Resistencia al cortante

$$V_{n1} = 656,4 + 0 + 0 = 656,4 kN$$

$$V_{n2} = 0,25 f'c b_v d_v + V_p$$

$$V_{n2} = 0,25 \times 28,0 \times 1.000 \times 835,0 + 0 = 5.845.000,0 \text{ N} = 5.845,0 \text{ kN}$$

Entonces tenemos que:

$$\phi V_n = 0,90 \times 656,4 = 590,8 \text{ kN}$$

Se debe verificar que:

$$\phi V_n > V_u$$

$$590,8 \text{ kN} > 93,9 \text{ kN}$$

Como la resistencia nominal de cortante factorizada es menor que el cortante último, no se requerirá utilizar estribos.

## 9.20. Dibujo Del Refuerzo Del Muro

A continuación se presenta el dibujo del refuerzo del muro, que recoge el diseño a flexión, temperatura y cortante. Dado que la altura del vástago y la longitud del talón son importantes, es conveniente hacer un diseño a flexión en diferentes puntos de estos elementos para optimizar el refuerzo.

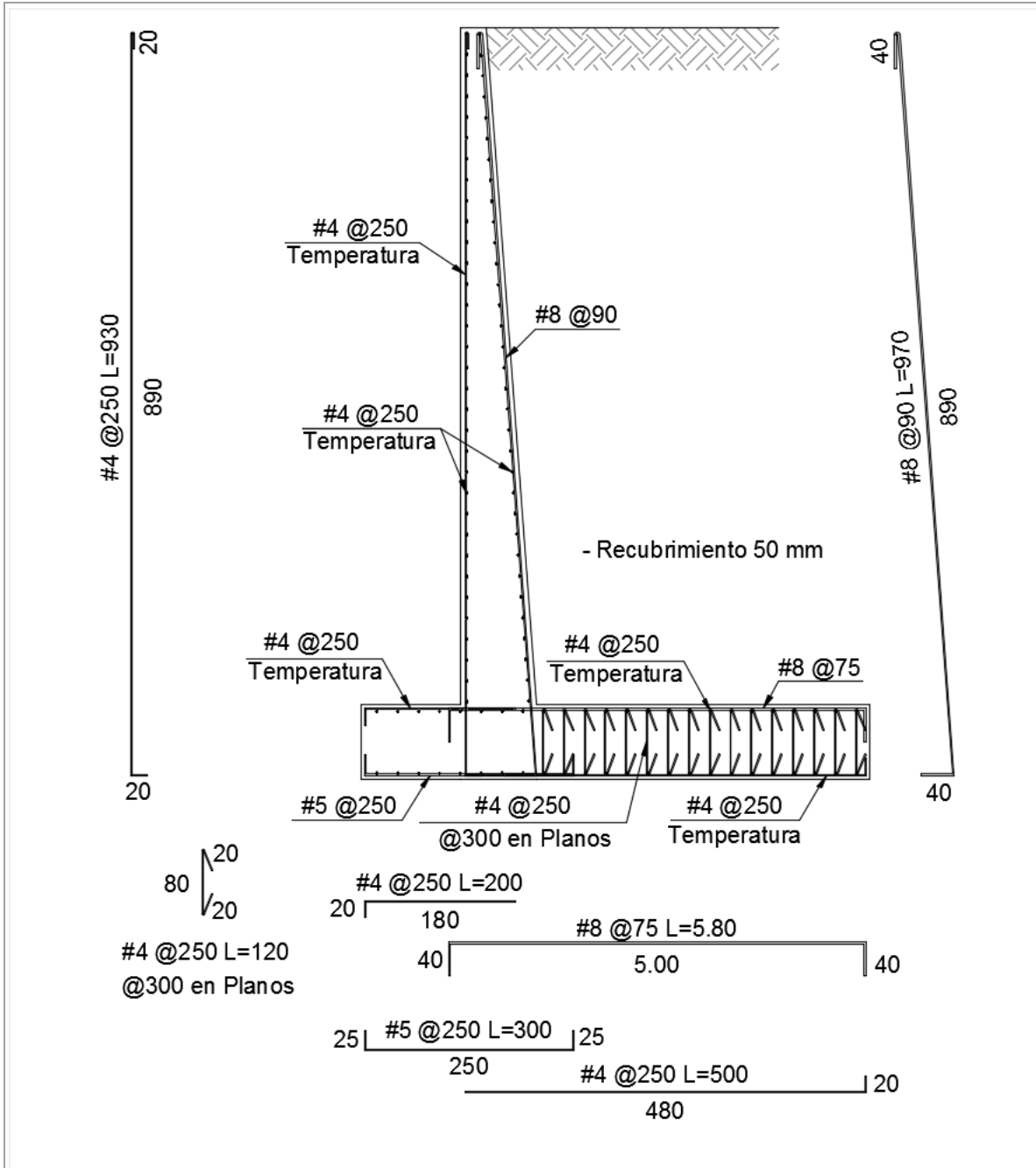


Figura 107. Despiece del refuerzo del muro

Fuente: Propia

## 10. Diseño Estribos

### 10.1. Ejemplo de Estribos

En esta sección se presenta el ejemplo de diseño de un estribo de 10 m de altura, para un puente de viga y losa en una zona sísmica 3, con una única luz soportado por dos estribos. La calzada albergará dos carriles de 3,65 m de ancho, dos bermas de 1,20 m cada una, un andén en uno de los costados de 2,00 m de ancho, incluyendo una barrera de tráfico, y una barrera adicional. El puente consta de 5 vigas paralelas que soportan la losa.

#### 10.1.1. Geometría Del Estribo

Los siguientes son los parámetros geométricos que se utilizaran para el diseño del estribo. La determinación de estos valores corresponde a un proceso de iteración, para el cual es muy conveniente la elaboración de una hoja de cálculo.

La longitud de la punta de la cimentación ( $B_1$ ) incide primordialmente sobre los esfuerzos sobre el terreno, mientras que la longitud del talón ( $B_3$ ) incide de manera fundamental sobre la estabilidad deslizamiento y volcamiento del estribo. Los espesores del vástago y la cimentación están controlados por la capacidad a cortante y flexión de la estructura. El diseño busca encontrar las dimensiones mínimas requeridas para satisfacer la estabilidad externa, es decir la resistencia a deslizamiento y volcamiento, y la estabilidad interna, es decir, la capacidad a corte y flexión.

Espesor de la zapata ( $H_1$ )	1,20	m
Altura del vástago ( $H_2$ )	7,35	m
Altura del espaldar ( $H_3$ )	1,45	m
Espesor del espaldar ( $B_6$ )	0,30	m
Altura total (H)	10,00	m
Altura de empuje ( $H_e$ )	10,00	m
Longitud de la punta ( $B_1$ )	2,00	m
Espesor base del vástago ( $B_2$ )	1,00	m
Longitud del talón ( $B_3$ )	4,20	m
Ancho total zapata (B)	7,20	m
Espesor base apoyo vigas ( $B_5$ )	0,60	m
Angulo de inclinación del talud ( $\beta$ )	0,0°	

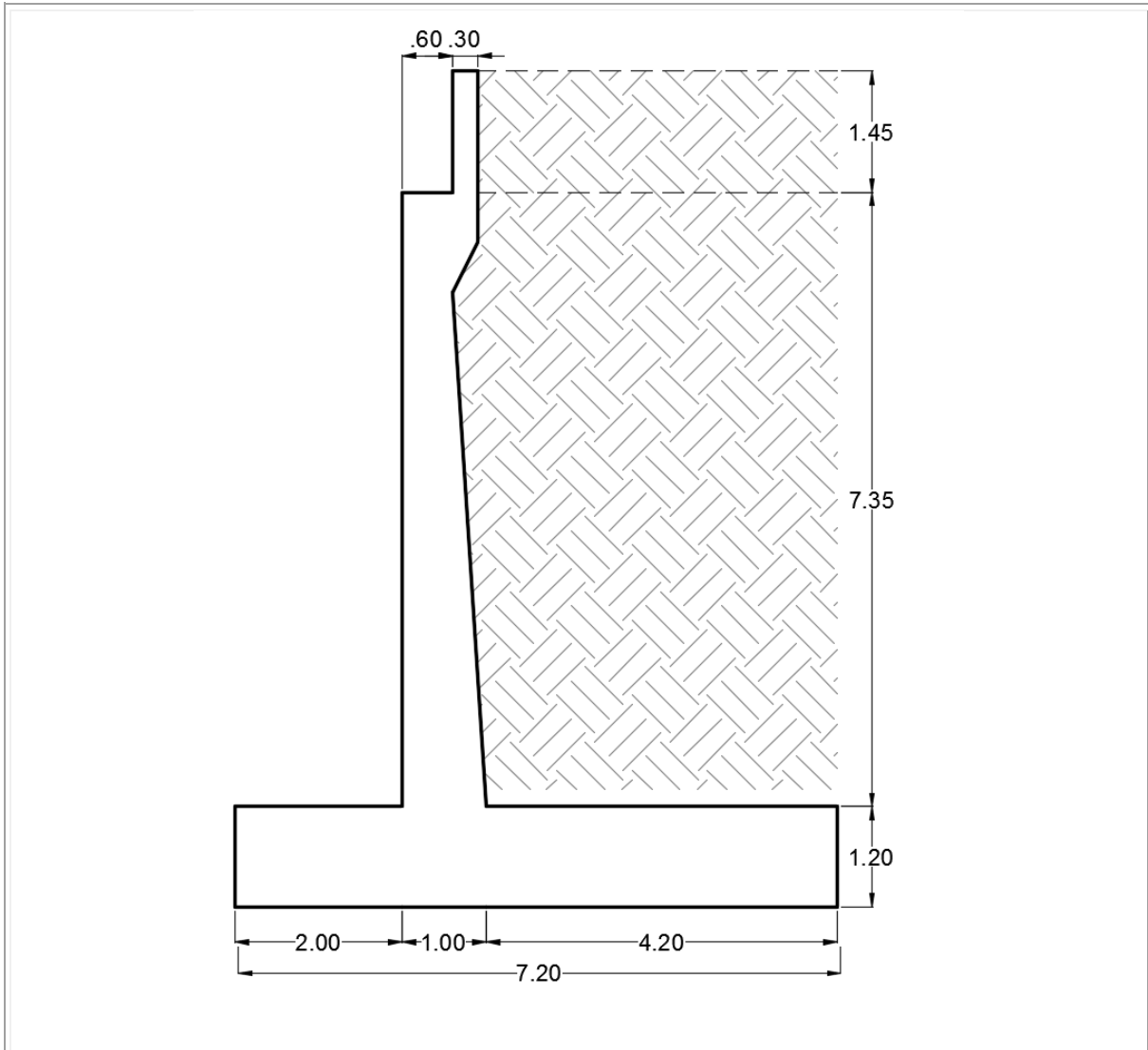
De acuerdo con la Figura 108 anterior se presenta el cálculo del ángulo de la cara trasera del muro ( $\theta$ )

$$\theta = 90 - \lambda$$

$$\lambda = \text{Arctan}\left(\frac{B_2 - B_4}{H_2}\right)$$

$$\lambda = \text{Arctan}\left(\frac{1,00 - 0,60}{7,15}\right) = 3,2^\circ$$

$$\theta = 90 - 3,2 = 86,8^\circ$$



*Figura 108. Nomenclatura y dimensiones del estribo*

Fuente: Propia

La altura de sobrecarga se da según la tabla 3.11.6.4-2, esta se determina de acuerdo a la altura del estribo y de la cercanía a la vía



$$F_{pga} = 1,30$$

Coefficiente de aceleración horizontal sísmica definido en el artículo 11.6.5.2.1.

$$K_{h0} = As = F_{pga} \times PGA$$

$$K_{h0} = As = 1,30 \times 0,25 = 0,325$$

#### 10.1.4. Datos Geotécnicos

Angulo de fricción del relleno ( $\phi'_f$ ) 30,0°

Angulo de fricción relleno muro ( $\delta$ ) 30,0°

Capacidad ultima resistente del suelo ( $\phi_\tau \times \sigma_u$ ) 350,0 kPa

Coefficiente de empuje activo, según la ecuación 3.11.5.3-1.

$$K_a = \frac{\text{sen}(\theta + \phi'_f)^2}{\Gamma (\text{sen}(\theta)^2 \times \text{sen}(\theta - \delta))}$$

Dónde:

$$\Gamma = \left[ 1 + \sqrt{\left( \frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) \times \text{sen}(\phi'_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \times \text{sen}(\theta + \beta)} \right)} \right]^2$$

Entonces:

$$K_a = \frac{\frac{\text{sen}(\theta + \phi'_f)^2}{(\text{sen}(\theta)^2 \times \text{sen}(\theta - \delta))}}{\left[ 1 + \sqrt{\left( \frac{(\text{sen}(\phi'_f + \delta) \times \text{sen}(\phi'_f - \beta))}{(\text{sen}(\theta - \delta) \times \text{sen}(\theta + \beta))} \right)} \right]^2}$$

$$K_a = \frac{\frac{\text{sen}(86,8 + 30)^2}{(\text{sen}(86,8)^2 \times \text{sen}(86,8 - 30))}}{\left[ 1 + \sqrt{\left( \frac{(\text{sen}(30 + 30) \times \text{sen}(30 - 0))}{(\text{sen}(86,8 - 30) \times \text{sen}(86,8 + 0))} \right)} \right]^2} = 0,323$$

Coefficiente de empuje dinámico, según la ecuación A.11.3.1-1.

Dónde:

Ángulo aparente

$$\alpha = ATAN\left(\frac{As}{2}\right)$$

$$\alpha = ATAN\left(\frac{0,325}{2}\right) = 9,2^\circ$$

Entonces

$$K_{AE} = \frac{(\cos(\phi'_f - \alpha - \lambda))^2}{(\cos(\alpha) \times \cos(\lambda)^2 \times \cos(\delta + \lambda + \alpha))} \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) \times \text{sen}(\phi'_f - \alpha - \beta)}{\cos(\delta + \lambda + \alpha) \times \cos(\beta - \lambda)} \right)} \right]^2$$

$$K_{AE} = \frac{(\cos(30 - 9,2 - 3,2))^2}{(\cos(9,2) \times \cos(3,2)^2 \times \cos(30 + 3,2 + 9,2))} \left[ 1 + \sqrt{\left( \frac{\sin(30 + 30) \times \sin(30 - 9,2 - 0)}{\cos(30 + 3,2 + 9,2) \times \cos(0 - 3,2)} \right)^2} \right]^{-2} = 0,462$$

### 10.2. Empujes

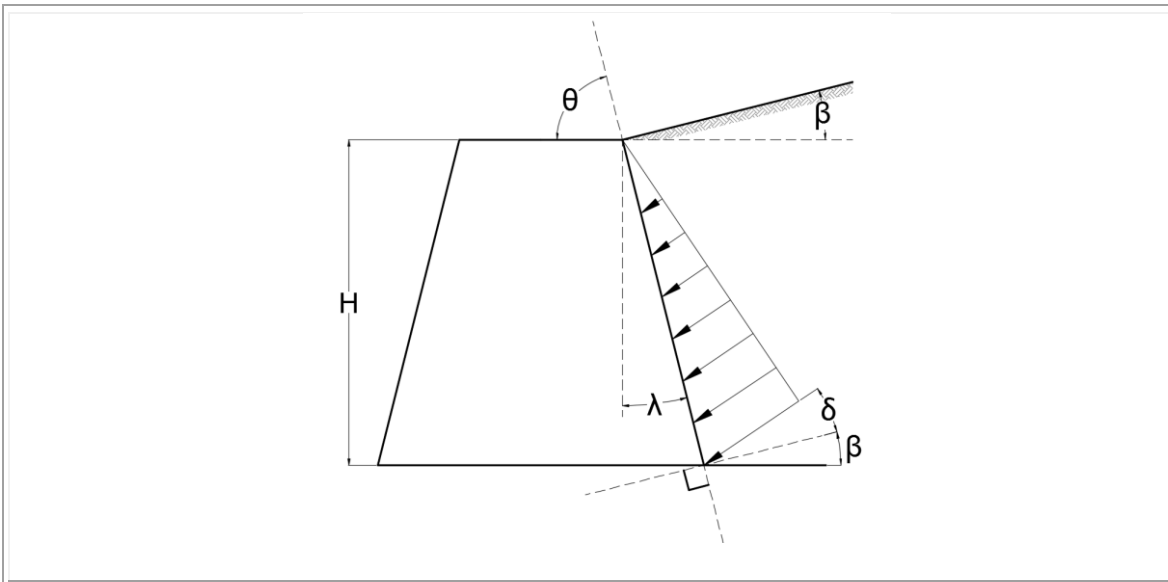


Figura 109. Grafica de empujes

Fuente: Adaptado de las graficas A11.3.1-1 y 3.11.5.3-1.

Empuje de tierra

$$EH = \frac{K_a \times \gamma \times He^2}{2}$$

$$EH = \frac{0,323 \times 20,0 \times 10,0^2}{2} = 322,9 \text{ kN}$$

Empuje por sobrecarga

Para la altura del estribo se definió que la sobrecarga es equivalente a 600 mm. Por lo tanto:

$$LS = H' \times \gamma$$

$$LS = 0,60 \times 20,0 = 12,00 \text{ kN/m}^2$$

$$ES = K_a \times WS \times H_e$$

$$ES = 0,323 \times 12,0 \times 10,0 = 38,7 \text{ kN}$$

Delta empuje dinámico de tierra

$$EHQ = (K_{EA} - K_a) \times \gamma \times \frac{He^2}{2}$$

$$EHQ = (0,462 - 0,323) \times 20,0 \times \frac{10,0^2}{2} = 139,3 \text{ kN}$$

### 10.3. Cargas Verticales

El avalúo de pesos y cargas verticales, se determina en función de la Figura 110, para una longitud de estribo de 1,0m.

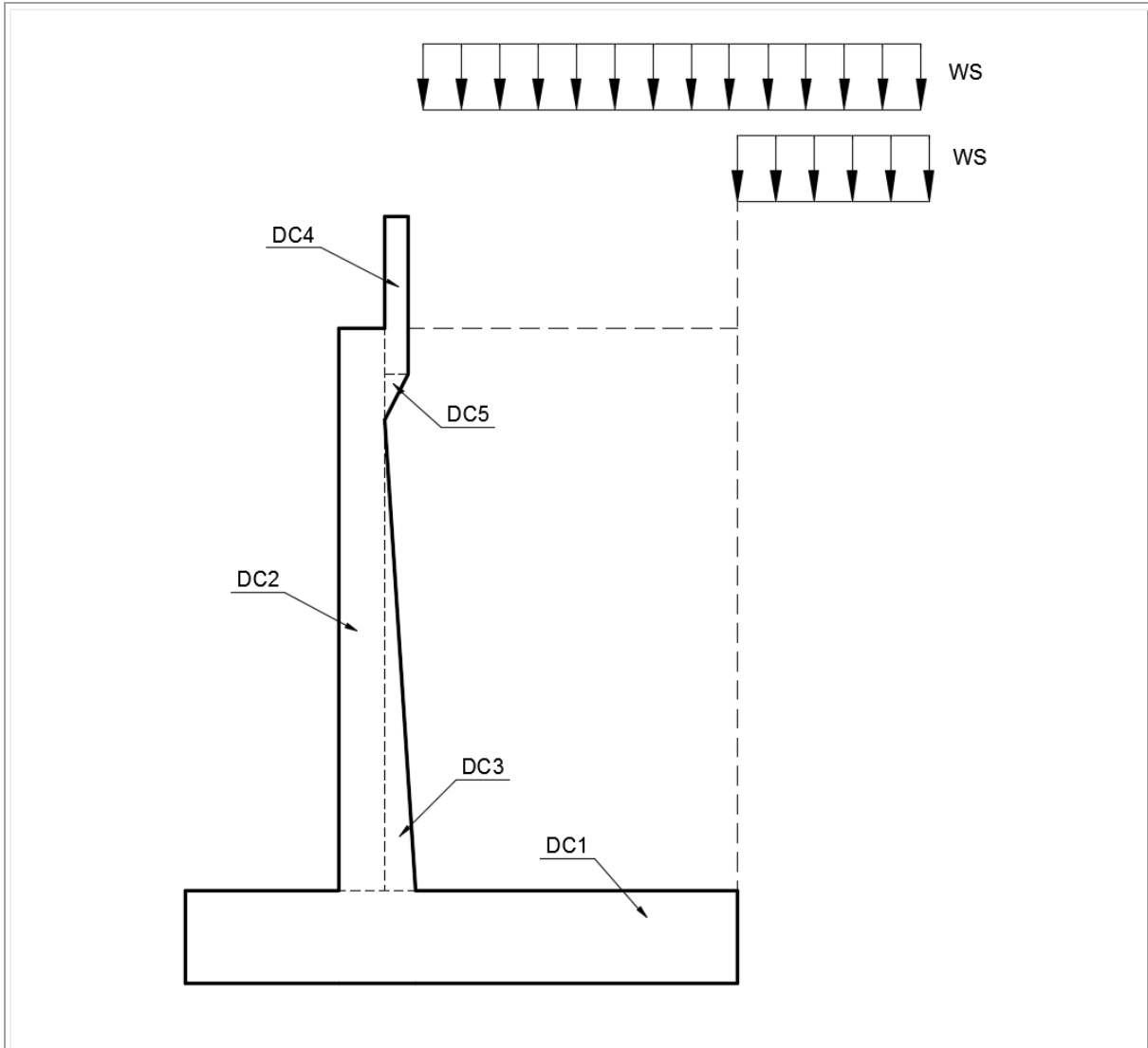


Figura 110. Secciones del estribo

Fuente: Propia

### Sobrecarga viva sobre el talón LS

La sobrecarga para la correspondiente altura del estribo se determinó en  $WS=12,0 \text{ kN/m}^2$ .

$$LS = WS \times 4,20m$$

$$LS = 12,0 \times 4,20 = 50,4 \text{ kN}$$

**Peso del relleno sobre el talón EV<sub>1</sub>**

$$EV_1 = \frac{(1,00 - 0,60)}{2} \times 7,35 \times 20,0 = 29,4 \text{ kN}$$

**Peso del relleno sobre el talón EV<sub>2</sub>**

$$EV_2 = 4,20 \times 7,35 \times 20,0 = 617,4 \text{ kN}$$

**Peso de la zapata DC<sub>1</sub>**

$$DC_1 = 7,20 \times 1,20 \times 24,0 = 207,4 \text{ kN}$$

**Peso del vástago DC<sub>2</sub>**

$$DC_2 = 0,60 \times 7,35 \times 24,0 = 105,8 \text{ kN}$$

**Peso del vástago DC<sub>3</sub>**

$$DC_3 = (1,00 - 0,60) \times \frac{7,35}{2} \times 24,0 = 35,3 \text{ kN}$$

**Peso del espaldar DC<sub>4</sub>**

$$DC_4 = \left( 1,45 \times 0,30 + \frac{(1,20)}{2} \times 0,30 \right) \times 24,0 = 14,8 \text{ kN}$$

**Carga muerta de la súper estructura DC<sub>5</sub>**

Esta carga ha sido calculada anteriormente en el capítulo de puentes de viga y losa, corresponde al peso por carga muerta más el peso por rodadura, por lo cual no se precisa más información.

$$DC_5 = 184,9 \text{ kN}$$

**Carga viva de la súper estructura PLL**

Esta carga ha sido calculada anteriormente en el capítulo de puentes de viga y losa, por lo cual no se precisa más información.

$$P_{LL} = 68,6 \text{ kN}$$

La componente horizontal de las cargas de empuje se determina considerando que las cargas de empuje tienen un ángulo ( $\delta + \beta$ ), con respecto a la horizontal.

**Componente vertical empuje sobrecarga**

$$ESV = ES \times \text{sen}(\delta + \beta)$$

$$ESV = 38,7 \times \text{sen}(30 + 0) = 19,4 \text{ kN}$$

**Componente vertical empuje de tierra**

$$PHV = EH \times \text{sen}(\delta + \beta)$$

$$PHV = 322,9 \times \text{sen}(30 + 0) = 161,4 \text{ kN}$$

#### 10.4. Momentos Por Cargas Verticales

##### Sobrecarga viva sobre el talón

Se requiere para valorar las cargas sobre la cimentación.

$$LS = 50,4 \times \left( 2,00 + 1,00 + \frac{4,20}{2} \right) = 257,0 \text{ kN} - m$$

##### Peso del relleno sobre el talón

$$EV_1 = 29,4 \times \left( 2,00 + 1,00 - \frac{2}{3} \times (1,00 - 0,60) \right) = 80,4 \text{ kN} - m$$

##### Peso del relleno sobre el talón

$$EV_2 = 617,4 \times \left( 2,00 + 1,00 + \frac{4,20}{2} \right) = 3.148,7 \text{ kN} - m$$

##### Peso de la zapata

$$DC_1 = 207,4 \times \left( \frac{7,20}{2} \right) = 746,6 \text{ kN} - m$$

**Peso del vástago**

$$DC_2 = 105,8 \times \left( 2,00 + \frac{0,60}{2} \right) = 243,3 \text{ kN} - m$$

**Peso del vástago**

$$DC_3 = 35,3 \times \left( 2,00 + 0,60 + (0,333 \times (1,00 - 0,60)) \right) = 96,5 \text{ kN} - m$$

**Peso del espaldar**

$$DC_4 = 14,8 \times \left( 2,00 + \frac{0,60}{2} \right) = 34,0 \text{ kN} - m$$

**Carga muerta de la súper estructura**

$$DC_5 = 184,9 \times \left( 2,00 + \frac{0,60}{2} \right) = 425,3 \text{ kN} - m$$

**Carga viva de la súper estructura**

$$PLL = 68,6 \times \left( 2,00 + \frac{0,60}{2} \right) = 157,8 \text{ kN} - m$$

**Componente vertical empuje sobrecarga**

$$ESV = 19,4 \times (7,20) = 139,7 \text{ kN} - m$$

**Componente vertical empuje de tierra**

$$PHV = 161,4 \times (7,20) = 1.162,1 \text{ kN} - m$$

**10.5. Componentes Horizontales De Los Empujes**

La componente horizontal de las cargas de empuje se determina considerando que las cargas de empuje tienen un ángulo  $(\delta+\beta)$ , con respecto a la horizontal.

**Fuerza de frenado**

Opción 1:

Para el camión  $BR = 0,25 \times (40 + 160 + 160) = 90,0 \text{ kN}$

Para el tándem  $BR = 0,25 \times (125 + 125) = 62,5 \text{ kN}$

Opción 2:

Para el camión + carril

$$BR = 0,05 \times (40 + 160 + 160) + 0,05 \times (10,3 \times 20) = 28,3 \text{ kN}$$

Para el tándem + carril

$$BR = 0,05 \times (125 + 125) + 0,05 \times (10,3 \times 20) = 22,8 \text{ kN}$$

Se toma el mayor de los cuatro valores y se aplica para dos carriles

$$BR = 2 \times 90,0 = 180 \text{ kN}$$

La carga por metro lineal para el ancho del estribo de 12 m:

$$BR = \frac{180 \text{ kN}}{12 \text{ m}} = 15 \text{ kN/m} \leftarrow$$

### **Componente horizontal empuje sobrecarga**

$$ESH = ES \times \cos(\delta + \beta)$$

$$ESH = 38,7 \times \cos(30 + 0) = 33,6 \text{ kN}$$

### **Componente horizontal empuje de tierra**

$$EHH = EH \times \cos(\delta + \beta)$$

$$EHH = 322,9 \times \cos(30 + 0) = 279,6 \text{ kN}$$

### **Componente horizontal empuje dinámico suelo**

$$EHQ = EHQ \times \cos(\delta + \beta)$$

$$EHQ = 139,9 \times \cos(30 + 0) = 120,6 \text{ kN}$$

**Fuerza sísmica vástago (rectángulo)**

Se aplica el análisis sísmico simplificado, según el cual la fuerza horizontal por sismo es igual al producto del coeficiente  $A_s$ , multiplicado por el peso del elemento.

$$EQ_1 = 0,325 \times 105,8 = 34,4 \text{ kN}$$

**Fuerza sísmica vástago (triángulo)**

$$EQ_2 = 0,325 \times 35,3 = 11,5 \text{ kN}$$

**Fuerza sísmica espaldar**

$$EQ_3 = 0,325 \times 14,8 = 4,8 \text{ kN}$$

**Fuerza sísmica de la súper estructura**

$$EQ_4 = 0,325 \times 184,9 = 60,1 \text{ kN}$$

**10.6. Momentos de Vuelco****Fuerza de frenado**

Esta fuerza se ubica a una distancia igual a la altura del estribo más 1,8 m, como se especifica en el numeral 3.6.4 del CCP-14.

$$BR = 15,0 \times (10,00 + 1,80) = 177,0 \text{ kN} - m$$

### Componente horizontal empuje sobrecarga

Corresponde a la componente horizontal por sobrecarga aplicada a He/2.

$$ESH = 33,6 \times \left(\frac{10,0}{2}\right) = 167,8 \text{ kN} - m$$

### Componente horizontal empuje de tierra

La fuerza horizontal de empuje de tierra se aplica a He/3.

$$EHH = 279,6 \times \left(\frac{10,0}{3}\right) = 932,0 \text{ kN} - m$$

### Componente horizontal empuje dinámico suelo

La componente dinámica según Monobe-Okabe se aplica a 0,6He.

$$EHQ = 120,6 \times (0,60 \times 10,0) = 723,7 \text{ kN} - m$$

### Fuerza sísmica vástago (rectángulo)

Se aplica a la mitad de la altura del vástago, con respecto a la base de la cimentación.

$$EQ_1 = 34,4 \times \left(1,20 + \frac{7,35}{2}\right) = 167,6 \text{ kN} - m$$

**Fuerza sísmica vástago (triángulo)**

Se aplica a un tercio de la altura del vástago, con respecto a la base de la cimentación.

$$EQ_2 = 11,5 \times \left(1,20 + \frac{7,35}{3}\right) = 41,9 \text{ kN} - m$$

**Fuerza sísmica espaldar**

Se aplica a un tercio de la altura del vástago, con respecto a la base de la cimentación.

$$EQ_3 = 4,8 \times \left(1,20 + 7,35 + \frac{1,45}{2}\right) = 44,6 \text{ kN} - m$$

**Fuerza sísmica de la súper estructura**

Se aplica a la altura del centroide de la súper estructura.

$$EQ_4 = 60,1 \times (1,20 + 7,35 + 1,45 \times 0,7) = 574,8 \text{ kN} - m$$

**10.7. Factores de Carga**

Se utilizan los factores de carga establecidos en las tablas 3.4.1-1 y la tabla 3.4.1-2, resumidos en la Tabla 46. Los factores máximos y mínimos se aplican buscando las combinaciones más críticas para cada acción o estado límite. En la Tabla 46 se presentan los factores para cada efecto de carga.

Tabla 46. Factores de Carga para Estribos

<b>FACTORES DE CARGA PARA ESTRIBOS</b>							
Efecto de la carga		Estados limites					
		Resistencia I			Evento extremo I		
		Desliza miento	Soporte	Volteo	Desliza miento	Soporte	Volteo
Carga viva vertical	LL	1,75	1,75	1,75	0,50	0,50	0,50
Sobrecarga viva vertical	LSV	0,00	1,75	0,00	0,00	0,50	0,00
Presión vertical del peso propio del suelo de relleno	EV	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
Carga muerta del concreto	DC	0,90	1,25	0,90	1,00	1,00	1,00
Sobrecarga viva horizontal	LSH	1,50	1,50	1,50	0,50	0,50	0,50
Empuje horizontal del suelo	EH	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00
Empuje horizontal de suelo por sismo	EHQ	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00
Carga sísmica del muro	EQ	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00

## 10.8. Fuerzas Factorizadas

### 10.8.1. Deslizamiento

#### 10.8.1.1. Resistencia I

$$F \text{ verticales} = 0,0 + 1,00 \times (29,4 + 617,4 + 0,0) + 0,90 \\ \times (207,4 + 105,8 + 35,3 + 14,8 + 184,9) + 1,75 \times (68,6) = 1.260,2 \text{ kN}$$

**10.8.1.2. Evento extremo I**

$$F \text{ verticales} = 0,0 + 1,00 \times (29,4 + 617,4 + 0,0) + 1,00 \\ \times (207,4 + 105,8 + 35,3 + 14,8 + 184,9) + 0,50 \times (68,6) = 1.229,3 \text{ kN}$$

**10.8.2. Capacidad De Soporte****10.8.2.1. Resistencia I**

$$F \text{ verticales} = 1,75 \times 50,4 + 1,35 \times (29,4 + 617,4 + 0,0) + 1,25 \\ \times (207,4 + 105,8 + 35,3 + 14,8 + 184,9) + 1,75 \times 68,6 = 1.766,7 \text{ kN}$$

$$F \text{ actuantes} = 1,75 \times 15,0 + 1,50 \times 33,6 + 1,50 \times 279,6 + 0,0 + 0,0 = 496,0 \text{ kN}$$

**10.8.2.2. Evento extremo I**

$$F \text{ verticales} = 0,50 \times 50,4 + 1,00 \times (29,4 + 617,4 + 0,0) + 1,00 \\ \times (207,4 + 105,8 + 35,3 + 14,8 + 184,9) + 0,50 \times (68,6) = 1.254,5 \text{ kN}$$

$$F \text{ actuantes} = 0,50 \times 15,0 + 0,50 \times 33,6 + 1,00 \times 279,6 + 1,00 \times 120,6 + 1,00 \\ \times (34,4 + 11,5 + 4,8 + 60,1) = 535,3 \text{ kN}$$

## 10.9. Momentos Factorizados

### 10.9.1. Volteo

#### 10.9.1.1. Resistencia I

*M resistentes*

$$\begin{aligned} &= 0,0 + 1,00 \times (80,4 + 3.148,7 + 0,0) + 0,90 \\ &\times (746,6 + 243,3 + 96,5 + 34,0 + 425,3) + 1,75 \times 157,8 \\ &= 4.896,4 \text{ kN} - m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ actuantes} &= 1,75 \times 177,0 + 1,50 \times 167,8 + 1,50 \times 932,0 + 0,0 + 0,0 \\ &= 1.959,5 \text{ kN} - m \end{aligned}$$

#### 10.9.1.2. Evento extremo I

*M resistentes*

$$\begin{aligned} &= 0,0 + 1,0 \times (80,4 + 3.148,7 + 0,0) + 1,00 \\ &\times (746,6 + 243,3 + 96,5 + 34,0 + 425,3) + 0,50 \times 157,8 \\ &= 4.853,8 \text{ kN} - m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ actuantes} &= 0,50 \times 177,0 + 0,50 \times 167,8 + 1,00 \times 932,0 + 1,00 \times 723,7 + 1,00 \\ &\times (167,6 + 41,9 + 44,6 + 574,8) = 2.657,0 \text{ kN} - m \end{aligned}$$

## 10.9.2. Capacidad de Soporte

### 10.9.2.1. Resistencia I

*M resistentes*

$$\begin{aligned} &= 1,75 \times 257,0 + 1,35 \times (80,4 + 3.148,7 + 0,0) + 1,25 \\ &\times (746,6 + 243,3 + 96,5 + 34,0 + 425,3) + 1,75 \times 157,8 \\ &= 7.017,4 \text{ kN} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ actuantes} &= 1,75 \times 177,0 + 1,50 \times 167,8 + 1,5 \times 932,0 + 0,0 + 0,0 \\ &= 1.959,5 \text{ kN} - \text{m} \end{aligned}$$

### 10.9.2.2. Evento extremo I

*M resistentes*

$$\begin{aligned} &= 0,50 \times 257,0 + 1,00 \times (80,4 + 3.148,7 + 0,0) + 1,00 \\ &\times (746,6 + 243,3 + 96,5 + 34,0 + 425,3) + 0,50 \times 157,8 \\ &= 4.982,3 \text{ kN} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ actuantes} &= 0,50 \times 177,0 + 0,50 \times 167,8 + 1,00 \times 932,0 + 1,00 \times 723,7 + 1,00 \\ &\times (167,6 + 41,9 + 44,6 + 574,8) = 2.657,0 \text{ kN} - \text{m} \end{aligned}$$

## 10.10. Capacidad al Deslizamiento

### 10.10.1. Resistencia I

Resistencia al deslizamiento entre el suelo y la cimentación:

$$R_{\tau} = \phi_{\tau} \times V \times \tan(\delta)$$

En el numeral 10.6.3.4, se especifica que para hormigón contra el suelo:

$$\tan(\delta) = \tan(\phi_f)$$

El factor de resistencia  $\phi_{\tau}$  se mencionan en la tabla 10.5.5.2.2-1. Para concreto fundido in situ sobre arena se tiene:

$$\phi_{\tau} = 0,80$$

Por lo tanto:

$$R_{\tau} = 0,80 \times 1.260,2 \times \tan(30) = 582,1 \text{ kN}$$

$$F \text{ actuantes} = 1,75 \times 15,0 + 1,50 \times 33,6 + 1,50 \times 279,6 + 0,0 + 0,0 = 496,0 \text{ kN}$$

La relación entre la capacidad resistente y las fuerzas actuantes mayoradas se denominan ratio de deslizamiento, el cual debe ser mayor de 1,00 para cumplir por estabilidad.

$$\text{Ratio deslizamiento} = \frac{582,1}{496,0} = 1,17$$

$$1,17 \geq 1,0$$

### 10.10.2. Evento Extremo I

Resistencia al deslizamiento entre el suelo y la cimentación:

$$R_{\tau} = \phi\tau \times V \times \text{Tan}(\delta)$$

En el numeral 10.6.3.4, se especifica que para hormigón contra el suelo:

$$\text{tan}(\delta) = \text{tan}\phi_f$$

$$R_{\tau} = 0,80 \times 1.229,3 \times \text{Tan}(30) = 567,8 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} F \text{ actuantes} &= 0,50 \times 15,0 + 0,50 \times 33,6 + 1,00 \times 279,6 + 1,00 \times 120,6 + 1,00 \\ &\times (34,4 + 11,5 + 4,8 + 60,1) = 535,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Ratio deslizamiento} = \frac{567,8}{535,3} = 1,06$$

$$1,06 \geq 1,0$$

Los resultados de análisis de cargas del estribo se observan en la Tabla 47.

Tabla 47. *Resumen capacidad de deslizamiento*

Efecto de la carga				Estados limites	
				Resistencia I	Evento extremo I
				Deslizamiento	Deslizamiento
Sobrecarga viva vertical	LSV			0,0	0,0
Presión vertical del peso propio del suelo de relleno	EV			646,8	646,8
Carga muerta del concreto	DC			493,4	548,1
Carga viva vertical	LL			120,1	34,3
Total Fuerzas Verticales				<b>1.260,2</b>	<b>1.229,3</b>
Resistencia	Fricción	Suelo	Estructura		
$\phi\tau*V*\text{Tan}(\delta)$				<b>582,1</b>	<b>567,8</b>
Fuerza de frenado	BR			26,3	7,5
Sobrecarga viva horizontal	LSH			50,3	16,8
Empuje horizontal del suelo	EH			419,4	279,6
Empuje horizontal de suelo por sismo	EHQ			0,0	120,6
Carga sísmica del muro	EQ			0,0	110,8
Total fuerzas Actuantes				<b>496,0</b>	<b>535,3</b>
Ratio Deslizamiento				<b>1,17</b>	<b>1,06</b>

Fuente: Propia

## 10.11. Capacidad al Volcamiento

### 10.11.1. Resistencia I

$$\text{Ratio deslizamiento} = \frac{4.896,4}{1.959,5} = 2,50$$

$$2,50 \geq 1,0$$

### 10.11.2. Evento Extremo I

$$\text{Ratio deslizamiento} = \frac{4.853,8}{2.657,0} = 1,83$$

$$1,83 \geq 1,0$$

Tabla 48. Resumen capacidad al volcamiento

Efecto de la carga		Estados limites	
		Resistencia I	Evento extremo I
		Volteo	Volteo
Sobrecarga viva vertical	LSV	0,0	0,0
Presión vertical del peso propio del suelo de relleno	EV	3.229,1	3.229,1
Carga muerta del concreto	DC	1.391,2	1.545,8
Carga viva vertical	LL	276,1	78,9
<b>Total Momentos Resistentes</b>		<b>4.896,4</b>	<b>4.853,8</b>
Fuerza de frenado	BR	309,8	88,5
Sobrecarga viva horizontal	LSH	251,7	83,9
Empuje horizontal del suelo	EH	1.398,1	932,0
Empuje horizontal de suelo por sismo	EHQ	0,0	723,7
Carga sísmica del muro	EQ	0,0	828,1

Total Momentos Actuantes	<b>1.959,5</b>	<b>2.657,0</b>
Ratio Vuelco	<b>2,50</b>	<b>1,83</b>

Fuente: Propia

En la Tabla 48, se presenta un resumen de capacidad al volcamiento del estribo.

## 10.12. Excentricidad y Capacidad de Soporte

### 10.12.1. Resistencia I

$$X_0 = \frac{M \text{ resistente} - M \text{ actuantes}}{\Sigma V}$$

$$X_0 = \frac{7.017,4 - 1.959,5}{1.766,7} = 2,86 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - X_0$$

$$e = \frac{7,20}{2} - 2,86 = 0,74 \text{ m}$$

Esfuerzo último en el suelo, ecuación 11.6.3.2-1.

$$\sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e}$$

$$\sigma_v = \frac{1.766,7}{7,20 - 2 \times 0,74} = 308,9 \text{ kPa}$$

Se debe cumplir que

$$308,9 \text{ kPa} < \phi\tau \times \sigma_u$$

$$308,9 \text{ kPa} < 350,0 \text{ kPa}$$

Por lo tanto se cumple por capacidad de soporte.

### 10.12.2. Evento Extremo I

$$X_0 = \frac{M \text{ resistentes} - M \text{ actuantes}}{\Sigma V}$$

$$X_0 = \frac{4.982,3 - 2.657,0}{1.254,5} = 1,85 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - X_0$$

$$e = \frac{7,20}{2} - 1,85 = 1,75 \text{ m}$$

Esfuerzo último en el suelo, ecuación 11.6.3.2-1.

$$\sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e}$$

$$\sigma_v = \frac{1.254,5}{7,20 - 2 \times 1,85} = 339,1 \text{ kPa}$$

Se debe cumplir que

$$339,1 \text{ kPa} < \phi\tau \times \sigma_u$$

$$339,1 \text{ kPa} < 350,0 \text{ kPa}$$

Por lo tanto se cumple por capacidad de soporte.

Tabla 49. Resumen capacidad de soporte y excentricidad

	Resistencia I		Evento extremo I	
	Soporte		Soporte	
$X_0$	2,86		1,85	
$e = B/2 - X_0$	0,74	OK	1,75	OK
Esfuerzo Ultimo en el Suelo $\sigma_v = V/(B-2e)$	308,9	OK	339,1	OK

Fuente: Propia

Dado que las excentricidades son menores que  $B/3$ , es decir 2,40 m, el muro cumple por excentricidad conforme al numeral C10.6.3.3 del CCP-14.

### 10.13. Diseño del Refuerzo del Vástago

#### 10.13.1. Momento En La Base Del Vástago

El momento en el vástago se determina de manera similar a como se hizo para valorar la estabilidad, y tomando para ello la altura del vástago.

**10.13.1.1. Resistencia I**

$$M_{\text{vastago}} = 1,50 \times K_a \times \gamma \times \frac{(H_2 + H_3)^3}{6} \times \cos(\delta) + 1,5 \times K_a \times H' \times \gamma \times \frac{(H_2 + H_3)^2}{2} \times \cos(\delta) + 1,75 \times M_{BR}$$

$$M_{\text{vastago}} = 1,50 \times 0,323 \times 20,0 \times \frac{(7,35 + 1,45)^3}{6} \times \cos(30) + 1,50 \times 0,323 \times 0,60 \times 20,0 \times \frac{(7,35 + 1,45)^2}{2} \times \cos(30) + 1,75 \times 177,0 = 1.522,3 \text{ kN} - \text{m}$$

**10.13.1.2. Evento extremo I**

Conforme al numeral 11.6.5.1 del CCP-14, para evaluar la seguridad contra falla estructural, se deberá tener en cuenta la fuerza dinámica lateral debida a la presión de tierras ( $P_{AE}$ ) y la fuerza horizontal de inercia debido a la carga sísmica de la masa del muro ( $P_{IR}$ ).

Ecuación 11.6.5.1-1.

$$P_{IR} = k_H(W_w + W_s)$$

Dónde:

$W_w$  = Peso del muro

$W_s$  = Peso del suelo que esta inmediatamente arriba del muro incluyendo el talón del muro.

$$P_{IR} = A_S \times \left( EV_1 \times \frac{H_2 + H_3}{3} + EV_2 \times \frac{H_2 + H_3}{2} + DC_2 \times \frac{H_2 + H_3}{2} + DC_3 \times \frac{H_2 + H_3}{3} + DC_4 \right. \\ \left. \times \frac{H_2 + H_3}{2} + DC_5 \times (H_2 + H_3 \times 0,7) \right)$$

$$P_{IR} = 0,325 \times \left( 29,4 \times \frac{7,35 + 1,45}{3} + 617,4 \times \frac{7,35 + 1,45}{2} + 105,8 \times \frac{7,35 + 1,45}{2} + 35,3 \right. \\ \left. \times \frac{7,35 + 1,45}{3} + 14,8 \times 7,15 + \frac{1,45}{2} + 184,9 \times (7,35 + 1,45 \times 0,7) \right) \\ = 1.637,4 \text{ kN} - m$$

$$P_{AE} = (K_{AE} - K_a) \times \gamma \times \frac{(H_2 + H_3)^2}{2} \times H' \times (H_2 + H_3) \times \text{Cos}(\delta)$$

$$P_{AE} = (0,462 - 0,323) \times 20,0 \times \frac{(7,35 + 1,45)^2}{2} \times 0,60 \times (7,35 + 1,45) \times \text{Cos}(30) \\ = 493,2 \text{ kN} - m$$

Los siguientes casos deben ser evaluados:

**Combinar 100% P<sub>AE</sub> + 50% P<sub>IR</sub>**

$$100\% P_{AE} + 50\% P_{IR} = 493,2 + 0,50 \times 1.637,4 = 1.311,9 \text{ kN} - m$$

**Combinar 100% P<sub>IR</sub> + 50% P<sub>AE</sub> ó 100% P<sub>IR</sub> + 100% P<sub>ah</sub>**

$$100\% P_{IR} + 100\% P_{ah} = 1.637,4 + 0,323 \times 20,0 \times \frac{7,35^3}{6} \times \text{cos}(30) = 2.007,5 \text{ kN} - m$$

$$100\% P_{IR} + 50\% P_{AE} = 1.850,2 + 0,5 \times 460,3 = 1.884,0 \text{ kN} - m$$

De los cuales se escogerá al mayor que brinda un resultado más conservativo, que en este caso es  $M_u=2.007,5$  kN-m. Adicionalmente se requiere valorar el momento de servicio para análisis de fisuración para la cual se utilizan coeficientes de factorización iguales a 1,0 para todas las cargas.

### 10.13.1.3. Refuerzo a flexión

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento último.

$$M_s = 2.007.500.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 2.007.500.000,0 \text{ N-mm}$$

Se dispone el refuerzo en línea de barras # 8.

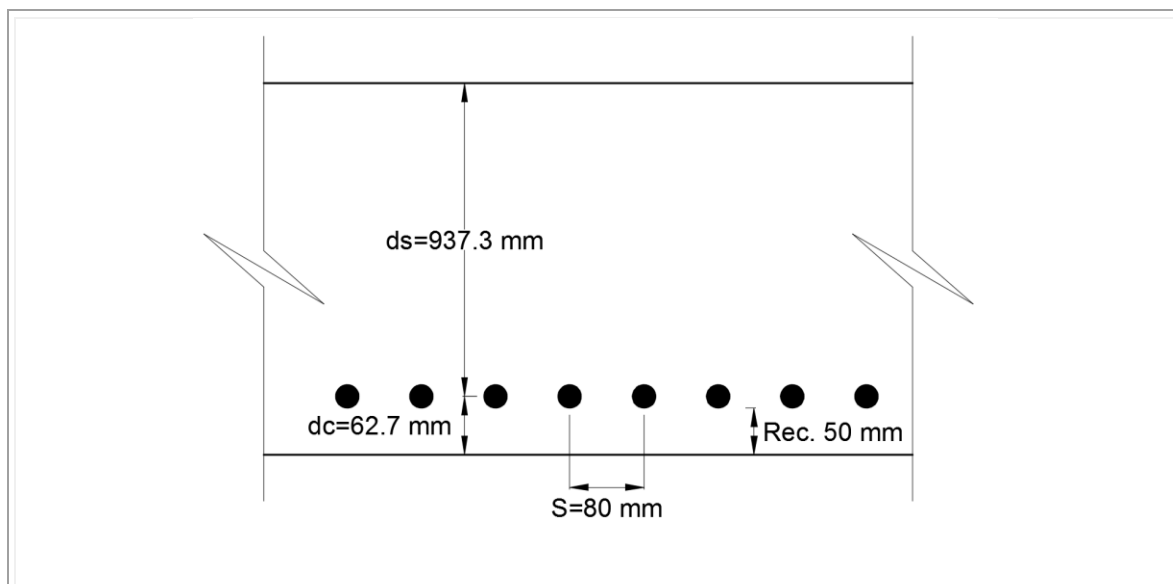


Figura 111. Centroide del refuerzo

Fuente: Propia

Por tanteo se dispone una separación de 80 mm, es decir 12,50 barras #8, por metro, lo que equivale a un área de:

$$A_s = A_{barra} \times \frac{1.000}{s}$$

$$A_s = 507,0 \times \frac{1.000}{80} = 6.337,5 \text{ mm}^2/m$$

Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo ( $d_s$ ), será igual a:

$$d_s = h - rec - \frac{\phi}{2}$$

$$d_s = 1.000 - 50 - \frac{25,4}{2} = 937,3 \text{ mm}$$

El factor del bloque de tensiones ( $\beta_1$ ) como se especifica en el artículo 5.7.2.2, para  $f'_c = 28$  MPa es igual a:

$$\beta_1 = 0,85$$

Se utilizará la fórmula 5.7.3.1.1-4 para calcular la altura de bloque de compresión ( $c$ )

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Dónde:

$A_{ps}$  = área del acero de pre esfuerzo ( $\text{mm}^2$ ) = 0

$f_{pu}$  = resistencia a tracción especificada del acero de pre esfuerzo (MPa) = 1.890,0

$f_{py}$  = resistencia a la fluencia del acero de pre esfuerzo (MPa)

$A_s$  = área del acero no pretensado de refuerzo a tracción ( $\text{mm}^2$ ) = 0

$A'_s$  = área del acero a compresión ( $\text{mm}^2$ ) = 0

$f_s$  = esfuerzo en el acero no pretensado de refuerzo a tracción en la resistencia nominal a flexión (MPa) especificada en el artículo 5.7.2.1.

$f'_s$  = esfuerzo en el acero de refuerzo a compresión en la resistencia nominal a flexión (MPa), como se especifica en el artículo 5.7.2.1

$b$  = ancho de la cara a compresión del miembro; para una sección con aletas en compresión, el ancho efectivo de la aleta como se especifica en el artículo 4.6.2.6. (mm)

$b_w$  = ancho del alma (mm) = 1.000 mm

$d_p$  = distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del acero de pre esfuerzo (mm)

$k$  = se debe tomar de la tabla C.5.7.3.1.1-1 donde dependerá del tipo de torón usado

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.7.3.1.1-4 puede simplificarse como:

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

Reemplazando se obtiene

$$c = \frac{6.337,5 \times 420 - 0 \times 420}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 1.000} = 131,6 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia, de acuerdo al comentario C5.7.2.1.

$c/d_s = 0,140 < 0,6$ , El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que  $\beta=0,85$

En el artículo 5.7.2.2, se especifica que  $a$  es la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 131,6 = 111,9 \text{ mm}$$

Deformación neta a tracción

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{937,3}{131,6} - 1 \right) = 0,018$$

Dado que la deformación unitaria es igual 0,018, es decir mayor a 0,005, se confirma que la sección está controlada por tracción.

Se utilizará un  $\phi=0,90$  especificado en el artículo 5.5.4.2.1. Por lo tanto la resistencia a flexión factorizada será

$$M_r = \phi \left( (A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{pu}) \times \left( d_s - \left( \frac{a}{2} \right) \right) \right)$$

$$M_r = 0,90 \left( (6.337,5 \times 420,0 + 0 \times 1.890,0) \times \left( 937,3 - \left( \frac{111,9}{2} \right) \right) \right)$$

$$= 2.111.387.937,8 \text{ N} - \text{mm}$$

Para verificar que el refuerzo sea suficiente, se debe asegurar que la resistencia a flexión factorizada sea mayor al momento último.

$$2.111.387.937,8 \text{ N} - \text{mm} > 2.007.500.000,0 \text{ N} - \text{mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Puesto que el momento resistente es mayor que el momento factorizado, la sección y el refuerzo son adecuados para flexión. Se revisará la cuantía mínima, a partir de satisfacer un momento equivalente a  $M_{cr}$ , o  $1,33 M_u$ , el menor de los dos.

### **Cálculo del refuerzo mínimo:**

Módulo del elemento rectangular de 1,0 m de ancho.

$$S = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$S = \frac{1.000 \times 1.000^2}{6} = 166.666.666,7 \text{ mm}^3$$

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{28,0} = 3,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La cantidad de refuerzo deberá ser adecuada para soportar una resistencia a la flexión factorizado al menos igual a la menor de  $M_{cr}$  o  $1,33M_u$ . Por lo tanto se debe elegir el valor más pequeño entre los siguientes datos.

$$1,33 M_u = 1,33 \times 2.007.500.000,0 = 2.669.975.000,0 N - mm$$

Ecuación 5.7.3.3.2-1. Corregida.

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[ (\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left( \frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

$f_r$ = módulo de rotura del concreto especificado en el artículo 5.4.2.6.

$f_{cpe}$ = esfuerzo de compresión en el concreto debido solo a las fuerzas efectivas de preesfuerzo (después de considerar todas las pérdidas de preesfuerzo) en la fibra extrema de la sección donde la tensión de tracción es causada por las cargas externas (MPa)

$M_{dnc}$ = momento total no mayorado de carga muerta que actúa sobre una sección monolítica o no compuesta (kN-m)

$S_c$ = módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas ( $mm^3$ )

$S_{nc}$ = módulo de sección para la fibra extrema de una sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas externas ( $mm^3$ )

La ecuación queda simplificada de la siguiente manera para concretos no preesforzados:

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c]$$

Los factores están especificados en el numeral 5.7.3.3.2, donde:

$\gamma_1$  = factor de variación de la fisuración por flexión

1,2 para estructuras prefabricadas segmentales

1,6 para todas las demás estructuras de concreto

$\gamma_3$  = relación entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última a tracción del refuerzo

0,67 para refuerzo A615, Grado 60

0,75 para refuerzo A706, Grado 60

1,00 para estructuras de concreto preesforzado

$$M_{cr} = 0,75 \times [(1,6 \times 3,3) \times 166.666.666,7] = 656.146.325,1 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto el momento que controla a cuánta mínima es igual a:

$$\rightarrow M_{\min} = 656.146.325,1 \text{ N} - \text{mm}$$

Se debe verificar que  $M_r > M_{\min}$ .

$$2.111.387.937,8 \text{ N} - \text{mm} > 656.146.325,1 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto se cumple el refuerzo mínimo.

**Control de Fisuración:**

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{28,0} = 2,8 \frac{N}{mm^2}$$

$$0,80 f_r = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo en el acero de refuerzo convencional a la resistencia nominal a flexión.

$$f_s = \frac{M_s}{S_c}$$

$$f_s = \frac{2.007.500.000,0}{166.666.666,7} = 12,0 \frac{N}{mm^2}$$

Debido a que la tensión en la sección transversal es mayor que el 80% del módulo de rotura en el estado límite, se debe hacer el cálculo de  $S_{m\acute{a}x}$ .

$$\rho = \frac{A_s}{(b \times d_s)}$$

$$\rho = \frac{6.337,5}{(1.000 \times 937,3)} = 0,00676$$

$$n = 9$$

$$k = \sqrt{(2 \times np + np^2)} - np$$

$$k = \sqrt{(2 \times 9 \times 0,00676) + (9 \times 0,00676)^2} - 9 \times 0,00676 = 0,293$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0,293}{3} = 0,90$$

Tensión de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio

$$f_{ss} = \frac{M_s}{A_s \times j \times d_s}$$

$$f_{ss} = \frac{2.007.500.000,0}{6.337,5 \times 0,90 \times 937,3} = 375,5 \frac{N}{mm^2}$$

Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema de tracción hasta el centro del refuerzo de flexión más cercano ( $d_c$ )

Se utilizará un recubrimiento de 5,0 cm

$$d_c = \text{recub} + \frac{\phi_{\text{barra}}}{2}$$

$$d_c = 50,0 + \frac{25,4}{2} = 62,7 \text{ mm}$$

Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del elemento extremo a tracción

$$d_s = h - d_c$$

$$d_s = 1.000 - 62,7 = 937,3 \text{ mm}$$

Se debe utilizar el factor de exposición; 1,00 para condiciones de exposición clase 1 o 0,75 para condiciones de exposición clase 2. En este caso dado que el concreto del muro se encuentra en contacto con el suelo, se utiliza una exposición 2.

$$\gamma_e = 0,75$$

Se utilizará la fórmula 5.7.3.4-1 para calcular la separación entre barras:

$$s \leq \frac{123.000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Para lo cual se debe calcular la relación entre la deformación unitaria a flexión en la cara extrema a tracción y la deformación unitaria en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tracción.

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{62,7}{0,7(1.000 - 62,7)} = 1,1$$

Y se calcula la separación máxima:

$$s \leq \frac{123.000 \times 0,75}{1,1 \times 375,5} - 2 \times 62,7 = 98,8 \text{ mm}$$

La separación dispuesta es de 80 mm, por lo que se cumple la separación máxima para control de fisuración.

**Refuerzo de temperatura:**

Los requerimientos de refuerzo para temperatura se encuentran en el artículo 5.10.8 Se utilizará la ecuación 5.10.8-1 y la 5.10.8-2 para verificar el área de refuerzo por metro.

Se utilizará la ecuación de la AASHTO en razón a una inconsistencia de unidades de la norma colombiana.

Ecuación 5.10.8-1.

$$A_s \geq \frac{1,30bh}{2(b+h)f_y}$$

Se deberá convertir debido a que está dada para kips.

$$A_s \geq \frac{769bh}{2(b+h)f_y}$$

$$A_s \geq \frac{769 \times 1.000,0 \times 1.000,0}{2(1.000,0 + 1.000,0) \times 420} = 457,7 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Se usarán barras #4 (127 mm<sup>2</sup>) @ 250 mm.

### 10.13.2. Corte en la Base del Vástago

#### 10.13.2.1. Resistencia I

$$V_u \text{ vástago} = 1,50 \times K_a \times \gamma \times \frac{(H_2 + H_3)^2}{2} \times \cos(\delta) + 1,50 \times K_a \times H' \times \gamma \times (H_2 + H_3) \\ \times \cos(\delta) + 1,75 \times BR$$

$$V_u \text{ vástago} = 1,50 \times 0,323 \times 20,0 \times \frac{(7,35 + 1,45)^2}{2} \times \cos(30) + 1,50 \times 0,323 \times 0,60 \\ \times 20,0 \times (7,35 + 1,45) \times \cos(30) + 1,75 \times 15,0 = 395,3 \text{ kN}$$

#### 10.13.2.2. Evento extremo I

Conforme a 11.6.5.1, para evaluar la seguridad contra falla estructural, se deberá tener en cuenta la fuerza dinámica lateral debida a la presión de tierras ( $P_{AE}$ ) y la fuerza horizontal de inercia debido a la carga sísmica de la masa del muro ( $P_{IR}$ ).

Ecuación 11.6.5.1-1.

$$P_{IR} = k_h(W_w + W_s)$$

Dónde:

$W_w$ = Peso del muro

$W_s$ = Peso del suelo que esta inmediatamente arriba del muro incluyendo el talón del muro.

$$P_{IR} = A_s \times (EV_1 + EV_2 + DC_2 + DC_3 + DC_4 + DC_5)$$

$$P_{IR} = 0,325 \times (29,4 + 617,4 + 105,8 + 35,3 + 14,8 + 184,9) = 321,0 \text{ kN}$$

$$P_{AE} = (K_{AE} - K_a) \times \gamma \times \frac{(H_2 + H_3)^2}{2} \times \text{Cos}(\delta)$$

$$P_{AE} = (0,462 - 0,323) \times 20,0 \times \frac{(7,35 + 1,45)^2}{2} \times \text{Cos}(30) = 93,4 \text{ kN}$$

Los siguientes casos deben ser evaluados:

**Combinar 100% P<sub>AE</sub> + 50% P<sub>IR</sub>**

$$100\% P_{AE} + 50\% P_{IR} = 93,4 + 0,50 \times 321,0 = 253,9 \text{ kN}$$

**Combinar 100% P<sub>IR</sub> + 50% P<sub>AE</sub> ó 100% P<sub>IR</sub> + 100% P<sub>ah</sub>**

$$100\% P_{IR} + 100\% P_{ah} = 321,0 + 0,323 \times 20,0 \times \frac{7,35^2}{2} \times \text{cos}(30) = 472,0 \text{ kN}$$

$$100\% P_{IR} + 50\% P_{AE} = 321,0 + 0,5 \times 93,4 = 367,7 \text{ kN}$$

De los cuales se escogerá al mayor que brinda un resultado más conservativo, que en este caso es  $V_u = 472,0 \text{ kN}$ .

### **10.13.2.3. Refuerzo a cortante**

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio, momento último y cortante.

$$M_s = 2.190.900.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 2.190.900.000,0 \text{ N-mm}$$

$$V_u = 472,0 \text{ kN}$$

Se calculará el corte Diagonal en una dirección, para lo cual se elegirá el mayor de los siguientes valores:

$$d_{v1} = d_s - \frac{a}{2}$$

$$d_{v1} = 937,3 - \frac{111,9}{2} = 881,4 \text{ mm}$$

$$d_{v2} = 0,9 \times d_s$$

$$d_{v2} = 0,9 \times 937,3 = 843,6 \text{ mm}$$

$$d_{v3} = 0,72 \times h$$

$$d_{v3} = 0,72 \times 1.000 = 720,0 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$d_v = S_x = 881,4 \text{ mm}$$

Debe calcularse el parámetro de espaciamiento de fisuras ( $S_{xe}$ ), definido en la ecuación 5.8.3.4.2-5.

Se utilizará un tamaño del agregado igual a:

$$a_g = 25,4 \text{ mm}$$

$$S_{xe} = S_x \frac{1,38}{ag + 0,63}$$

Dado que esta fórmula se encuentra expresada en pulgadas se ajusta la fórmula de la siguiente manera

$$S_{xe} = S_x \frac{35,0}{ag + 16,0}$$

$$S_{xe} = 881,4 \times \frac{35,0}{25,4 + 16,0} = 745,1 \text{ mm}$$

$$300 \leq S_{xe} \leq 2.000$$

Por lo tanto se cumple el parámetro de espaciamiento de fisuras.

Deformación unitaria neta longitudinal en la sección en el centroide del refuerzo a tracción definido en la ecuación 5.8.3.4.2-4.

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Donde:

$$N_u = 0$$

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.8.3.4.2-4 puede simplificarse como

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p|}{E_s A_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|2.007.500.000,0|}{881,4} + 0,5 \times 0 + |472,0 - 0|}{196.000 \times 6.337,5} = 0,0018$$

Si no se tiene la cantidad mínima de refuerzo transversal a cortante, se debe calcular  $\beta$ , según la ecuación 5.8.3.4.2-2.

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + S_{xe})}$$

Dado que la formula esta para ksi, se adaptará de la siguiente manera:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{1.295}{(991 + S_{xe})}$$

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \times 0,0018)} \frac{1.295}{(991 + 745,1)} = 1,51$$

$\beta$  debe ser menor a 2,0, sino este valor deberá ser tomado como 2,0. Por lo tanto

$$\beta = 1,51$$

El valor de  $\theta$  está definido por la ecuación 5.8.3.4.2-3.

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s$$

$$\theta = 29 + 3500 \times 0,0018 = 35,4^\circ$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-3, dado que se utilizaron las ecuaciones 5.8.3.4.2-2 y 5.8.3.4.2-3 para el cálculo de  $\beta$  y  $\theta$ .

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt[2]{f'c} b_v d_v$$

$$V_c = 0,083 \times 1,51 \times \sqrt{28,0} \times 1.000 \times 881,4 = 584.530,4 N = 584,5 kN$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-1 y la ecuación 5.8.3.3-2 respectivamente, de los cuales se elegirá el menor valor.

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$$

Dónde:

$V_p$ = Componente en la dirección de la fuerza cortante aplicada de la fuerza efectiva de preesforzado = 0.

$V_s$ = Resistencia al cortante

$$V_{n1} = 584,5 + 0 + 0 = 584,5 kN$$

$$V_{n2} = 0,25 f'c b_v d_v + V_p$$

$$V_{n2} = 0,25 \times 28,0 \times 1.000 \times 881,4 + 0 = 6.169.800,0 N = 6.169,8 kN$$

Para lo cual se elegirá el menor valor, es decir  $V_n = 584,5$  kN.

Entonces se tiene que:

$$\phi V_n = 0,90 \times 584,5 = 526,1 \text{ kN}$$

Se debe verificar que:

$$\phi V_n > V_u$$

$$526,1 \text{ kN} > 472,0 \text{ kN}$$

Como la resistencia nominal de cortante suministrada por el concreto es mayor que el cortante último factorizado, no se requiere utilizar refuerzo para cortante.

#### ***10.13.2.4. Cortante en la interfaz***

El esfuerzo mayorado de cortante interfaz se determina según 5.8.4.2-1 de la norma:

Para

$$b_{vi} = 1.000 \text{ mm}$$

$$d_v = 881,4 \text{ mm}$$

$$V_u = 472,0 \text{ kN}$$

En área de concreto que participa en la transferencia es

$$A_{cv} = b_{vi} \times d_v$$

$$A_{cv} = 1.000 \times 881,4 = 881.400,0 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Según el numeral 5.8.4.3 del CCP-14, para una losa vaciada in situ sobre viga con superficie limpia, libre de lechada, con rugosidad de 6 mm, se tienen los siguientes factores de cohesión y fricción.

$$c = 2,0 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1,0$$

$$K_1 = 0,3$$

$$K_2 = 12,5 \text{ MPa} \quad \text{para concreto de densidad normal.}$$

En la sección se dispone un refuerzo a flexión de barras #8 cada 75 mm, atravesando la zona de interfase.

$$A_{vf} = A_{barra} \times \frac{1.000}{s}$$

$$A_{vf} = \frac{507,0 \times 1000}{80} = 6.337,5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

La resistencia nominal a cortante según el numeral 5.8.4.1-3 del CCP-14 será.

$$V_{ni} = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c)$$

$$V_{ni} = 2 \times 877.700,0 + 1,0 \times (6.337,5 \times 420 + 0) = 4.424.550,0 \text{ N} = 4.424,6 \text{ kN}$$

Pero no mayor que

$$V_{ni} \leq K_1 f'_c A_{cv} = 0,30 \times 28,0 \times 881.400,0 = 7.403.760,0 \text{ N} = 7.403,8 \text{ kN}$$

ó

$$V_{ni} \leq K_2 A_{cv} = 12,5 \times 881.400,0 = 11.017.500,0 \text{ N} = 11.017,5 \text{ kN}$$

Se toma entonces

$$\phi V_{ni} = 0,9 \times 4.424,6 = 3.982,1 \text{ kN} > V_r = 1.187,2 \text{ kN}$$

Luego se cumple

El área mínima de refuerzo en la interfaz según 5.8.4.4 será:

$$A_{vf} \geq \frac{0,35 A_{cv}}{f_y} = \frac{0,35 \times 881.400,0}{420} = 734,5 \text{ mm}^2 \leq 6.337,5 \text{ mm}^2$$

Luego se cumple con el refuerzo mínimo por corte en la interfase.

## 10.14. Diseño del Refuerzo del Talón

### 10.14.1. Momento en la Base del Talón

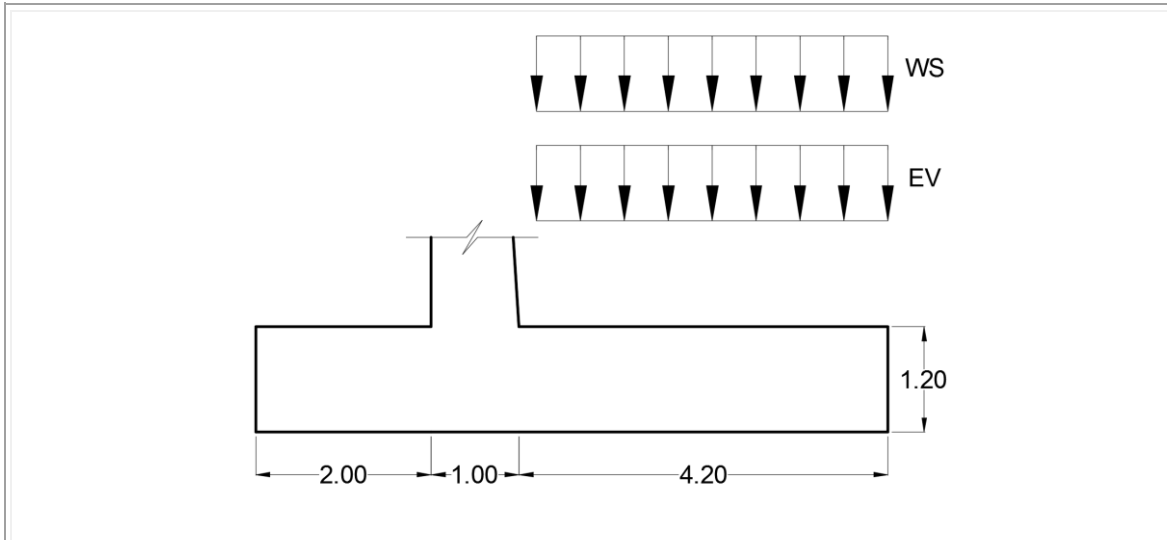


Figura 112. Cargas sobre el talón

Fuente: Propia

#### 10.14.1.1. Resistencia I

$$M_{\text{talón}} = 1,35 \times \gamma \times (H_2 + H_3) \times \frac{(B_3)^2}{2} + 1,75 \times \gamma \times H' \times \frac{(B_3)^2}{2}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{talón}} &= 1,35 \times 20,0 \times (7,35 + 1,45) \times \frac{(4,20)^2}{2} + 1,75 \times 20,0 \times 0,60 \times \frac{(4,20)^2}{2} \\ &= 2.280,9 \text{ kN} - \text{m} \end{aligned}$$

*10.14.1.2. Evento extremo I*

$$M_{\text{talón}} = 1,00 \times \gamma \times H_2 \times \frac{(B_3)^2}{2}$$

$$M_{\text{talón}} = 1,00 \times 20,0 \times (7,35 + 1,45) \times \frac{(4,20)^2}{2} = 1.552,3 \text{ kN} - \text{m}$$

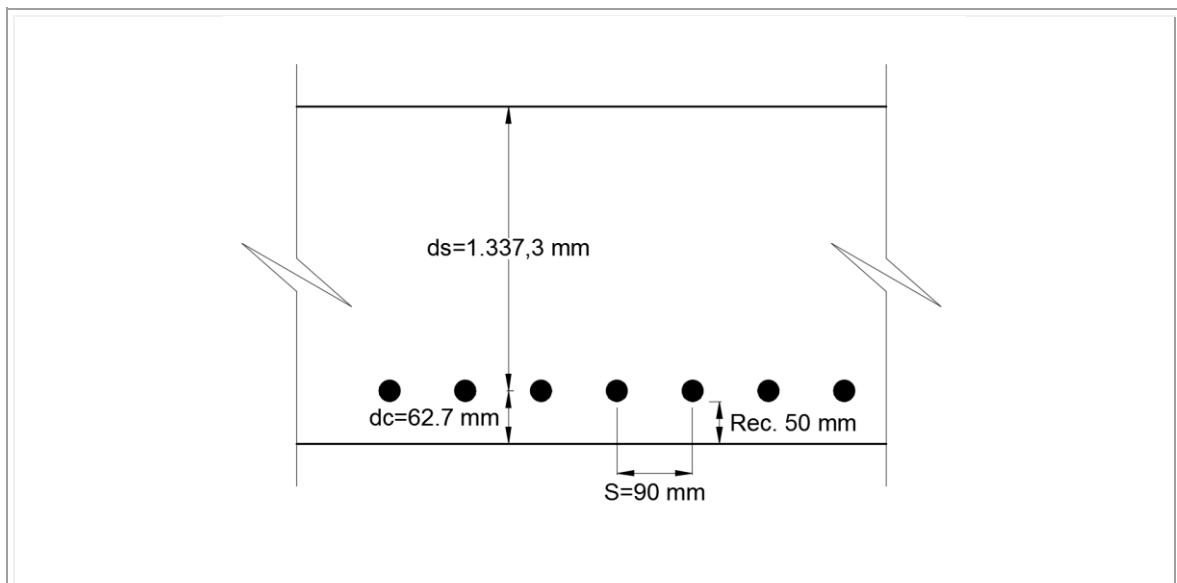
*10.14.1.3. Refuerzo a flexión*

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento último.

$$M_s = 1.658.160.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 2.280.900.000,0 \text{ N-mm}$$

Se dispone el refuerzo en línea de barras # 8.



*Figura 113. Centroide del refuerzo*

Fuente: Propia

Por tanteo se disponen una separación de 90 mm, es decir 11,11 barras #8, por metro, lo que equivale a un área de:

$$A_s = A_{barra} \times \frac{1.000}{s}$$
$$A_s = 507 \times \frac{1.000}{90} = 5.633,3 \text{ mm}^2/m$$

Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo ( $d_s$ ), será igual a:

$$d_s = h - rec - \frac{\phi}{2}$$
$$d_s = 1.200 - 50 - \frac{25,4}{2} = 1.137,3 \text{ mm}$$

El factor del bloque de tensiones ( $\beta_1$ ) como se especifica en el artículo 5.7.2.2, para  $f'_c = 28$  MPa es igual a:

$$\beta_1 = 0,85$$

Se utilizará la ecuación 5.7.3.1.1-4 simplificada anteriormente.

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

Reemplazando se obtiene lo siguiente:

$$c = \frac{5.633,3 \times 420 - 0 \times 420}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 1.000} = 117,0 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia, de acuerdo al comentario C5.7.2.1.

$c/d_s = 0,103 < 0,6$ , El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que  $\beta=0,85$

En el artículo 5.7.2.2, se especifica que  $a$  es la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 117,0 = 99,4 \text{ mm}$$

Deformación neta a tracción

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{1.137,3}{117,0} - 1 \right) = 0,026$$

Dado que la deformación unitaria es igual 0,026, es decir mayor a 0,005, se confirma que la sección está controlada por tracción.

Se utilizará un  $\phi=0,90$  especificado en el artículo 5.5.4.2.1 del CCP-14. Por lo tanto la resistencia a flexión factorizada será

$$M_r = \phi \left( (A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{pu}) \times \left( d_s - \left( \frac{a}{2} \right) \right) \right)$$

$$M_r = 0,90 \left( (5.633,3 \times 420,0 + 0 \times 1.890,0) \times \left( 1.137,3 - \left( \frac{99,4}{2} \right) \right) \right)$$

$$= 2.315.922.914,1 \text{ N} - \text{mm}$$

Para verificar que el refuerzo sea suficiente, se debe asegurar que la resistencia a flexión factorizada sea mayor al momento último.

$$2.315.922.914,1 \text{ N} - \text{mm} > 2.280.900.000,0 \text{ N} - \text{mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Puesto que el momento resistente es mayor que el momento factorizado, la sección y el refuerzo son adecuados para flexión. Se revisará la cuantía mínima, a partir de satisfacer un momento equivalente a  $M_{cr}$ , o  $1,33 M_u$ , el menor de los dos.

### **Cálculo del refuerzo mínimo:**

El módulo del elemento rectangular de 1,0 m de ancho.

$$S = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$S = \frac{1.000 \times 1.200^2}{6} = 240.000.000,0 \text{ mm}^3$$

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{28,0} = 3,3 \frac{N}{mm^2}$$

La cantidad de refuerzo deberá ser adecuada para soportar una resistencia a la flexión factorizado al menos igual a la menor de  $M_{cr}$  o  $1,33M_u$ . Por lo tanto se debe elegir el valor más pequeño entre los siguientes datos.

$$1,33 M_u = 1,33 \times 2.280.900.000,0 = 3.033.597.000,0 N - mm$$

Se utilizará la ecuación 5.7.3.3.2-1. Corregida y simplificada de la siguiente manera para concretos no preesforzados con los factores anteriormente presentados.

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c]$$

$$M_{cr} = 0,75 \times [(1,6 \times 3,3) \times 240.000.000,0] = 944.850.708,2 N - mm$$

Por lo tanto:

$$\rightarrow M_{\min} = 944.850.708,2 N - mm$$

Se debe verificar que  $M_r > M_{\min}$ .

$$2.315.922.914,1 N - mm > 944.850.708,2 N - mm$$

Por lo tanto se cumple el refuerzo mínimo.

**Cálculo del control de Fisuración:**

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{28} = 2,8 \frac{N}{mm^2}$$

$$0,80 f_r = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo en el acero de refuerzo convencional a la resistencia nominal a flexión.

$$f_s = \frac{M_s}{S_c}$$

$$f_s = \frac{1.658.160.000,0}{240.000.000,0} = 6,9 \frac{N}{mm^2}$$

Debido a que la tensión en la sección transversal es mayor que el 80% del módulo de rotura en el estado límite, se debe hacer el cálculo de  $S_{m\acute{a}x}$ .

$$\rho = \frac{A_s}{(b \times d_s)}$$

$$\rho = \frac{5.633,3}{(1.000 \times 1.137,3)} = 0,00495$$

$$n = 9$$

$$k = \sqrt{(2 \times np + np^2)} - np$$

$$k = \sqrt{(2 \times 9 \times 0,00495) + (9 \times 0,00495)^2} - 9 \times 0,00495 = 0,257$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0,257}{3} = 0,91$$

Tensión de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio

$$f_{ss} = \frac{M_s}{A_s \times j \times d_s}$$

$$f_{ss} = \frac{1.658.160.000,0}{5.633,3 \times 0,91 \times 1.137,3} = 284,4 \frac{N}{mm^2}$$

Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema de tracción hasta el centro del refuerzo de flexión más cercano ( $d_c$ )

Se utilizará un recubrimiento de 5,0 cm

$$d_c = \text{recub} + \frac{\phi_{\text{barra}}}{2}$$

$$d_c = 50,0 + \frac{25,4}{2} = 62,7 \text{ mm}$$

Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del elemento extremo a tracción

$$d_s = h - d_c$$

$$d_s = 1.200 - 62,7 = 1.137,3 \text{ mm}$$

Se debe utilizar el factor de exposición; 1,00 para condiciones de exposición clase 1 o 0,75 para condiciones de exposición clase 2. En este caso dado que el concreto del muro se encuentra en contacto con el suelo, se utiliza una exposición 2.

$$\gamma_e = 0,75$$

Se utilizará la fórmula 5.7.3.4-1 para calcular la separación entre barras:

$$s \leq \frac{123.000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Para lo cual se debe obtener la relación entre la deformación unitaria a flexión en la cara extrema a tracción y la deformación unitaria en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tracción.

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{62,7}{0,7(1.200 - 62,7)} = 1,1$$

Y se calcula la separación máxima:

$$s \leq \frac{123.000 \times 0,75}{1,1 \times 284,4} - 2 \times 62,7 = 175,3 \text{ mm}$$

La separación dispuesta es de 90 mm, por lo que se cumple la separación máxima para el control de fisuración.

### **Refuerzo de temperatura:**

Los requerimientos de refuerzo para temperatura se encuentran en el artículo 5.10.8 Se utilizará la ecuación 5.10.8-1 y la 5.10.8-2 para verificar el área de refuerzo por metro.

Ecuación 5.10.8-1.

$$A_s \geq \frac{1,30bh}{2(b+h)f_y}$$

Se deberá convertir debido a que está dada para unidades inglesas.

$$A_s \geq \frac{769bh}{2(b+h)f_y}$$

$$A_s \geq \frac{769 \times 1.000,0 \times 1.200,0}{2(1.000,0 + 1.200,0) \times 420} = 499,4 \text{ mm}^2/m$$

Se usarán barras #4 (127 mm<sup>2</sup>) @ 250 mm.

### **10.14.2. Cortante En La Base Del Talón**

En el caso del talón es mandatorio calcular el cortante en la cara del estribo.

**10.14.2.1. Resistencia I**

$$V_u \text{ talón} = 1,35 \times \gamma \times (H_2 + H_3) \times (B_3) + 1,75 \times \gamma \times H' \times (B_3)$$

$$\begin{aligned} V_u \text{ talón} &= 1,35 \times 20,0 \times (7,35 + 1,45) \times (5,60) + 1,75 \times 20,0 \times 0,60 \times (4,20) \\ &= 1.086,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

**10.14.2.2. Evento extremo I**

$$V_u \text{ talón} = 1,00 \times \gamma \times (H_2 + H_3) \times (B_3)$$

$$V_u \text{ talón} = 1,00 \times 20,0 \times (7,35 + 1,45) \times (4,20) = 739,2 \text{ kN}$$

**10.14.2.3. Refuerzo a cortante**

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio, momento último y cortante.

$$M_s = 1.658.160.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 2.280.900.000,0 \text{ N-mm}$$

$$V_u = 1.086,1 \text{ kN}$$

Se calculará el corte Diagonal en una dirección, para lo cual se elegirá el mayor de los siguientes valores:

$$d_{v1} = d_s - \frac{a}{2}$$

$$d_{v1} = 1.137,3 - \frac{99,4}{2} = 1.087,6 \text{ mm}$$

$$d_{v2} = 0,9 \times d_s$$

$$d_{v2} = 0,9 \times 1.137,3 = 1.023,6 \text{ mm}$$

$$d_{v3} = 0,72 \times h$$

$$d_{v3} = 0,72 \times 1.200,0 = 864,0 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$d_v = S_x = 1.087,6 \text{ mm}$$

Debe calcularse el parámetro de espaciamiento de fisuras ( $S_{xe}$ ), definido en la ecuación 5.8.3.4.2-5.

Se utilizará un tamaño del agregado igual a:

$$ag = 25,4 \text{ mm}$$

$$S_{xe} = S_x \frac{1,38}{ag + 0,63}$$

Dado que esta fórmula se encuentra expresada en pulgadas se ajusta la fórmula de la siguiente manera

$$S_{xe} = S_x \frac{35,0}{ag + 16,0}$$

$$S_{xe} = 1.087,6 \times \frac{35,0}{25,4 + 16,0} = 919,5 \text{ mm}$$

$$300 \leq S_{xe} \leq 2.000$$

Por lo tanto se cumple el parámetro de espaciamiento de fisuras.

Deformación unitaria neta longitudinal en la sección en el centroide del refuerzo a tracción definido en la ecuación 5.8.3.4.2-4.

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Donde:

$$N_u = 0$$

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.8.3.4.2-4 puede simplificarse como

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p|}{E_s A_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|2.280.900.000,0|}{1.087,6} + 0,5 \times 0 + |1.086,1 - 0|}{196.000 \times 5.633,3} = 0,0019$$

Si no se tiene la cantidad mínima de refuerzo transversal a cortante, se debe calcular  $\beta$ , según la ecuación 5.8.3.4.2-2.

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + S_{xe})}$$

Dado que la formula esta para sistema ingles, se adaptará de la siguiente forma:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{1.295}{(991 + S_{xe})}$$

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \times 0,0019)} \frac{1.295}{(991 + 919,5)} = 1,34$$

$\beta$  debe ser menor a 2,0, sino este valor deberá ser tomado como 2,0. Por lo tanto

$$\beta = 1,34$$

El valor de  $\theta$  está definido por la ecuación 5.8.3.4.2-3.

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s$$

$$\theta = 29 + 3500 \times 0,0019 = 35,7^\circ$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-3, dado que se utilizaron las ecuaciones 5.8.3.4.2-2 y 5.8.3.4.2-3 para el cálculo de  $\beta$  y  $\theta$ .

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_c = 0,083 \times 1,34 \times \sqrt{28,0} \times 1.000 \times 1.087,6 = 693.213,9 \text{ N} = 640,1 \text{ kN}$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-1 y la ecuación 5.8.3.3-2 respectivamente, de los cuales se elegirá el menor valor.

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$$

DÓnde:

$V_p$  = Componente en la dirección de la fuerza cortante aplicada de la fuerza efectiva de preesforzado = 0.

$V_s$  = Resistencia al cortante

$$V_{n1} = 640,1 + 0 + 0 = 640,1 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 0,25 f'c b_v d_v + V_p$$

$$V_{n2} = 0,25 \times 28,0 \times 1.000 \times 1.087,6 + 0 = 7.613.200,0 \text{ N} = 7.613,2 \text{ kN}$$

Entonces se tiene que:

$$\phi V_n = 0,90 \times 640,1 = 576,1 \text{ kN}$$

Se debe verificar que:

$$\phi V_n > V_u$$

$$576,1 \text{ kN} < 1.086,1 \text{ kN}$$

Como la resistencia nominal de cortante factorizada es mayor que el cortante último, se deberá utilizar estribos. Se probará usando ramas #4 (127 mm<sup>2</sup>) en planos cada 270 mm, es decir que en un metro de longitud de estribo se tiene un  $A_{sv}$ :

$$A_{sv} = \frac{127,0}{0,27} = 470,4 \text{ mm}^2$$

Se debe satisfacer un área mínima de refuerzo, la cual deberá ser mayor a:

Ecuación 5.8.2.5-1

$$A_{sv} \geq 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

$$A_{sv} \geq 0,083 \sqrt{28,0} \times \frac{1.000 \times 270}{420} = 282,3 \text{ mm}^3$$

Por lo tanto el área calculada anteriormente es adecuada.

La resistencia nominal de cortante está definida en el artículo 5.8.3.3, la cual será el menor valor entre.

Ecuación 5.8.3.3-1

$$V_n = V_s + V_c$$

Ecuación 5.8.3.3-2

$$V_n = 0,25 \times f'_c b_v d_v$$

En la cual, según el comentario C5.8.3.3, la ecuación 5.8.3.3-4 quedará reducida de la siguiente forma cuando  $\alpha = 90^\circ$ .

Ecuación C5.8.3.3-1

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s}$$

Utilizando una separación  $s = 270$  mm a lo largo del talón se obtiene:

$$V_s = \frac{470,4 \times 420,0 \times 1.087,6 \cot(35,7)}{270} = 1.107.519,1 \text{ N} = 1.107,5 \text{ kN}$$

Entonces se obtiene que:

$$V_n = 1.107,5 + 640,1 = 1.747,6 \text{ kN}$$

$$V_n = 0,25 \times 28,0 \times 1.087,6 \times 1.000 = 7.613.200,0 \text{ N} = 7.613,2 \text{ kN}$$

Por lo tanto:

$$V_r = \phi(V_n)$$

$$V_r = 0,90 \times (1.747,6) = 1.572,8 \text{ kN}$$

Se debe cumplir que:

$$V_r > V_u$$

$$1.572,8 \text{ kN} > 1.086,1 \text{ kN}$$

Por lo tanto el refuerzo a cortante en el talón es adecuado.

### 10.15. Diseño del Refuerzo de la Punta del estribo

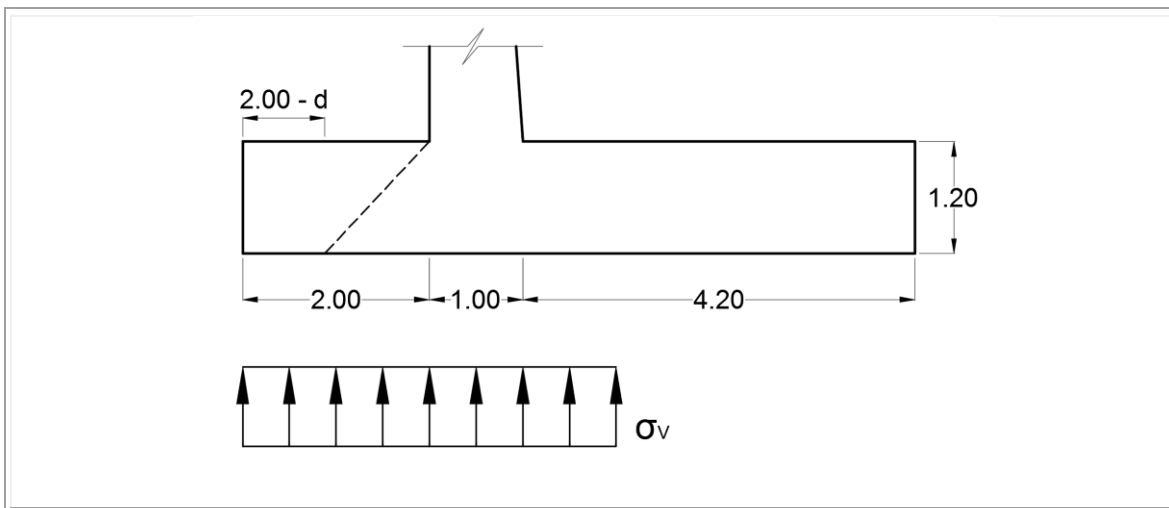


Figura 114. Cargas bajo la punta

Fuente: Propia

#### 10.15.1. Momento En La Punta

##### 10.15.1.1. Resistencia I

$$M_u \text{ punta} = \sigma_v \text{ Resistencia I} \times \frac{(B_1)^2}{2}$$

$$M_u \text{ punta} = 308,5 \times \frac{(2,00)^2}{2} = 617,0 \text{ kN} - \text{m}$$

**10.15.1.2. Evento extremo I**

$$M_u \text{ punta} = \sigma_v \text{ Evento extremo I} \times \frac{(B_1)^2}{2}$$

$$M_u \text{ talón} = 331,3 \times \frac{(2,00)^2}{2} = 662,6 \text{ kN} - \text{m}$$

**10.15.1.3. Refuerzo a flexión**

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento último.

$$M_s = 662.600.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 662.600.000,0 \text{ N-mm}$$

Se dispone el refuerzo en línea de barras # 5.

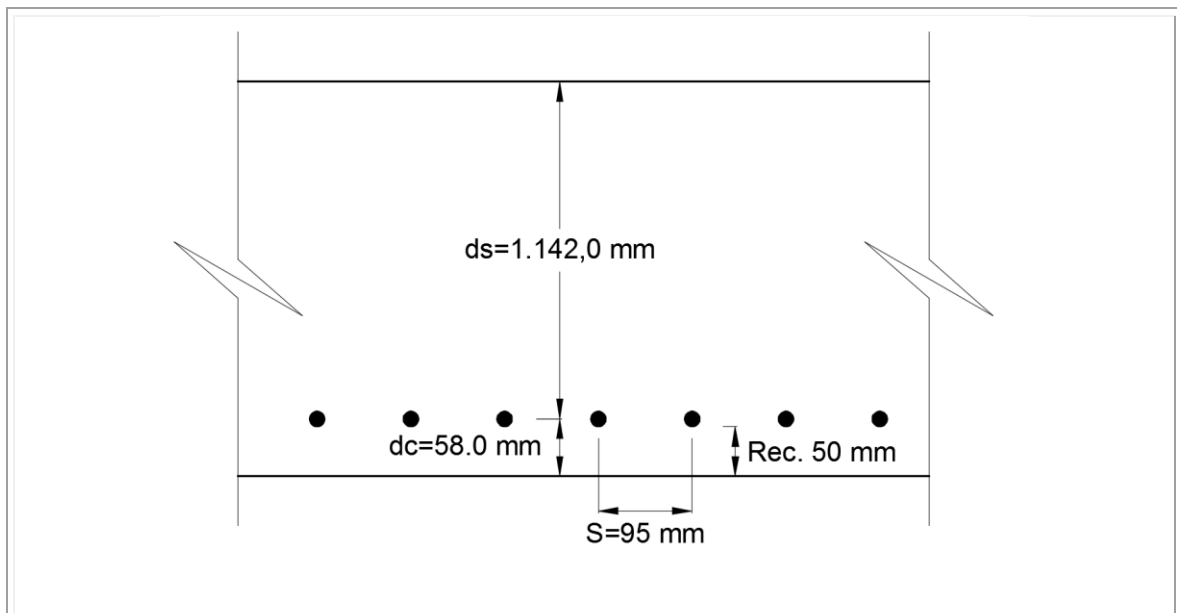


Figura 115. Centroides del refuerzo

Fuente: Propia

Por tanteo se dispone una separación de 95 mm, es decir 10,53 barras #5, por metro, lo que equivale a un área de:

$$A_s = A_{barra} \times \frac{1.000}{s}$$
$$A_s = 198,0 \times \frac{1.000}{95} = 2.084,2 \text{ mm}^2/m$$

Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo ( $d_s$ ), será igual a:

$$d_s = h - rec - \frac{\phi}{2}$$
$$d_s = 1.200 - 50 - \frac{16}{2} = 1.142,0 \text{ mm}$$

El factor del bloque de tensiones ( $\beta_1$ ) como se especifica en el artículo 5.7.2.2, para  $f'_c = 28$  MPa es igual a:

$$\beta_1 = 0,85$$

Se utilizará la ecuación 5.7.3.1.1-4 simplificada anteriormente.

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

Reemplazando se determina  $c$ , de la siguiente manera:

$$c = \frac{2.084,2 \times 420 - 0 \times 420}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 1.000} = 43,3 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia, de acuerdo al comentario C5.7.2.1.

$c/d_s = 0,038 < 0,6$ , El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que  $\beta=0,85$

En el artículo 5.7.2.2, se especifica que  $a$  es la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 43,3 = 36,8 \text{ mm}$$

Deformación neta a tracción

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{1.142,0}{43,3} - 1 \right) = 0,076$$

Dado que la deformación unitaria es igual 0,076, es decir mayor a 0,005, se confirma que la sección está controlada por tracción.

Se utilizará un  $\phi=0,90$  especificado en el artículo 5.5.4.2.1. Por lo tanto la resistencia a flexión factorizada será

$$M_r = \phi \left( (A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{pu}) \times \left( ds - \left( \frac{a}{2} \right) \right) \right)$$

$$M_r = 0,90 \left( (2.084,2 \times 420,0 + 0 \times 1.890,0) \times \left( 1.142,0 - \left( \frac{36,8}{2} \right) \right) \right)$$

$$= 885.215.367,2 \text{ N} - \text{mm}$$

Para verificar que el refuerzo sea suficiente, se debe asegurar que la resistencia a flexión factorizada sea mayor al momento último.

$$885.215.367,2 \text{ N} - \text{mm} > 662.600.000,0 \text{ N} - \text{mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Puesto que el momento resistente es mayor que el momento factorizado, la sección y el refuerzo son adecuados para flexión. Se revisará la cuantía mínima, a partir del satisfacer un momento equivalente a  $M_{cr}$ , o  $1,33 M_u$ , el menor de los dos.

#### Calculo del refuerzo mínimo:

El modulo del elemento rectangular de 1,0 m de ancho.

$$S = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$S = \frac{1.000 \times 1.200^2}{6} = 240.000.000,0 \text{ mm}^3$$

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{28,0} = 3,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La cantidad de refuerzo deberá ser adecuada para soportar una resistencia a la flexión factorizado al menos igual a la menor de  $M_{cr}$  o  $1,33M_u$ . Por lo tanto se debe elegir el valor más pequeño entre los siguientes datos.

$$1,33 M_u = 1,33 \times 662.600.000,0 = 881.258.000,0 N - mm$$

Se utilizará la ecuación 5.7.3.3.2-1. Corregida y simplificada de la siguiente manera para concretos no preesforzados con los factores anteriormente presentados.

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c]$$

$$M_{cr} = 0,75 \times [(1,6 \times 3,3) \times 240.000.000,0] = 944,850.708,2 N - mm$$

Por lo tanto:

$$\rightarrow M_{\min} = 881.258.000,0 N - mm$$

Se debe verificar que  $M_r > M_{\min}$ .

$$885.215.367,2 N - mm > 881.258.000,0 N - mm$$

Por lo tanto se cumple el refuerzo mínimo.

### Calculo del control de Fisuración:

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{28} = 2,8 \frac{N}{mm^2}$$

$$0,80 f_r = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo en el acero de refuerzo convencional a la resistencia nominal a flexión.

$$f_s = \frac{M_s}{S_c}$$

$$f_s = \frac{662.600.000,0}{240.000.000,0} = 2,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Debido a que la tensión en la sección transversal es mayor que el 80% del módulo de rotura en el estado límite, se debe hacer el cálculo de  $S_{\text{máx}}$ .

$$\rho = \frac{A_s}{(b \times d_s)}$$

$$\rho = \frac{2.084,2}{(1.000 \times 1.142,0)} = 0,00183$$

$$n = 9$$

$$k = \sqrt{(2 \times np + np^2)} - np$$

$$k = \sqrt{(2 \times 9 \times 0,00183) + (9 \times 0,00183)^2} - 9 \times 0,00183 = 0,166$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0,166}{3} = 0,94$$

Tensión de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio

$$f_{ss} = \frac{M_s}{A_s \times j \times d_s}$$
$$f_{ss} = \frac{662.600.000,0}{2.084,2 \times 0,94 \times 1.142,0} = 296,2 \frac{N}{mm^2}$$

Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema de tracción hasta el centro del refuerzo de flexión más cercano ( $d_c$ )

Se utilizará un recubrimiento de 5,0 cm

$$d_c = recub + \frac{\phi_{barra}}{2}$$
$$d_c = 50,0 + \frac{16}{2} = 58,0 \text{ mm}$$

Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del elemento extremo a tracción

$$d_s = h - d_c$$
$$d_s = 1.200 - 58,0 = 1.142,0 \text{ mm}$$

Se debe utilizar el factor de exposición; 1,00 para condiciones de exposición clase 1 o 0,75 para condiciones de exposición clase 2. En este caso dado que el concreto del muro se encuentra en contacto con el suelo, se utiliza una exposición 2.

$$\gamma_e = 0,75$$

Se utilizará la fórmula 5.7.3.4-1 para calcular la separación entre barras:

$$s \leq \frac{123.000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Para lo cual se debe calcular la relación entre la deformación unitaria a flexión en la cara extrema a tracción y la deformación unitaria en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tracción.

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{58,0}{0,7(1.200 - 58,0)} = 1,1$$

Y se calcula la separación máxima:

$$s \leq \frac{123.000 \times 0,75}{1,1 \times 296,2} - 2 \times 58,0 = 167,1 \text{ mm}$$

### **Refuerzo de temperatura:**

Los requerimientos de refuerzo para temperatura se encuentran en el artículo 5.10.8 Se utilizará la ecuación 5.10.8-1 y la 5.10.8-2 para verificar el área de refuerzo por metro.

Ecuación 5.10.8-1.

$$A_s \geq \frac{1,30bh}{2(b+h)f_y}$$

Se deberá convertir debido a que está dada para ksi.

$$A_s \geq \frac{769bh}{2(b+h)f_y}$$

$$A_s \geq \frac{769 \times 1.000,0 \times 1.200,0}{2(1.000,0 + 1.200,0) \times 420} = 499,4 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Se usarán barras #4 (127 mm<sup>2</sup>) @ 250 mm.

## 10.15.2. Cortante en la Punta a “d” del Borde

### 10.15.2.1. Resistencia I

$$V_u \text{ punta} = \sigma_v \text{ Resistencia I} \times (B_1 - H_1 + 0,07)$$

$$V_u \text{ punta} = 308,5 \times (2,00 - 1,20 + 0,07) = 268,4 \text{ kN}$$

### 10.15.2.2. Evento extremo I

$$V_u \text{ punta} = \sigma_v \text{ Evento extremo I} \times (B_1 - H_1 + 0,07)$$

$$V_u \text{ talón} = 331,3 \times (2,00 - 1,20 + 0,07) = 288,2 \text{ kN}$$

### 10.15.2.3. Refuerzo a cortante

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio, momento último y cortante.

$$M_s = 662.600.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 662.600.000,0 \text{ N-mm}$$

$$V_u = 288,2 \text{ kN}$$

Se calculará el corte Diagonal en una dirección, para lo cual se elegirá el mayor de los siguientes valores:

$$d_{v1} = d_s - \frac{a}{2}$$

$$d_{v1} = 1.142,0 - \frac{36,8}{2} = 1.123,6 \text{ mm}$$

$$d_{v2} = 0,9 \times d_s$$

$$d_{v2} = 0,9 \times 1.142,0 = 1.027,8 \text{ mm}$$

$$d_{v3} = 0,72 \times h$$

$$d_{v3} = 0,72 \times 1.200,0 = 864,0 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$d_v = S_x = 1.123,6 \text{ mm}$$

Debe calcularse el parámetro de espaciamiento de fisuras ( $S_{xe}$ ), definido en la ecuación 5.8.3.4.2-5.

Se utilizará un tamaño del agregado igual a:

$$a_g = 25,4 \text{ mm}$$

$$S_{xe} = S_x \frac{1,38}{a_g + 0,63}$$

Dado que esta fórmula se encuentra expresada para el sistema inglés se ajusta la fórmula de la siguiente manera

$$S_{xe} = S_x \frac{35,0}{a_g + 16,0}$$

$$S_{xe} = 1.123,6 \times \frac{35,0}{25,4 + 16,0} = 949,9 \text{ mm}$$

$$300 \leq S_{xe} \leq 2.000$$

Por lo tanto se cumple el parámetro de espaciamiento de fisuras.

Deformación unitaria neta longitudinal en la sección en el centroide del refuerzo a tracción definido en la ecuación 5.8.3.4.2-4.

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Donde:

$$N_u = 0$$

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.8.3.4.2-4 puede simplificarse como

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p|}{E_s A_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|662.600.000,0|}{1.123,6} + 0,5 \times 0 + |288,2 - 0|}{196.000 \times 2.084,2} = 0,0014$$

Si no se tiene la cantidad mínima de refuerzo transversal a cortante, se debe calcular  $\beta$ , según la ecuación 5.8.3.4.2-2.

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + S_{xe})}$$

Dado que la formula esta para ksi, se adaptará de la siguiente forma:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{1.295}{(991 + S_{xe})}$$

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \times 0,0014)} \frac{1.295}{(991 + 949,9)} = 1,56$$

$\beta$  debe ser menor a 2,0, sino este valor deberá ser tomado como 2,0. Por lo tanto

$$\beta = 1,56$$

El valor de  $\theta$  está definido por la ecuación 5.8.3.4.2-3.

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s$$

$$\theta = 29 + 3500 \times 0,0014 = 33,9^\circ$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-3, dado que se utilizaron las ecuaciones 5.8.3.4.2-2 y 5.8.3.4.2-3 para el cálculo de  $\beta$  y  $\theta$ .

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_c = 0,083 \times 1,56 \times \sqrt{28,0} \times 1.000 \times 1.123,6 = 770.944,0 \text{ N} = 770,9 \text{ kN}$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-1 y la ecuación 5.8.3.3-2 respectivamente, de los cuales se elegirá el menor valor.

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$$

Dónde:

$V_p$  = Componente en la dirección de la fuerza cortante aplicada de la fuerza efectiva de preesforzado = 0.

$V_s$  = Resistencia al cortante

$$V_{n1} = 770,9 + 0 + 0 = 770,9 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 0,25 f'c b_v d_v + V_p$$

$$V_{n2} = 0,25 \times 28,0 \times 1.000 \times 1.123,6 + 0 = 7.865.200,0 \text{ N} = 7.865,2 \text{ kN}$$

Entonces se tiene que:

$$\phi V_n = 0,90 \times 770,9 = 693,8 \text{ kN}$$

Se debe verificar que:

$$\phi V_n > V_u$$

$$693,8 \text{ kN} > 288,2 \text{ kN}$$

Como la resistencia nominal de cortante factorizada es menor que el cortante último, no se requerirá utilizar estribos.

### 10.16. Dibujo del Refuerzo del Estribo

A continuación se presenta el dibujo del refuerzo del estribo, que recoge el diseño a flexión, temperatura y cortante. Dado que la altura del vástago y la longitud del talón son importantes, es conveniente hacer un diseño a flexión en diferentes puntos de estos elementos para optimizar el refuerzo.

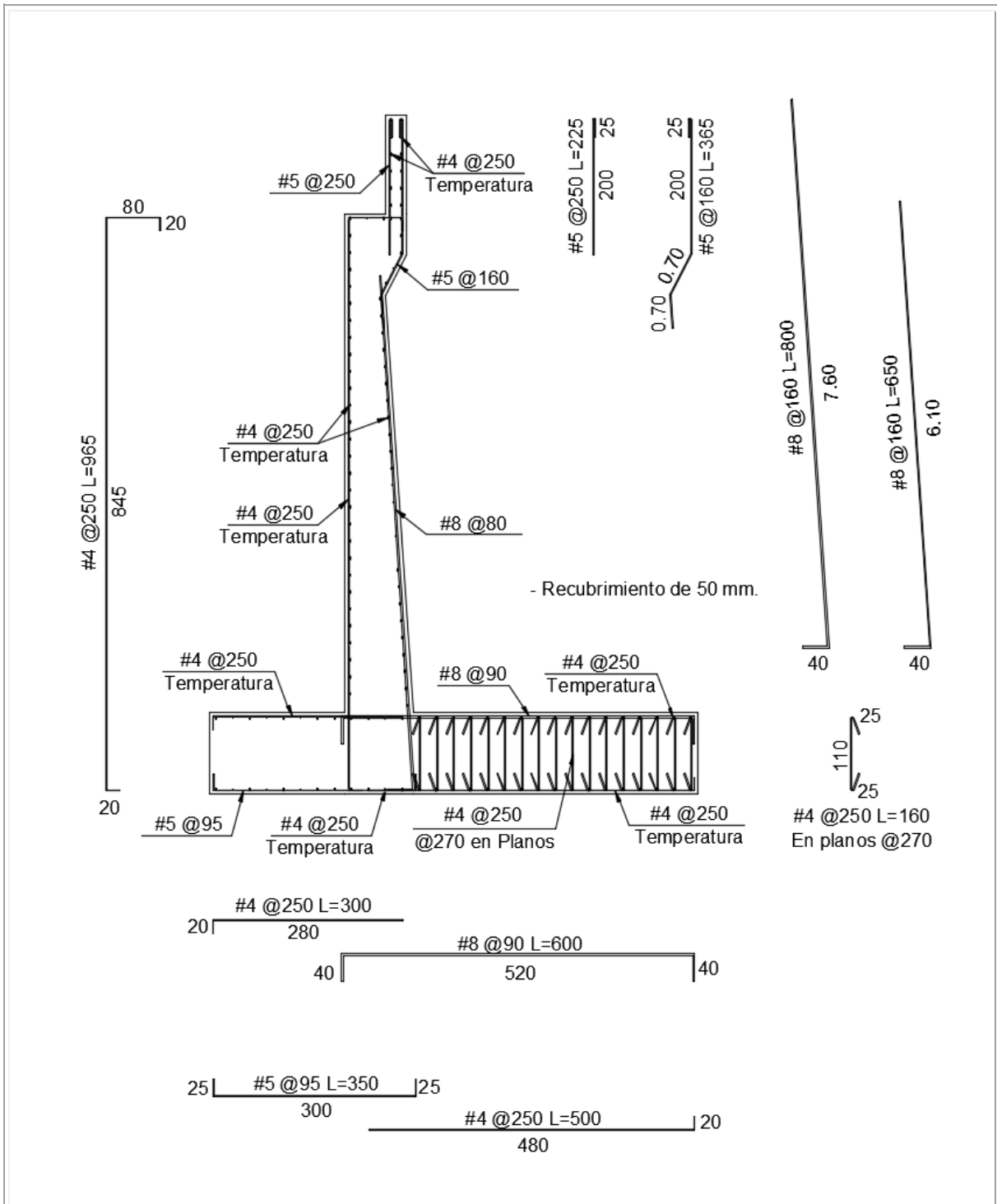


Figura 116. Despiece del refuerzo del muro

Fuente: Propia

## 11. Apoyos de Neopreno

Los apoyos son elementos que se diseñan para soportar la carga de la superestructura y transmitirlas a la subestructura. Además de resistir las cargas, deben acomodar los movimientos en los estados límites de servicio y de resistencia. No se debe permitir el daño en el estado límite de servicio, y no debe ocurrir daño irreparable para el estado límite de resistencia. Para el estado límite evento extremo es posible permitir que el apoyo actúe como fusible, y que se fracture a determinada carga, siempre y cuando se prevenga la pérdida del tramo.

Los apoyos pueden ser fijos o móviles, de acuerdo a los requerimientos de cada estructura. En la Tabla 50, Idoneidad del Apoyo, se presentan los diferentes tipos de apoyo, y comportamiento ante diferentes posibilidades de movimiento. Para determinar su idoneidad se utilizan las siguientes convenciones:

- S= Adecuado
- U = Inadecuado
- L = Adecuado con limitaciones
- R = Puede ser adecuado con consideraciones especiales

Tabla 50. *Idoneidad del apoyo*

Tipo de Apoyo	Rotación Alrededor del Eje Indicado del							
	Movimiento		Punto			Resistencia a Cargas		
	Long	Trans.	Long	Trans.	Vert.	Long.	Trans.	Vert.
<b>Almohadilla Simple de Elastómetro</b>	S	S	S	S	L	L	L	L
<b>Almohadilla Reforzada con Fibra de Vidrio</b>	S	S	S	S	L	L	L	L
<b>Almohadilla Reforzada con Fibra de Algodón</b>	U	U	U	U	U	L	L	S
<b>Apoyo Elastométrico Reforzado con Acero</b>	S	S	S	S	L	L	L	S
<b>Apoyo Deslizante Plano</b>	S	S	U	U	S	R	R	S
<b>Apoyo Deslizante Esférico</b>	R	R	S	S	S	R	R	S
<b>Apoyo Deslizante Cilíndrico</b>	R	R	U	S	U	R	R	S
<b>Apoyo de Disco</b>	R	R	S	S	L	S	S	S
<b>Apoyo Cilíndrico Doble</b>	R	R	S	S	U	R	R	S
<b>Apoyo Tipo Pot</b>	R	R	S	S	L	S	S	S
<b>Apoyo Balancín</b>	S	U	U	S	U	R	R	S
<b>Apoyo de Rótula Articulada</b>	U	U	U	S	U	S	R	S
<b>Apoyo de Un solo Rodillo</b>	S	U	U	S	U	U	R	S
<b>Apoyo de Múltiples Rodillos</b>	S	U	U	U	U	U	U	S

Fuente: CCP-14 Tabla 14.6.2.-1.

En la Figura 117, Tipos Comunes de Apoyo, se ilustra la configuración de los apoyos relacionados en la tabla anterior.

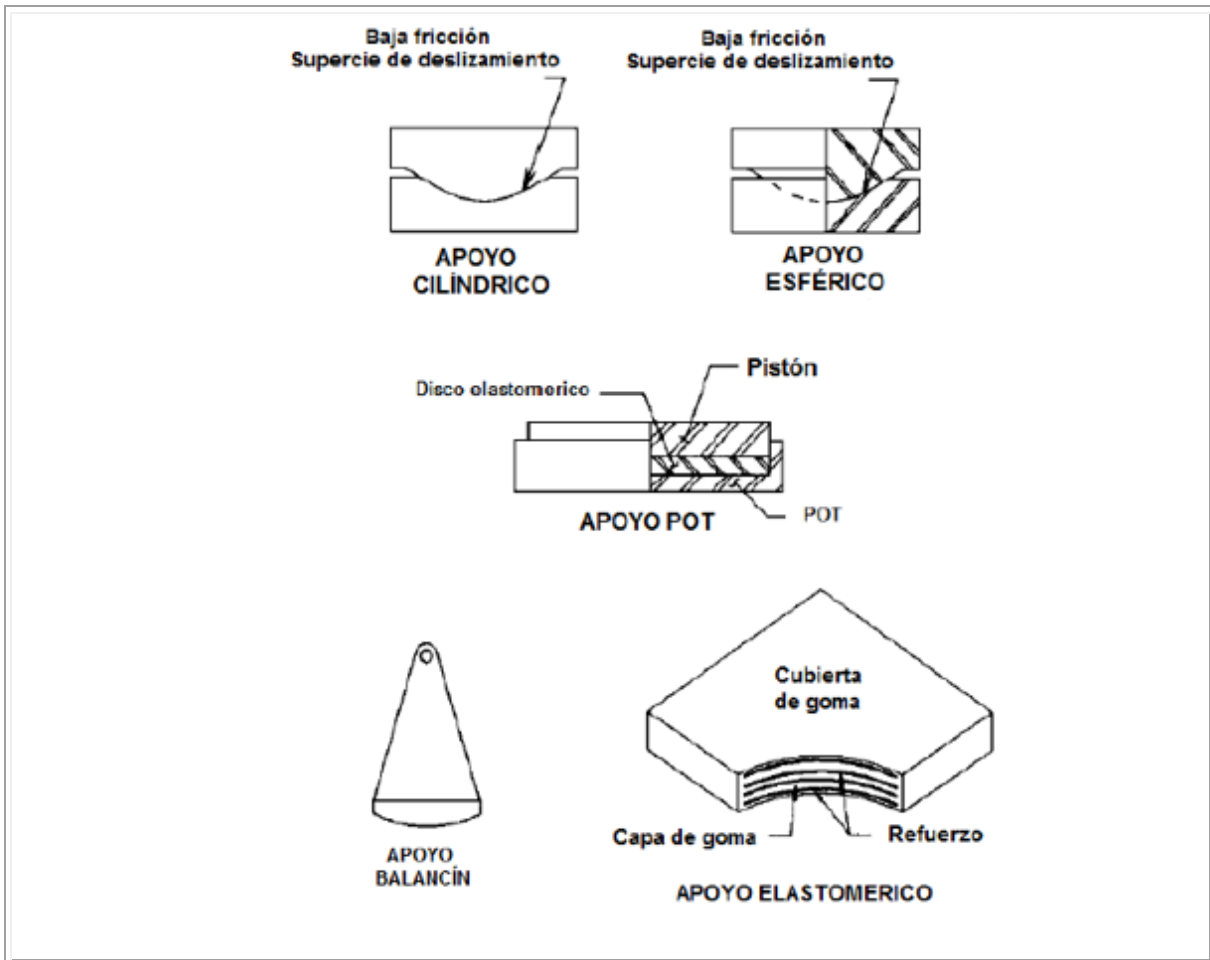


Figura 117. Tipos Comunes de Apoyo

Fuente CCP-14 Grafica 14.6.2-1

Para puentes de concreto reforzado y postensado con luces hasta de 40.0m es usual la utilización de apoyos elastoméricos de neopreno reforzado. Un apoyo de neopreno es un elemento constituido parcialmente o totalmente de elastómero. La almohadilla, deberá permitir las rotaciones y traslaciones longitudinales generados por retracción del concreto, cambios de temperatura, y aplicación de cargas muertas y vivas. En esta sección se presenta el diseño de un apoyo reforzado con láminas de acero y elastómero.

### 11.1. Diseño del Apoyo de Neopreno

A continuación se presenta el ejemplo del diseño de los apoyos de neopreno para el puente de viga y losa de luz 20,0 m, teniendo en cuenta los datos de reacciones que llegan al apoyo y momento en el centro de la luz.

Se propone la utilización del método A para el diseño de apoyos reforzados, el cual debe cumplir con los requerimientos dispuestos en el numeral 4.7.6 del CPP-14. Para ello se debe verificar que se cumpla la siguiente ecuación.

$$\frac{S_i^2}{n} < 22$$

Dónde:

$S_i$  = es el factor de forma de i-ésima capa del apoyo elastomérico

$n$  = el número de capas interiores

Esta verificación se realizará una vez se tengan definidas las dimensiones del apoyo.

#### 11.1.1. Cargas en el Apoyo

Las cargas que se generan en los apoyos de cada viga son

$$R_{DC} = 465,8 \text{ kN}$$

$$R_{DW} = 21,3 \text{ kN}$$

$$R_{LL} = 431,0 \text{ kN}$$

$$M_{DC} = 2.354,4 \text{ kN-m}$$

$$M_{DW} = 106,5 \text{ kN-m}$$

$$M_{LL} = 1.706.1 \text{ kN-m}$$

### 11.1.2. Características del Neopreno

De la Tabla 51, se obtienen las propiedades del neopreno, para el cual en este caso se ha seleccionado Dureza Shore 60.

Módulo cortante a 23°C  $G = 1,2 \text{ MPa}$

Deformación por flujo plástico = 35%

Tabla 51. *Propiedades Físicas Correlacionadas*

	Dureza (Shore A)		
	50	60	70 <sup>1</sup>
<b>Módulo de Cortante a 23<sup>0</sup>C (MPa)</b>	0,66-0,90	0,90-1,38	1,38-2,07
<b>Deflexión de flujo plástico a 25 años</b>			
<b>dividida por la deflexión inicial</b>	0,25	0,35	0,45

<sup>1</sup> Solo para PEP, FGP, y apoyos elastoméricos reforzados con acero con un deslizador de PTFE o equivalente encima del apoyo.

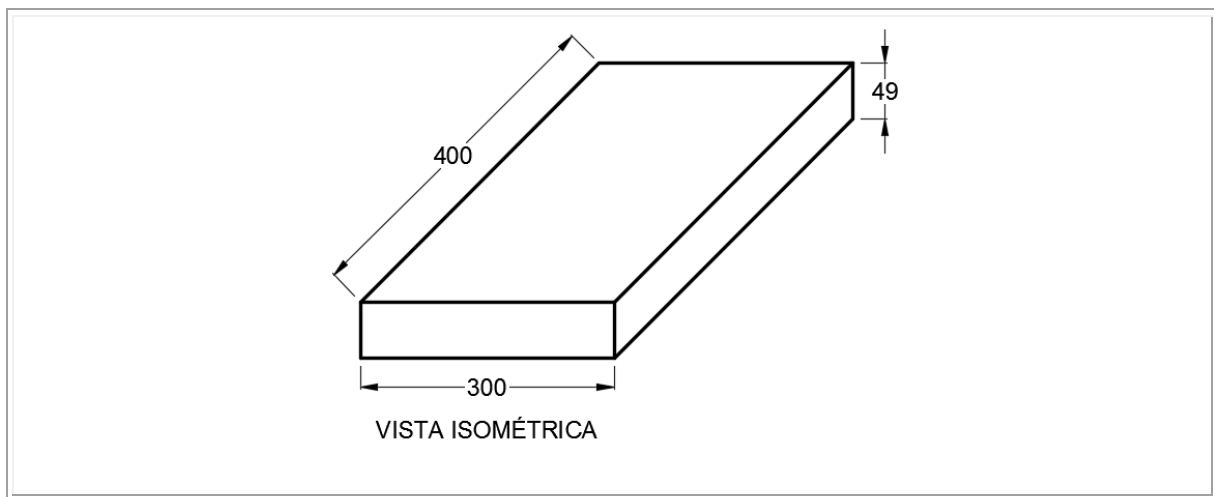
Fuente: CCP-14 Tabla 14.7.6.2-1.

### 11.1.3. Área de Contacto

Se proponen unas dimensiones de las almohadillas, para la cual el ancho  $W$  corresponde al ancho del patín inferior, y la longitud  $L$  es propuesta, debiendo cumplir con el chequeo de estabilidad.

$$W = 400 \text{ mm}$$

$$L = 300 \text{ mm}$$



*Figura 118. Dimensiones Propuestas Apoyo*

Fuente: Propia

### 11.1.4. Características de las Láminas

Las láminas exteriores deben tener un espesor inferior al 70% de las láminas de neopreno interiores. Para las láminas interiores se propone inicialmente un espesor de 12 mm. Las láminas del refuerzo de acero usualmente son de 3mm de espesor.

Espesor exterior elastómero	$h_{ri} = 6 \text{ mm}$
Espesor interior elastómero	$h_{ri} = 14 \text{ mm}$
Espesor de la capa de refuerzo	$h_s = 3 \text{ mm}$
Numero de capas interiores	$n = 2$
Espesor total elastómero $h_{rt}$	

$$h_{rt} = n \times 14 + 2 \times 6 = 40 \text{ mm}$$

Espesor total de apoyo

$$h = h_{ri} + (n + 1) \times h_s$$

$$h = 40 + (2 + 1) \times 3 = 49 \text{ mm}$$

En la Figura 119 y 120, se muestra la sección las capas de neopreno y del refuerzo

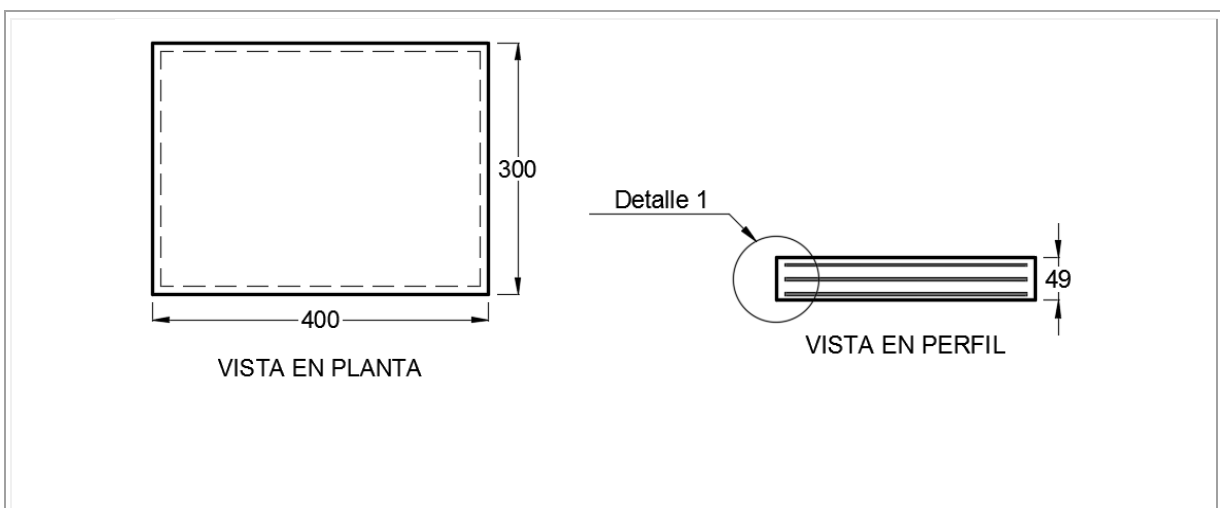


Figura 119. Detalles de la Almohadilla

Fuente: Propia

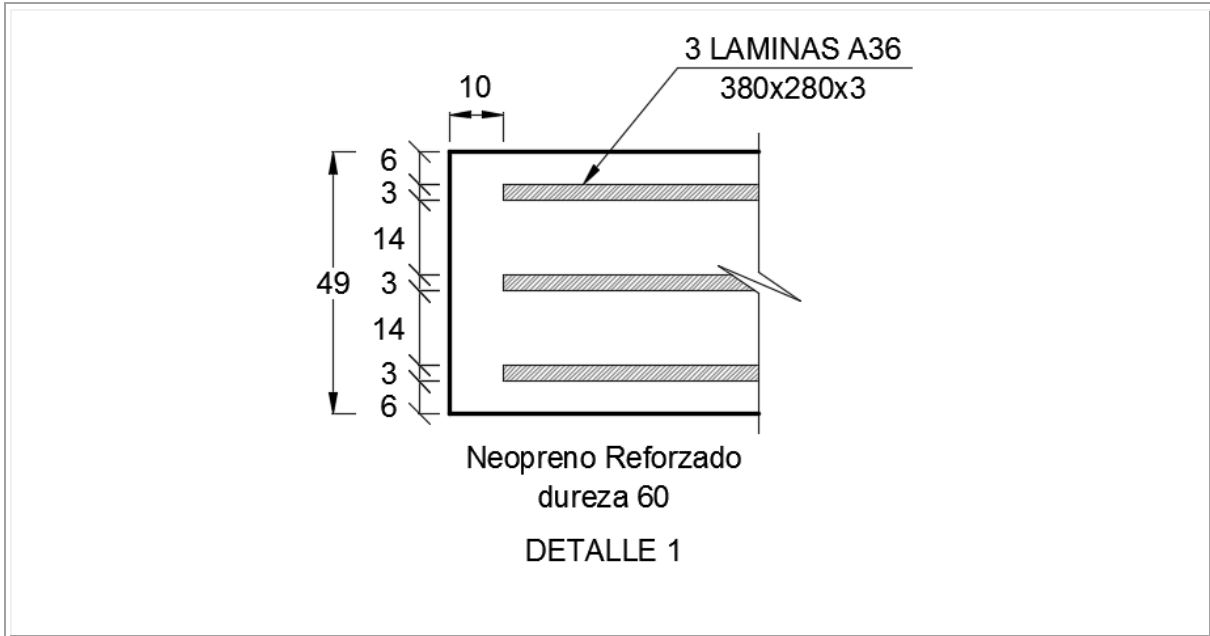


Figura 120. Refuerzo de la Almohadilla

Fuente: Propia

### 11.1.5. Estabilidad

Se debe verificar la estabilidad de las almohadillas, en función de sus dimensiones, de acuerdo a lo dispuesto en el numeral 14.7.6.3.6 del CCP-14.

$$h < \frac{L}{3}$$

$$59 < \frac{400}{3} = 133$$

Cumple

$$h < \frac{W}{3}$$

$$59 < \frac{300}{3} = 100$$

Cumple

### 11.1.6. Factor De Forma

El factor de forma para apoyos rectangulares según 14.7.5.1-1 es igual a:

$$S = \frac{LW}{2h_{ri}(L + W)}$$

$$S = \frac{400 \times 300}{2 \times 14(400 + 300)} = 6,1$$

Una vez obtenido el factor de forma se puede verificar la relación para validar la utilización del método A.

$$\frac{Si^2}{n} < 22$$

$$\frac{6,1^2}{2} = 18,7 < 22$$

Luego es procedente aplicar el método A.

### 11.1.7. Esfuerzo de Compresión Axial

En el estado límite de servicio, los esfuerzos promedio de compresión para almohadilla de neopreno reforzada deben corresponder a los límites establecidos por las ecuaciones 14.7.6.3.2-7 y 14.7.6.3.2-8 del CCP-14:

$$\sigma_s \leq 1,25GS_i \quad 14.7.6.3.2-7$$

Y

$$\sigma_s \leq 8,6MPa \quad 14.7.6.3.2-8$$

$$\sigma_s \leq 1,25 \times 12,5 \times 6,1 = 9,15 MPa$$

Luego se adopta un esfuerzo máximo  $\sigma_s = 8,6 MPa$ .

El esfuerzo de compresión real para el estado límite de servicio, corresponde al esfuerzo generado por la aplicación de la carga muerta más las cargas viva.

$$\sigma_s = \frac{(DC + DW + LL)}{(L \times W)}$$

$$\sigma_s = \frac{(465,8 + 21,3 + 431,0) \times 1000}{(400 \times 300)} = 7,7 MPa < 8,6 MPa$$

Luego las dimensiones son adecuadas por compresión.

### 11.1.8. Deformación por Compresión del Apoyo

Utilizando la figura 121, para apoyos reforzados con acero Dureza 60 se obtiene una deformación  $\varepsilon_{ci} = 0,046 = 4,6\%$ . A esta deformación se suma la deformación plástica, que para este material es de 35% con respecto a la deformación instantánea.

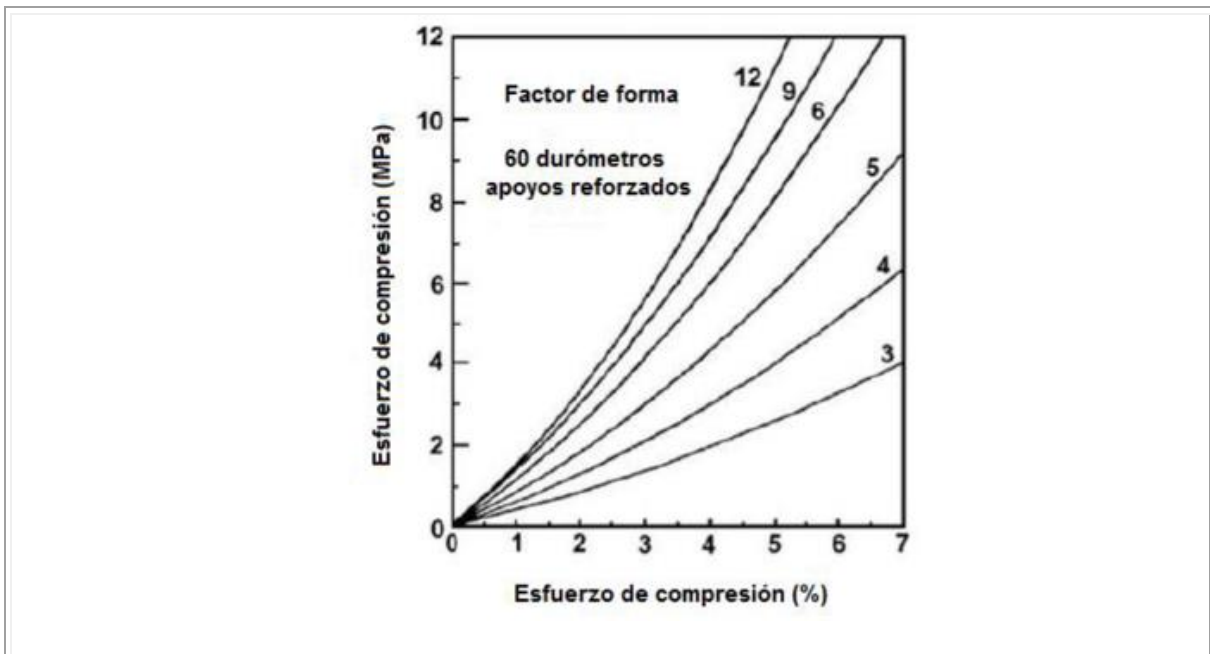


Figura 121. Curva esfuerzo - deformación

Fuente: CCP-14 Figura C14.7.6.3.3-1.

Por consiguiente  $\varepsilon_f = (1 + 0,35) \times 4,6\% = 6,2\%$

La deformación máxima permitida es de  $0,09h_{ri}$ , es decir 9,0%, luego las dimensiones cumplen.

La deformación final por compresión será igual a:

$$\Delta_C = \varepsilon_f \times h_{rt}$$

$$\Delta_C = 0,062 \times 40 = 2,5 \text{ mm}$$

### 11.1.9. Deformaciones Por Cortante

Conforme al numeral 14.7.5.32 del CCP-14, el desplazamiento máximo horizontal,  $\Delta_o$ , debe tomarse como el 65% del intervalo térmico de diseño, combinado con los movimientos causados por flujo plástico, retracción y postensado. Para el estado límite de servicio la deformación máxima horizontal,  $\Delta_s$ , debe tomarse como horizontal,  $\Delta_o$ , y deben considerarse los efectos de la rigidez de la estructura y los procedimientos de construcción, que pueden imponer deformaciones antes de la puesta en servicio de la estructura.

### 11.1.10. Deformación Por Temperatura

Las deformaciones por temperatura pueden ser de alargamiento o de acortamiento, y se evalúan mediante el coeficiente de expansión y contracción térmica ( $\alpha$ ), la longitud de la viga y el intervalo térmico,  $\Delta_T$ . El valor del coeficiente térmico para el concreto se toma como  $\alpha = 0,000001$ . En la Tabla 52, se establecen los intervalos para dos tipos de climas. Se toma el correspondiente a clima moderado.

Tabla 52. *Intervalos de Temperatura del Procedimiento A*

<b>Clima</b>	<b>Acero o Aluminio</b>	<b>Concreto</b>	<b>Madera</b>
<b>Moderado</b>	-18 <sup>o</sup> a 49 <sup>o</sup> C (0 <sup>o</sup> a 120 <sup>o</sup> F)	-12 <sup>o</sup> a 27 <sup>o</sup> C (10 <sup>o</sup> a 80 <sup>o</sup> F)	-12 <sup>o</sup> a 24 <sup>o</sup> C (10 <sup>o</sup> a 75 <sup>o</sup> F)
<b>Frío</b>	-35 <sup>o</sup> a 49 <sup>o</sup> C (-30 <sup>o</sup> a 120 <sup>o</sup> F)	-18 <sup>o</sup> a 27 <sup>o</sup> C (0 <sup>o</sup> a 80 <sup>o</sup> F)	-18 <sup>o</sup> a 24 <sup>o</sup> C (0 <sup>o</sup> a 75 <sup>o</sup> F)

Fuente: CCP-14 Tabla 3.12.2.1-1.

$$\Delta_{LT} = 65\% \times \alpha \times \Delta_T \times L$$

$$\Delta_T = 0,65 \times 0,00001 \times 39 \times 20.000,0 = 5,1mm$$

#### 11.1.11. Deformación por Retracción de Fraguado

La retracción de fraguado es el acortamiento que ocurre en el concreto, al perder la humedad sobrante del fraguado. Este acortamiento se puede evaluar en función del coeficiente de retracción del fraguado que se establece en 0,0002, y para la longitud de la viga.

$$\Delta_{sh} = 0,0002 \times L$$

$$\Delta_{sh} = 0,0002 \times 20.000 = 4,0mm$$

#### 11.1.12. Deformación por Flujo Plástico y Postensado

Las deformaciones por flujo plástico suceden bajo la acción de cargas aplicadas al concreto. Dado que se trata de vigas reforzadas no se generan deformaciones por flujo plástico ni deformaciones por postensado.

### 11.1.13. Deformación Total del Refuerzo

Se considera que las vigas son construidas en sitio, utilizando una cimbra. Esto significa, que una vez retirada la cimbra, la deflexión de las vigas genera un alargamiento del refuerzo, que se traduce en una deformación en el apoyo. Esta deformación bajo carga muerta se puede evaluar, considerando un esfuerzo medio en el acero, a lo largo de la viga, el cual puede ser del orden del 55% en el centro de la luz, y cero en los apoyos. Asumiendo un esfuerzo medio en el acero de refuerzo  $f_s = 185$  MPa, para un módulo de elasticidad del acero es  $E_s = 196.000$  MPa, se obtiene el alargamiento total del acero a lo largo de la viga:

$$L = \text{luz del puente} = 20.000 \text{ mm}$$

$$\Delta_s = \frac{f_s \times L}{E_s}$$

$$\Delta_s = \frac{185 \times 20.000}{196.000} = 18,9 \text{ mm}$$

La deformación correspondiente a la carga muerta se puede evaluar en función de los momentos totales contra el momento por carga permanente.

$$\Delta_{SD} = \frac{MD}{MD + MLL} \times \Delta_s$$

$$\Delta_{SD} = \frac{(2.354,4 + 106,5)}{(2.354,4 + 106,5 + 1.706,1)} \times 18,9 = 11,2mm$$

#### 11.1.14. Deformación Total por Corte

Por dilatación, se consideran las deformaciones iniciales por compresión, por temperatura, retracción de fraguado, y carga muerta.

$$\Delta_{contracción} = \Delta_C + \Delta_T + \Delta_{sh} - \Delta_{SD}$$

$$\Delta_{contracción} = 2,5 + 5,1 + 4,0 - 11,2 = 0,4 mm$$

Por contracción, se consideran las deformaciones iniciales por compresión, por temperatura, retracción de fraguado y carga muerta.

$$\Delta_{contracción} = \Delta_C + \Delta_T - \Delta_{sh} + \Delta_{SD}$$

$$\Delta_{contracción} = 2,5 + 5,1 - 4,0 + 11,2 = 14,8 mm$$

Se toma el mayor de los dos, es decir  $\Delta_S = 14,8mm$ .

Se verifica que la deformación por cortante sea menor al 50% del espesor del neopreno, conforme a la ecuación 14.7.6.3.4-1.

$$h_{rt} > 2\Delta_S$$

$$40,0 \text{ mm} > 2 \times 14,8 = 29,6 \text{ mm}$$

En consecuencia el espesor del neopreno es adecuado.

### 11.1.15. Resistencia del Acero

Según el numeral 14.7.5.3.5 el espesor de la láminas de acero,  $h_s$ , debe ser mayor o igual a 1.5mm, y debe cumplir con las ecuaciones 14.7.5.3.5-1 y 14.7.5.3-2 del CCP-14.

Para el estado límite de servicio

$$h_s > \frac{3h_{ri} \sigma_s}{F_y}$$

Dónde

$\sigma_s$  = Esfuerzo promedio de compresión debido a la carga total, el cual ya se estableció como 7.7 MPa.

$F_y$  = Resistencia de fluencia del acero de refuerzo, se especifica A36,  $F_y = 250$  MPa.

$$3,0 \text{ mm} > \frac{3 \times 14 \times 7,7}{250} = 1,3 \text{ mm}$$

Cumple.

Para el estado límite de fatiga:

$$h_s > \frac{2h_{ri} \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

Dónde

$\sigma_L$  = Esfuerzo promedio de compresión debido a la carga viva.

$$\sigma_L = \frac{R_{LL}}{(W \times L)}$$

$$\sigma_L = \frac{(431,0 \times 1.000)}{(400 \times 300)} = 3,6 \text{ MPa}$$

$\Delta F_{TH}$  = Umbral de fatiga de amplitud constante para la Categoría A como se especifica en el Artículo 6.6 (MPa). Este se obtiene de la Tabla 53 y de la Figura 122. Para dicha categoría se tiene un umbral de 190 MPa.

$$14,0 \text{ mm} > \frac{2 \times 14 \times 3,6}{190} = 0,53 \text{ mm}$$

Cumple.

Tabla 53. Constante A según la Categoría del Detalle para diseño a fatiga

Categoría del Detalle	Constante A
<b>A</b>	250,0 x 10 <sup>8</sup>
<b>B</b>	120,0 x 10 <sup>8</sup>
<b>B'</b>	61,0 x 10 <sup>8</sup>
<b>C</b>	44,0 x 10 <sup>8</sup>
<b>C'</b>	44,0 x 10 <sup>8</sup>
<b>D</b>	22,0 x 10 <sup>8</sup>

(Continuación Tabla 53)

<b>E</b>	$11,0 \times 10^8$
<b>E'</b>	$3,9 \times 10^8$
<b>Pernos M 164 (A325) en tensión axial</b>	$17,1 \times 10^8$
<b>Pernos M 253 (A490) en tensión axial</b>	$31,5 \times 10^8$

Fuente: CCP-14 Tabla 6.6.1.2.5-1.

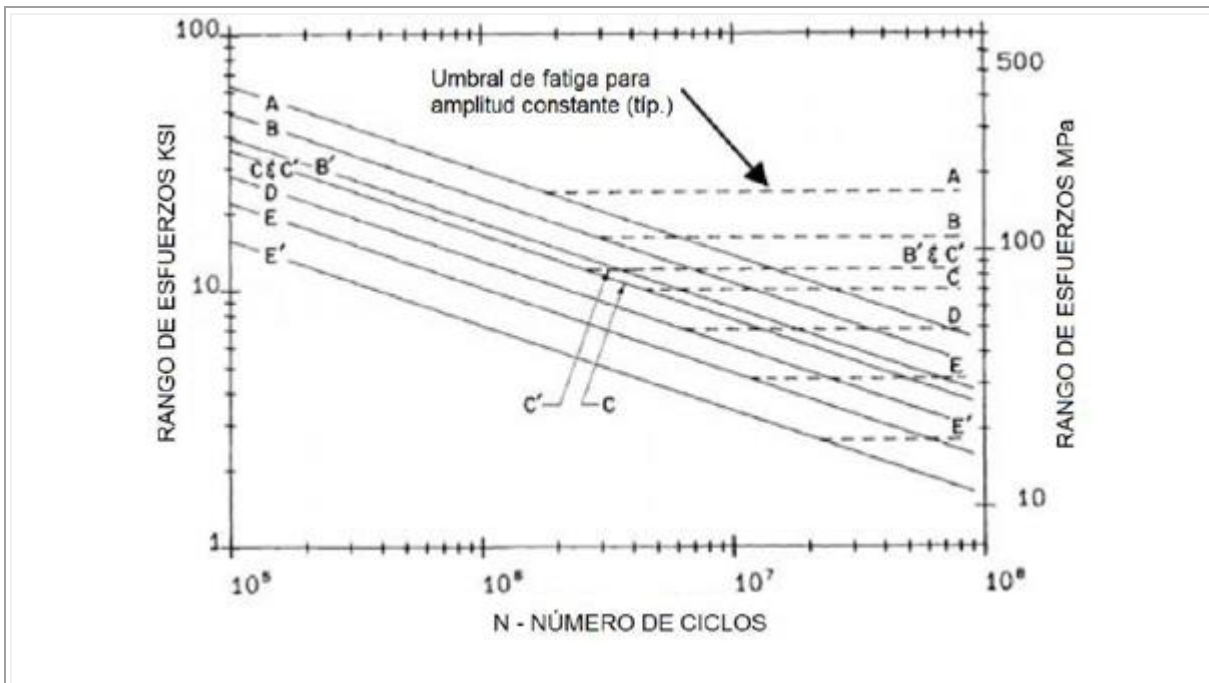


Figura 122. Rango de esfuerzos para fatiga en función del número de ciclos

Fuente: CCP-14 C6.6.1.2.5-1.

## 12. Losa de Aproximación

Las losas de aproximación son elementos estructurales que se disponen al inicio y final de cada puente. Su función es minimizar los efectos de los asentamientos de los terraplenes de acceso a los puentes, los cuales se producen por la consolidación del suelo. Por tanto cuanto mayor sea la altura del estribo, mayor será el asentamiento del suelo, y por ende mayor deberá ser la longitud de la losa. Este asentamiento, de no disponerse una losa de aproximación conveniente, producirá una grada en el pavimento, y generará impacto y daños en los vehículos, e inclusive inestabilidad en los vehículos, dependiendo de la velocidad de operación.

La losa de aproximación se apoya en el estribo, y el otro extremo en el suelo, con lo que se genera una transición en los asentamientos. Para efectos de diseño, se considera que la losa está apoyada en sus extremos.

La utilización de la losa de aproximación permite que la carga por sobrecarga viva no se transmita directamente al talón del estribo, por lo que no se consideraría en el diseño a flexión y corte de talón. Sin embargo la sobrecarga que se aplica inmediatamente antes de la losa, sí genera empuje de suelos por sobrecarga (ES).

A continuación se presenta el ejemplo de una losa de aproximación de 4,00 m de longitud, que aplicaría para un estribo de 8,0 m de altura.

### 12.1. Dimensionamiento y Materiales

La losa de aproximación en concreto reforzado tiene una luz de 4.000 mm, y en su fabricación se utilizará concreto  $f'_c = 21$  MPa y acero  $f_y = 420$  MPa.

$$e \geq \frac{1,2S + 3.050}{30}$$
$$e \geq \frac{1,2 \times 4.000 + 3.050}{30} = 262\text{mm}$$

Se usa un espesor de losa  $e = 0,33\text{m}$ , considerando la sobrecarga del peso del suelo.

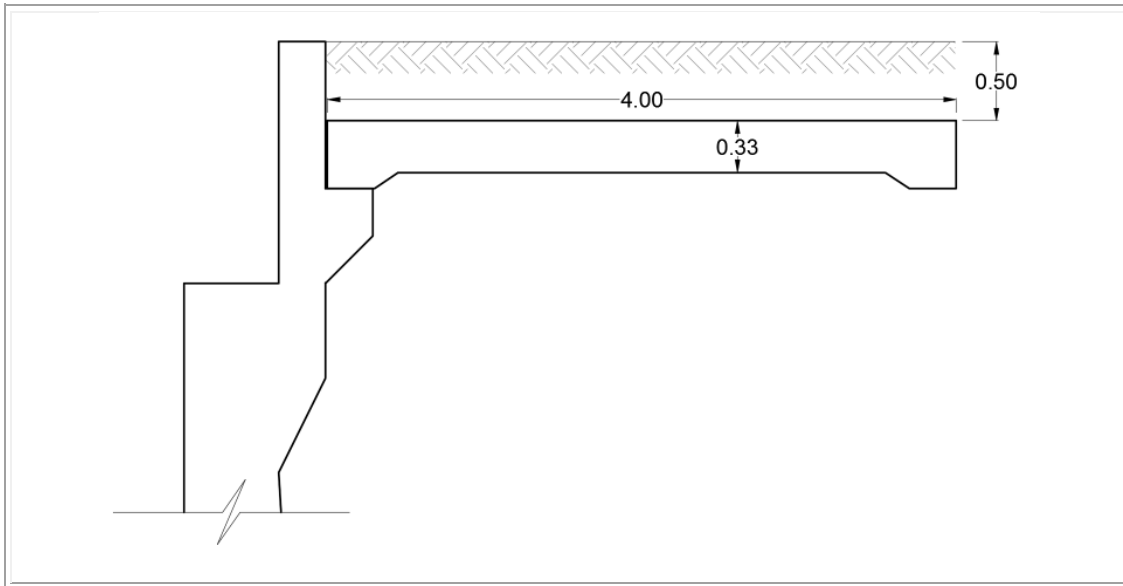


Figura 123. Dimensiones Losa de Aproximación

Fuente: Propia

## 12.2. Evaluación de Carga Muerta (DC)

Se evalúa la carga muerta para una franja de un metro de ancho. Se considera un espesor eventual de relleno de 0,50 m, con un peso unitario de 20 kN/m<sup>3</sup>.

Peso propio de la losa	$= 1,0 \times 0,33 \times 24,0 =$	7,92 kN/m <sup>2</sup>
Peso del relleno	$= 1,0 \times 0,50 \times 20,0 =$	<u>10,00 kN/m<sup>2</sup></u>
Total carga muerta	WDC =	17,92 kN/m <sup>2</sup>

Momento por carga muerta:

$$MDC = WDC \times \frac{L^2}{8}$$
$$MDC = 17,92 \times \frac{4,00^2}{8} = 35,8 \text{ kN} - \text{m}$$

Cortante por carga muerta:

$$VDC = WDC \times \frac{L}{2}$$
$$VDC = 17,92 \times \frac{4,00}{2} = 35,8 \text{ kN}$$

### 12.3. Evaluación de Carga Viva para la Franja Interior

Factores de distribución para carga viva para varios carriles cargados. A continuación se determina el ancho equivalente que deberá soportar la carga de un carril. El ancho equivalente para dos líneas de ruedas, con más de un carril cargado se calcula utilizando la ecuación 4.6.2.3-2 y será usado para el diseño a resistencia I.

$$E = 2.100 + 0,12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L}$$

Donde:

E= ancho equivalente (mm)

$L_1$ = luz modificada tomada como el mejor valor entre la luz real y 18.000 mm = 4.000 mm

$W_1$ = Ancho modificado del puente borde a borde tomado como el menor valor entre el ancho real y 18.000 mm para carga de múltiples carriles o 9.000 mm para carga de un solo carril (mm) = 18.000,0 mm

W= ancho físico del puente borde a borde (mm)

$N_L$ = número de carriles de diseño como se especifica en el artículo 3.6.1.1.1.

$$E = 2.100 + 0,12\sqrt{4.000,0 \times 18.000,0} \leq \frac{9.300,0}{2}$$

$$3.118,0 \text{ mm} \leq 4.650,0 \text{ mm}$$

Por lo tanto se usará E= 3.118,0 mm

$$\text{Factor de distribución para carga viva} = \frac{r}{E}$$

$$\text{Factor de distribución para carga viva} = \frac{1,0 \text{ carril}}{3.118,0}$$

#### 12.4. Momento por Carga Viva

El momento por carga viva se calcula para el tándem ( $P = 125 \text{ kN}$ ), situado en el centro de la luz.

$$MLL = P \times \left( \frac{L}{2} - 0,60 \right)$$

$$MLL = 125 \times \left( \frac{4,00}{2} - 0,60 \right) = 175,0 \text{ kN} - \text{m}$$

Momento por carga viva por metro de ancho de losa:

$$MLL = \frac{MLL}{E}$$

$$MLL = \frac{175,0}{3,118} = 56,1 \text{ kN} - \text{m}$$

No se considera la amplificación por carga dinámica, por estar apoyada en el suelo

$$IM = 0$$

$$ML+IM = 56,1 \text{ kN-m}$$

Momento último

$$Mu = \eta \times (1,25 MDC + 1,75 MLL + IM)$$

$$Mu = 1,0 \times (1,25 \times 35,8 + 1,75 \times 56,1) = 142,9 \text{ kN} - \text{m}$$

### 12.5. Cortante por Carga Viva

El cortante crítico por carga viva se calcula para el tándem ( $P = 125 \text{ kN}$ ), situado en el extremo de la luz.

$$VLL = P \times \left(1 + \frac{2.800}{4.000}\right)$$
$$VLL = 125 \times \left(1 + \frac{2.800}{4.000}\right) = 212,5 \text{ kN} - \text{m}$$

Cortante por carga viva por metro de ancho de losa:

$$VLL = \frac{VLL}{E}$$
$$VLL = \frac{212,5}{3,118} = 68,1 \text{ kN}$$

No se considera Impacto por estar apoyada en el suelo

Cortante ultimo

$$V_u = \eta \times (1,25 \text{ MDC} + 1,75 \text{ MLL} + \text{IM})$$
$$V_u = 1,0 \times (1,25 \times 35,8 + 1,75 \times 68,1) = 163,9 \text{ kN}$$

## 12.6. Acero Principal a Flexión

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento último.

$$M_s = 91.900.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 142.900.000,0 \text{ N-mm}$$

Se dispone el refuerzo en línea de barras #6. Por tanteo se disponen una separación de 150 mm.

$$A_s = A_{barras} \times \frac{1.000}{s}$$

$$A_s = 286,0 \times \frac{1.000}{150} = 1.906,7 \text{ mm}^2/m$$

Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo ( $d_s$ ), será igual a:

$$d_s = h - rec - \frac{\phi}{2}$$

$$d_s = 330 - 50 - \frac{19}{2} = 270,5 \text{ mm}$$

El factor del bloque de tensiones ( $\beta_1$ ) como se especifica en el artículo 5.7.2.2, para  $f'_c = 28$  MPa es igual a:

$$\beta_1 = 0,85$$

Se utilizará la ecuación 5.7.3.1.1-4 simplificada anteriormente.

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

Reemplazando se obtiene

$$c = \frac{1.906,7 \times 420 - 0 \times 420}{0,85 \times 21,0 \times 0,85 \times 1.000} = 52,8 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia, de acuerdo al comentario C5.7.2.1.

$c/d_s = 0,195 < 0,6$ , El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que  $\beta = 0,85$

En el artículo 5.7.2.2, se especifica que  $a$  es la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta c$$

$$a = 0,85 \times 52,8 = 44,9 \text{ mm}$$

Deformación neta a tracción

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{270,5}{52,8} - 1 \right) = 0,012$$

Dado que la deformación unitaria es igual 0,012, es decir mayor a 0,005, se confirma que la sección está controlada por tracción.

Se utilizará un  $\phi=0,90$  especificado en el artículo 5.5.4.2.1. Por lo tanto la resistencia a flexión factorizada será

$$M_r = \phi \left( (A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{pu}) \times \left( ds - \left( \frac{a}{2} \right) \right) \right)$$

$$M_r = 0,90 \left( (1.906,7 \times 420,0 + 0 \times 1.890,0) \times \left( 270,5 - \left( \frac{44,9}{2} \right) \right) \right)$$

$$= 178.770.003,2 N - mm$$

Para verificar que el refuerzo sea suficiente, se debe asegurar que la resistencia a flexión factorizada sea mayor al momento último

$$178.770.003,2 N - mm > 142.900.000,0 N - mm \rightarrow \text{Cumple}$$

Puesto que el momento resistente es mayor que el momento factorizado, la sección y el refuerzo son adecuados para flexión. Se revisará la cuantía mínima, a partir del satisfacer un momento equivalente a  $M_{cr}$ , o  $1,33 M_u$ , el menor de los dos.

### **Cálculo del refuerzo mínimo para la losa de aproximación:**

El modulo del elemento rectangular de 1,0 m de ancho.

$$S = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$S = \frac{1.000 \times 330^2}{6} = 18.150.000,0 mm^3$$

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f'_c}$$
$$f_r = 0,62 \times \sqrt{21,0} = 2,8 \frac{N}{mm^2}$$

La cantidad de refuerzo deberá ser adecuada para soportar una resistencia a la flexión factorizado al menos igual a la menor de  $M_{cr}$  o  $1,33M_u$ . Por lo tanto se debe elegir el valor más pequeño entre los siguientes datos.

$$1,33 M_u = 1,33 \times 142.900.000,0 = 190.057.000,0 N - mm$$

Se utilizará la ecuación 5.7.3.3.2-1. Corregida y simplificada de la siguiente manera para concretos no preesforzados con los factores anteriormente presentados.

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c]$$
$$M_{cr} = 0,75 \times [(1,6 \times 2,8) \times 18.150.000,0] = 61.881.269,2 N - mm$$

Por lo tanto:

$$\rightarrow M_{\min} = 61.881.269,2 N - mm$$

Se debe verificar que  $M_r > M_{\min}$ .

$$178.770.003,2 N - mm > 61.881.269,2 N - mm$$

Por lo tanto se cumple el refuerzo mínimo.

### Cálculo del control de Fisuración:

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{f'_c}$$
$$f_r = 0,52 \times \sqrt{21,0} = 2,4 \frac{N}{mm^2}$$

$$0,80 f_r = 1,9 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo en el acero de refuerzo convencional a la resistencia nominal a flexión.

$$f_s = \frac{M_s}{S_c}$$
$$f_s = \frac{91.900.000,0}{18.150.000,0} = 5,1 \frac{N}{mm^2}$$
$$f_s = 5,1 \frac{N}{mm^2} > f_r = 1,9 \frac{N}{mm^2}$$

La tensión en la sección transversal es menor que el 80% del módulo de rotura en el estado límite. En consecuencia no se requiere determinar el espaciamiento máximo ( $S_{\text{máx}}$ ).

### 12.7. Acero de Repartición

Para construcciones de hormigón armadas longitudinalmente, se utiliza la ecuación 5.14.4.1-1.

$$\frac{1.750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

$$\frac{1.750}{\sqrt{4.000}} = 27,7\% > 50\%$$

Se usará un porcentaje del 50% del refuerzo positivo.

$$A_s = 0,277 \times 1.901,0 = 526,5 \text{ mm}^2$$

Se usarán barras #4 @ 240 mm,  $A_s=529,0 \text{ mm}^2$

### 12.8. Verificación a Corte

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio, momento último y cortante.

$$M_s = 91.900.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 142.900.000,0 \text{ N-mm}$$

$$V_u = 163,9 \text{ kN}$$

Se calculará el corte Diagonal en una dirección, para lo cual se elegirá el mayor de los siguientes valores:

$$d_{v1} = d_s - \frac{a}{2}$$

$$d_{v1} = 270,5 - \frac{44,9}{2} = 248,0 \text{ mm}$$

$$d_{v2} = 0,9 \times d_s$$

$$d_{v2} = 0,9 \times 270,5 = 243,4 \text{ mm}$$

$$d_{v3} = 0,72 \times h$$

$$d_{v3} = 0,72 \times 330 = 237,6 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$d_v = S_x = 248,0 \text{ mm}$$

Debe calcularse el parámetro de espaciamiento de fisuras ( $S_{xe}$ ), definido en la ecuación 5.8.3.4.2-5.

Se utilizará un tamaño del agregado igual a:

$$ag = 25,4 \text{ mm}$$

$$S_{xe} = S_x \frac{1,38}{ag + 0,63}$$

Dado que esta fórmula se encuentra expresada en pulgadas se ajusta la fórmula de la siguiente manera

$$S_{xe} = S_x \frac{35,0}{ag + 16,0}$$

$$S_{xe} = 248,0 \times \frac{35,0}{25,4 + 16,0} = 209,7 \text{ mm}$$

$$300 \leq S_{xe} \leq 2.000$$

Dado que es menor que 300, se utiliza el mínimo, es decir  $S_{xe} = 300$  mm.

Deformación unitaria neta longitudinal en la sección en el centroide del refuerzo a tracción definido en la ecuación 5.8.3.4.2-4.

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Dónde:

$$N_u = 0$$

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.8.3.4.2-4 puede simplificarse como

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p|}{E_s A_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|142.900.000,0|}{248,0} + 0,5 \times 0 + |163,9 - 0|}{196.000 \times 1.906,7} = 0,0015$$

Si no se tiene la cantidad mínima de refuerzo transversal a cortante, se debe calcular  $\beta$ , según la ecuación 5.8.3.4.2-2.

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + S_{xe})}$$

Dado que la fórmula esta para unidades inglesas, se adaptará de la siguiente forma:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{1.295}{(991 + S_{xe})}$$

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \times 0,0012)} \frac{1.295}{(991 + 300)} = 2,17$$

$\beta$  debe ser menor a 2,0, sino este valor deberá ser tomado como 2,0. Por lo tanto

$$\beta = 2,00$$

El valor de  $\theta$  está definido por la ecuación 5.8.3.4.2-3.

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s$$

$$\theta = 29 + 3500 \times 0,0015 = 34,4^{\circ}$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-3, dado que se utilizaron las ecuaciones 5.8.3.4.2-2 y 5.8.3.4.2-3 para el cálculo de  $\beta$  y  $\theta$ .

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_c = 0,083 \times 2,00 \times \sqrt{21,0} \times 1.000 \times 248,0 = 188.655,5 \text{ N} = 188,7 \text{ kN}$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-1 y la ecuación 5.8.3.3-2 respectivamente, de los cuales se elegirá el menor valor.

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$$

Dónde:

$V_p$  = Componente en la dirección de la fuerza cortante aplicada de la fuerza efectiva de preesforzado = 0.

$V_s$  = Resistencia al cortante

$$V_{n1} = 188,7 + 0 + 0 = 188,7 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 0,25 f'c b_v d_v + V_p$$

$$V_{n2} = 0,25 \times 21,0 \times 1.000 \times 248,0 + 0 = 1.302.000,0 \text{ N} = 1.302,0 \text{ kN}$$

Entonces tenemos que:

$$\phi V_n = 0,90 \times 188,7 = 169,8 \text{ kN}$$

Se debe verificar que:

$$\phi V_n > V_u$$

$$169,8 \text{ kN} > 163,9 \text{ kN}$$

Como la resistencia nominal de cortante factorizada es menor que el cortante último, no se requerirá utilizar estribos.

### 12.9. Refuerzo por Temperatura

Los requerimientos de refuerzo para temperatura se encuentran en el artículo 5.10.8 Se utilizará la ecuación 5.10.8-1 y la 5.10.8-2 del CCP-14 para verificar el área de refuerzo por metro.

Ecuación 5.10.8-1.

$$A_s \geq \frac{1,30bh}{2(b+h)f_y}$$

Se deberá convertir debido a que está dada para unidades inglesas.

$$A_s \geq \frac{769bh}{2(b+h)f_y}$$

$$A_s \geq \frac{769 \times 1.000,0 \times 330,0}{2(1.000,0 + 330,0) \times 420} = 227,1 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Se usarán barras #4 (127 mm<sup>2</sup>) @ 300 mm.

La losa de aproximación tendrá un ancho igual al ancho del tablero.

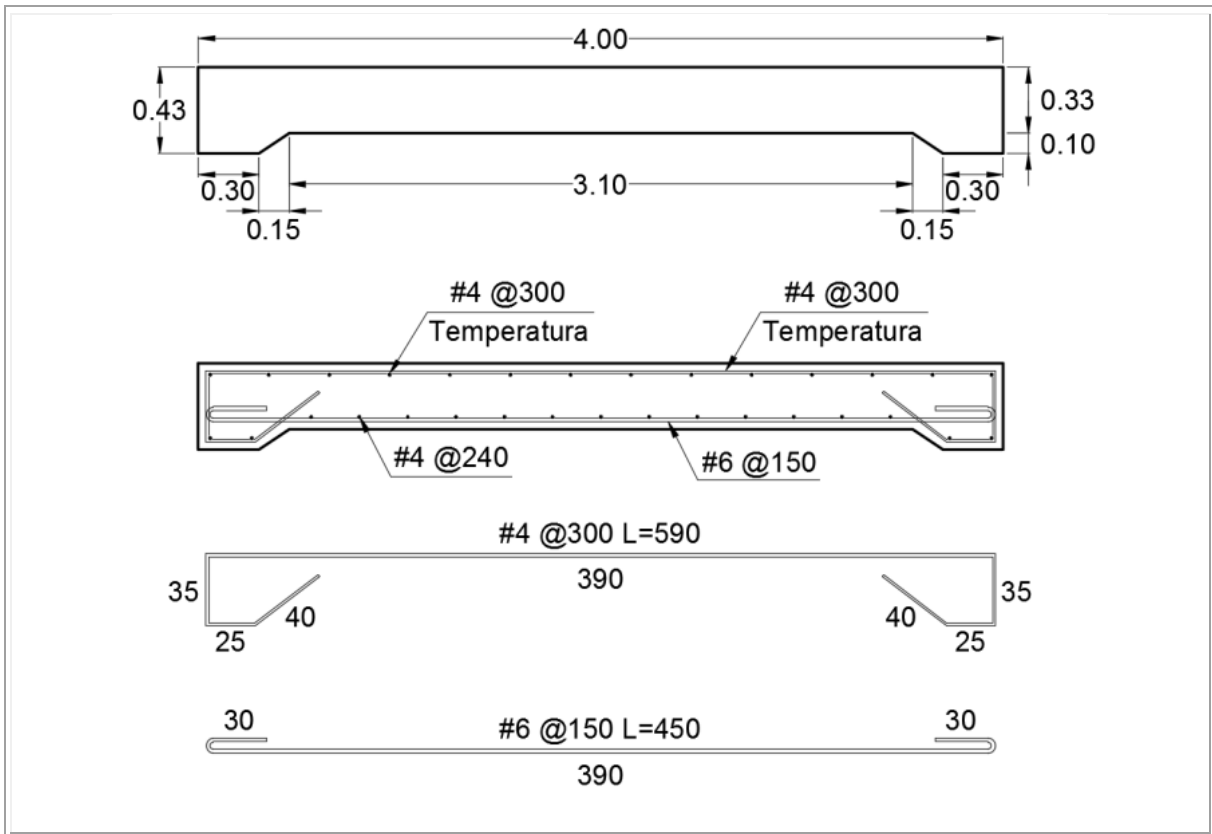


Figura 124. Refuerzo Losa de Aproximación

Fuente: Propia

## 13. Diseño de Pilas

En este capítulo se presenta el diseño de una pila para un puente de tres luces, en el cual se muestra el diseño de las columnas, pilotes y cabezal.

### 13.1. Descripción el Puente

El puente tiene tres luces, de 20, 25 y 20 m, conectadas monolíticamente con las vigas cabezal de la subestructura, y simplemente apoyadas sobre los estribos.

El puente soporta dos carriles de tráfico de 3,65 m, una berma de 1,0 m y otra berma de 2,00 m, además de dos barreras de tráfico, con un ancho total de tablero de 10,90 m.

La clasificación operacional del puente se ha determinado como Puente Esencial, por estar ubicado sobre una vía arteria.

### 13.2. Dimensionamiento

La altura de las vigas es de 1,20 m más el espesor del tablero de 0,20 m, para una altura total de la superestructura es 1,40 m. Las vigas cabezal sobre las columnas tienen una sección de 1,00 m de base por 1,80 m de altura.

Se disponen cuatro columnas con sección circular de 1,00 m, que se apoyan sobre un cabezal de 1,20 m de espesor, que vincula los pilotes de sección circular de 0,80 m de diámetro, dispuestos

en dos filas con separación de 2,80 m, en cada sentido. En total son cuatro ejes de pilotes en el sentido transversal y dos ejes de pilotes en el sentido longitudinal, con longitudes de 15,0 m.

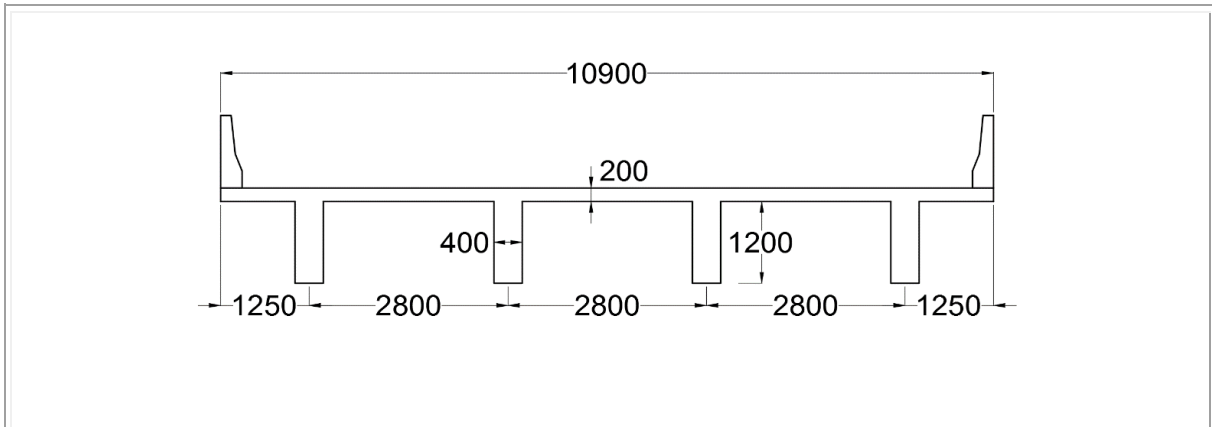
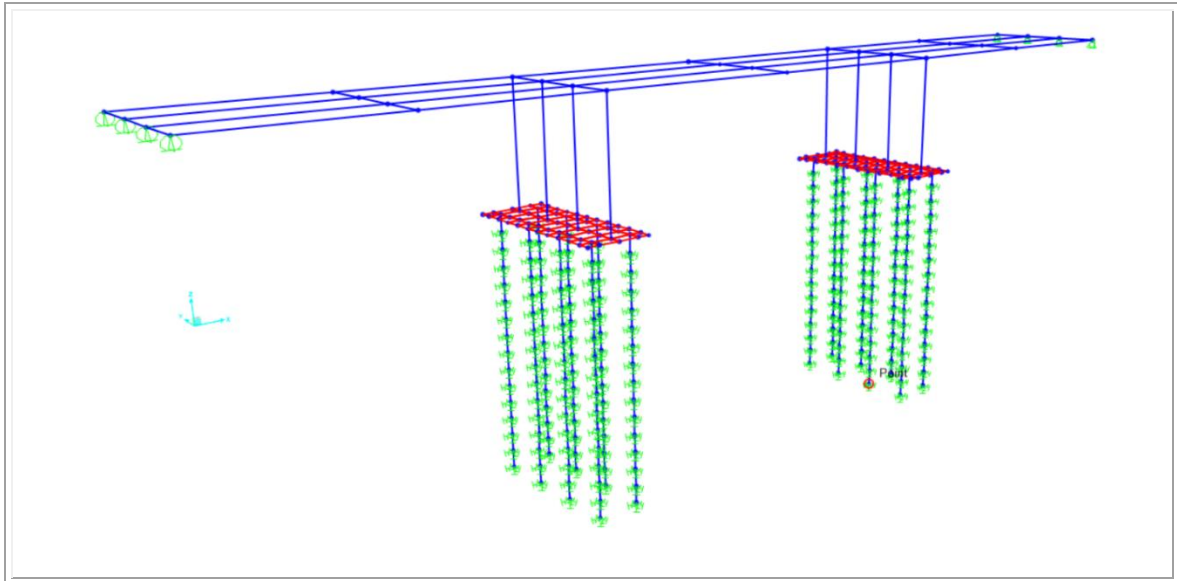


Figura 125. Sección transversal superestructura

Fuente: Propia

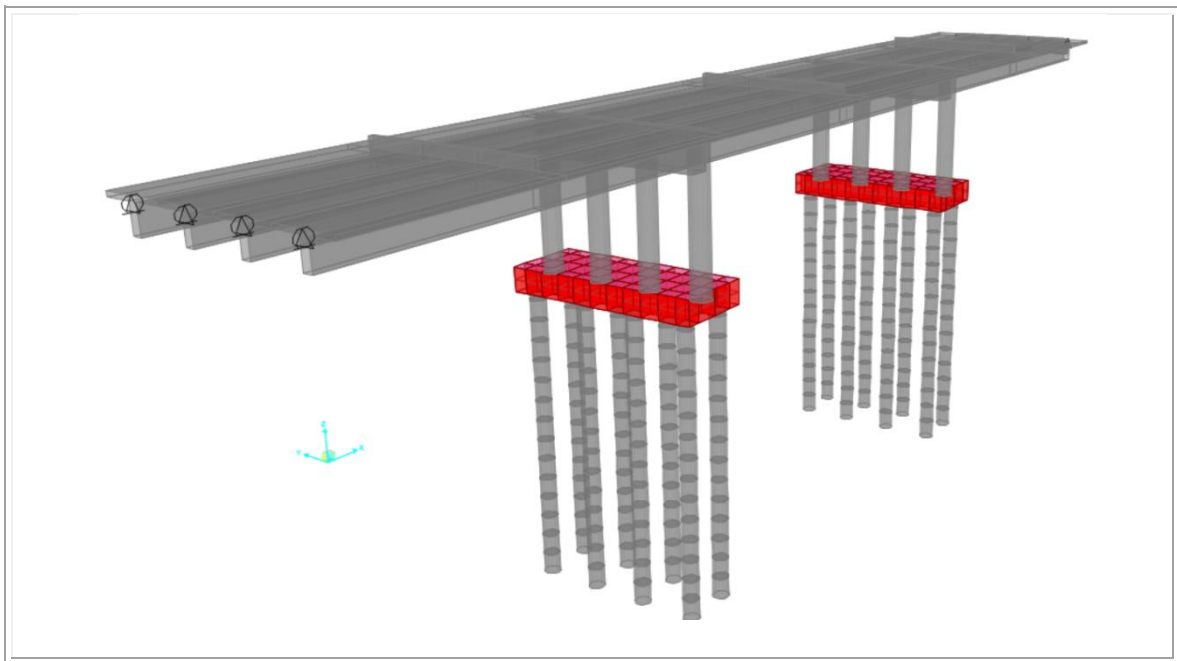
### 13.3. Modelo Matemático

El análisis de la estructura se realiza a través del software SAP2000 versión 16. Se elaborará un modelo en tres dimensiones, con seis grados de libertad por nudo. Las vigas, columnas y pilotes se modelan utilizando elementos tipo marco (*Frame*), mientras que el tablero y el cabezal de la cimentación se modelan utilizando elementos tipo área (*Shell*), el modelo se observa en las Figuras 126 y 127.



*Figura 126. Modelo tridimensional del puente*

Fuente: Propia



*Figura 127. Modelo extruido del puente*

Fuente: Propia

### 13.3.1. Apoyos

Sobre los estribos, la superestructura se vincula con apoyos móviles, con restricción en sentido vertical y transversal al puente, considerando la rigidez del estribo, y con libertad de movimiento en el sentido longitudinal.

### 13.3.2. Interacción Suelo Estructura

La interacción del suelo con los pilotes, se realiza utilizando resortes dispuestos en los nudos de los pilotes. Cada resorte (Spring) se presenta con acciones en tres direcciones, en función del área aferente a cada nudo, y de la rigidez del suelo determinada previamente en el estudio de suelos. Dado que la rigidez del suelo varía con la profundidad, cada nudo tendrá un coeficiente de resorte diferente. Dado que la distancia entre nudos de los pilotes es de 1,00 m, y que el diámetro es de 0,80 m, el área aferente por nudo es de 0,80 m<sup>2</sup>.

En la Tabla 54, se presentan las rigideces  $K_h$  reportadas por el estudio de suelos, y la rigidez de cada resorte.

Tabla 54. *Coefficiente de los resortes para los pilotes*

Profundidad m	$K_h$	$kN/m^3$	K resorte $kN/m$
0		0,0	0,0
1		500,0	400,0
2		1.000,0	800,0
3		1.500,0	1.200,0

Profundidad m	Kh	kN/m <sup>3</sup>	K resorte kN/m
4		2.000,0	1.600,0
5		2.500,0	2.000,0
6		3.000,0	2.400,0
7		3.500,0	2.800,0
8		4.500,0	3.600,0
9		5.500,0	4.400,0
10		7.500,0	6.000,0
11		9.500,0	7.600,0
12		12.000,0	9.600,0
13		15.000,0	12.000,0
14		20.000,0	16.000,0
15		25.000,0	20.000,0

Fuente: Propia

### 13.3.3. Capacidad de Soporte de los Pilotes

Del estudio geotécnico disponible, se tiene establecida una capacidad de soporte, para un pilote de 0,80 m de diámetro, y 15,00 m de longitud, así:

Tabla 55. *Capacidad de soporte de los pilotes*

Longitud	m	Diámetro m	$\phi P_n$ kN	$\phi H_n$ kN
15.00		0,80	1.200,0	50,0

### 13.4. Especificación de Materiales

Se utilizarán los siguientes materiales.

### 13.4.1. Concreto

$f'c = 35$  MPa Para la superestructura.

$f'c = 28$  MPa Columnas y vigas cabezal, pilotes y cabezales.

Peso unitario superestructura	24 kN/m <sup>3</sup>
Peso unitario infraestructura	24 kN/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	$4700\sqrt{f'c}$ MPa
Coefficiente de expansión térmica	$\alpha = 0,00001 / ^\circ\text{C}$

### 13.4.2. Acero de Refuerzo

NTC 2289 (ASTM A706,  $f_y = 420$  MPa).

### 13.5. Cargas

La estructura se diseñará para soportar las siguientes cargas y fuerzas

- Peso Propio DC
- Rodadura e instalaciones DW
- Carga viva LL
- Impacto o efecto dinámico de la carga viva IM
- Cargas de viento WL y WS
- Fuerzas sísmicas EQ

- Fuerza longitudinal de la carga viva (frenado) BR
- Gradiente de temperatura TU

### 13.5.1. Peso propio (DC)

Se toma en cuenta el peso de la losa de concreto con un peso unitario del concreto de  $24,0 \text{ kN/m}^3$ . Las cargas relacionadas a continuación se aplican para cada viga.

Carga muerta de peso propio Viga + Tablero	DC1 = 25,0 kN/m
Carga muerta barreras	CD2 = 3,0 kN/m

### 13.5.2. Rodadura (DW)

Incluye barreras de tráfico, andenes y pavimento.

Carga muerta por rodadura	DW = 2,83 kN/m
---------------------------	----------------

### 13.5.3. Cargas Vivas (LL)

Para la aplicación de la carga viva se siguen las indicaciones de la sección 3.6.1.2 del CCP14. La carga viva vehicular corresponde al CC-14. Se utilizará el camión o tándem de diseño, más la carga de carril de diseño, como se muestra en la Tabla 56.

El tándem de diseño, corresponde a un par de ejes de 125 kN separados 1.200 mm entre sí.

La carga de carril de diseño, consiste en una carga de 10,3 kN/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal.

Tabla 56. *Carga viva vehiculares en el software SAP2000*

Veh Name	Load Type	Unif Load KN/m	Axle Load KN	Min Dist m	Max Dist m
CCARRIL CC14	Trailing Load	10,30			
CAMION CC14	Leading Load	0,00	40,0		
CAMION CC14	Fixed Length	0,00	160,0	4,30	
CAMION CC14	Variable Length	0,00	160,0	4,30	9,00
TANDEM	Leading Load	0,00	125,0		
TANDEM	Fixed Length	0,00	125,0	1,20	

Fuente: Propia

### ***13.5.3.1. Coeficientes de distribución para flexión y corte***

Los coeficientes de distribución transversal para momentos y corte, se estableció en 0,78.

### ***13.5.3.2. Número de carriles de diseño***

El número de carriles de diseño se determina según 3.6.1.1.1, para un ancho libre de calzada de 10.300 mm.  $N_o = (10.300/3.600) = 2,86$ . Se aproxima al entero menor y se toma un número de carriles de 2.

### ***13.5.3.3. Factores de multipresencia***

Se utilizarán los factores de multipresencia,  $m$ , que se observan en la Tabla 57.

Tabla 57. *Combinaciones y Factores de Carga*

Número de Carriles Cargados	Factores de presencia Múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

Fuente: CCP-14 Tabla 3.6.1.1.2-1

#### 13.5.3.4. Amplificación dinámica (IM)

Los efectos de amplificación dinámica se aplicarán a las cargas de camión o tándem, y no se aplicarán a la carga de carril. De acuerdo con la tabla 3.6.2.1-1 se utiliza  $IM = 33\%$  para camión y tándem para el estado de resistencia.

#### 13.5.4. Fuerza de Frenado (BR)

De acuerdo con el CCP-14, sección 3.6.4, se considera una fuerza horizontal equivalente al 25% del peso de los ejes de camión o tándem de diseño, ó el 5% del camión o tándem de diseño más la carga de carril.

Opción 1:

Para el camión  $BR = 0,25 \times (40 + 160 + 160) = 90,0 \text{ kN}$

Para el tándem  $BR = 0,25 \times (125 + 125) = 62,5 \text{ kN}$

Opción 2:

Para el camión + carril

$$BR = 0,05 \times (40 + 160 + 160) + 0,05 \times (10,3 \times 65) = 51,5 \text{ kN}$$

Para el tándem + carril

$$BR = 0,05 \times (125 + 125) + 0,05 \times (10,3 \times 65) = 46,0 \text{ kN}$$

Se toma el mayor de los cuatro valores y se aplica para dos carriles, adicionalmente esta fuerza se aplica a cada una de las dos pilas en el sentido longitudinal

$$BR = 2 \times \frac{90,0}{2} = 90,0 \text{ kN}$$

Dado que la fuerza se aplica a 1,80 m de altura sobre el tablero, esta excentricidad se modela aplicando un momento a cada pila de:

$$MBR = 1,80 \times 90,0 = 162,0 \text{ kN} - m$$

### 13.5.5. Fuerzas Por Viento (WS Y WL)

#### 13.5.5.1. Fuerza de viento

La fuerza de viento se determina para los siguientes parámetros, y se aplica por metro lineal de la superestructura.

$$VDZ = 2,5V_o \left( \frac{V_{30}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_o} \right)$$

De la Tabla 3.8.1.1-1 para campo abierto

$$V_o = 13,2 \text{ km/h}$$

$$Z = 8,0 \text{ m} \quad \text{Para una altura del puente } 8,0\text{m}$$

$$Z_o = 0,07 \text{ m}$$

$$\text{Se toma } V_{30} = V_B = 160 \text{ km/h}$$

$$VDZ = 2,5 \times 13,2 \times 1,0 \times \ln\left(\frac{8,0}{0,07}\right)$$

$$VDZ = 156,4 \text{ m/s}$$

Presión de diseño

$$PD = PB \left( \frac{VDZ^2}{VB^2} \right)$$

De la Tabla 3.8.1.2.1-1 se tiene que,  $P_B = 0,0024 \text{ MPa}$

$$PD = 0,0024 \left( \frac{156,4^2}{160^2} \right)$$

$$PD = 0,0023 \text{ MPa}$$

El área de la sección transversal de la superestructura es igual a:

- Viga 1,20m
- Tablero 0,20m
- Barrera 1,07m

- Total 3,47m

### 13.5.5.2. La fuerza de viento en la superestructura

Se aplica a todo lo largo del puente una fuerza de:

$$WS = PD \times 3.470 \text{ mm}$$

$$WS = 0,0023 \times 3.470 = 8,0 \frac{kN}{m} > 4,5 \text{ kN/m}$$

### 13.5.5.3. Fuerza de diseño sobre la carga viva

Se aplicará una carga de viento sobre la carga viva de 1,46 kN/m, para un ángulo de 0°, según la Tabla 3.8.1.3-1. Estas fuerzas se aplicarán sobre el tablero en cada dirección, en coordenadas globales, un momento sobre la pilas equivalente a la carga total en la luz, por 1,8 m.

Para una pila

$$WL = 1,46 \times \frac{65,0}{2} = 47,5 \text{ kN}$$

Y un momento aplicado al eje longitudinal de:

$$MWL = 47,5 \times 1,80 = 85,4 \text{ kN} - m/m$$

Este momento se aplica a cada pila por área aferente, es decir para una distancia media de 22,5m por pila.

$$MWL = 85,4 \times 22,5 = 1.921,5 \text{ kN} - m$$

### 13.5.6. Fuerzas Por Sismo (EQ)

Los parámetros para determinar los efectos sísmicos, se toman de la sección 3.10, para el sitio del puente, y para el cual el estudio geotécnico ha establecido un perfil de suelo D.

Valores del factor del sitio, en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones	$F_{pga}$	1,30
Coefficiente de aceleración pico del terreno en roca	PGA	0,25
Valores del factor del sitio, en el intervalo de periodos de vibración cortos del espectro de aceleraciones	$F_a$	1,33
Valores del factor del sitio, en el intervalo de periodos de vibración largos del espectro de aceleraciones	$F_v$	1,80
Coefficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un periodo de vibración 0,2 segundos en roca	$S_s$	0,60
Coefficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un periodo de vibración 1,0 segundos en roca	$S_1$	0,30
	$A_s$	0,33

Coeficiente de aceleración espectral	S <sub>DS</sub>	0,80
Coeficiente de aceleración espectral	S <sub>D1</sub>	0,54
Periodo de vibración que define el punto en el cual el espectro de aceleraciones cambia de la zona independiente del periodo a ser inversamente proporcional al periodo	T <sub>s</sub>	0,68
periodo de vibración de referencia empleado para definir la forma espectral e igual 0,2 T <sub>s</sub>	T <sub>o</sub>	0,14

Tabla 58. *Espectro sísmico*

<b>Espectro</b>		
Periodo	C <sub>sm</sub>	
	0,00	0,325 A <sub>s</sub>
T <sub>o</sub>	0,14	0,800 S <sub>DS</sub>
	0,20	0,800
	0,30	0,800
	0,40	0,800
	0,50	0,800
T <sub>s</sub>	0,68	0,800
	0,80	0,675
	0,90	0,600
	1,00	0,540 S <sub>D1</sub>
	1,10	0,491
	1,20	0,450
	1,30	0,415
	1,40	0,386
	1,50	0,360
	1,60	0,338
	1,70	0,318
	1,80	0,300
	1,90	0,284
	2,00	0,270
	2,50	0,216
	3,00	0,180
	3,50	0,154

Fuente: Propia

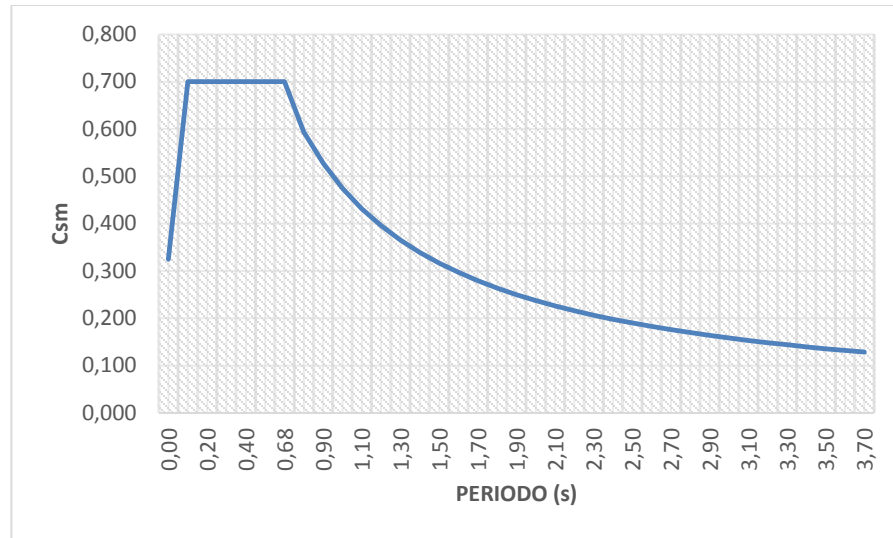


Figura 128. Espectro de diseño

Fuente: Propia

Las masas del puente se determinan en función de las cargas muertas DC y DW.

#### **13.5.6.1. Zona de desempeño sísmico**

De acuerdo a la Tabla 3.10.6-1 para  $S_{D1} = 0,54$  se tiene una zona de desempeño sísmico 3.

#### **13.5.6.2. Metodología de análisis de fuerzas sísmicas**

El puente se considera regular, y en consecuencia para una zona de desempeño sísmico 4, para un puente esencial, se utilizará un método mínimo de análisis elástico MM, según la Tabla 59.

Tabla 59. *Requisitos mínimos de análisis para efectos sísmicos*

Zona Sísmica	Puentes de una sola luz	Puentes de múltiples luces					
		Otros puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
<b>1</b>		*	*	*	*	*	*
<b>2</b>	No se requiere análisis sísmico	SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
<b>3</b>		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
<b>4</b>		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Fuente: CCP-14 Tabla 4.7.4.3.1-1.

Tabla 60. *Requisitos para puentes regulares*

Parámetro	Valor				
Número de luces	2	3	4	5	6
Máximo ángulo subtendido para puentes curvos	90 <sup>0</sup>	90 <sup>0</sup>	90 <sup>0</sup>	90 <sup>0</sup>	90 <sup>0</sup>
Máxima relación de luz a luz	3	2	2	1,5	1,5
Máxima relación de rigideces de pórticos de apoyo y pilas (Bent/pier) de luz a luz	0	4	4	3	2

Fuente: CCP-14 Tabla 4.7.4.3.1-2.

### 13.5.6.3. Número de modos de vibración

Para tres luces se requiere la utilización de 8 modos de vibración por luz, con un mínimo de 25 modos. En consecuencia el análisis sísmico se realizara para un total 25 modos de vibración.

### 13.5.6.4. Factores de modificación de respuesta (R)

Los factores de modificación de respuesta son establecidos en las tablas 3.10.7.1-1 y 3.10.7.1-2. Para pórticos con múltiples columnas, para puentes esenciales, se toma un R=3,5.

Para el diseño de la conexión a corte de las columnas con la cimentación se utilizará un  $R=1,0$ , como se muestra en la Tabla 61 y 62, respectivamente.

Tabla 61. Factores de Modificación de Respuesta – Subestructuras

Subestructura	Categoría Operacional		
	Crítica	Esencial	Otra
<b>Pilares tipo muro-dimensión mayor</b>	1,5	1,5	2,0
<b>Pórticos de concreto reforzado</b>			
* Pilas verticales únicamente	1,5	2,0	3,0
* Con pilas inclinadas	1,5	1,5	2,0
<b>Columnas solas</b>	1,5	2,0	3,0
<b>Pórticos de acero o compuestos hacer/concreto</b>			
* Pilas verticales únicamente	1,5	3,5	5,0
* Con pilas inclinadas	1,5	2,0	3,0
<b>Pórticos con múltiples columnas</b>	1,5	3,5	5,0

Fuente: CCP-14 Tabla 3.10.7.1-1.

Tabla 62. Factores de Modificación de Respuesta – Conexiones

Conexión	Todas las categorías Operacionales
<b>Superestructura a estribo</b>	0,8
<b>Juntas de expansión en un vano de la superestructura</b>	0,8
<b>Columnas, pilares, o pilas a la viga o la superestructura</b>	1,0
<b>Columnas o pilares a la cimentación</b>	1,0

Fuente: CCP-14 Tabla 3.10.7.1-2.

### 13.5.7. Modificadores de Carga

A continuación se presentan los modificadores de carga para la superestructura.

- Factor relacionado con redundancia  $\eta_R = 1,0$
- Factor relacionado con ductilidad  $\eta_D = 1,0$

- Factor relacionado con importancia  $\eta_I = 1,0$

En consecuencia

$$\eta = \eta_I \times \eta_R \times \eta_R$$

$$\eta = 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 1,0$$

### 13.5.8. Factores y Combinaciones de Carga

Los factores y combinaciones de carga utilizadas para el diseño, son tomados de la tabla 3.4.1-1 y 3.4.1-2.

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

Resistencia I

$$Q = 1,0(1,25DC + 1,50DW + 1,75LL + 1,75BR + 1,20TU)$$

Resistencia II

$$Q = 1,0(1,25DC + 1,50DW + 1,35LL + 1,35BR + 1,20TU)$$

Resistencia III

$$Q = 1,0(1,25DC + 1,50DW + 1,4WS + 1,20TU)$$

Resistencia IV

$$Q = 1,0(1,25DC + 1,50DW + 1,20TU)$$

Resistencia V

$$Q = 1,0(1,25DC + 1,50DW + 1,35LL + 1,35BR + 0,40WS + 1,00WL + 1,20TU)$$

Evento Extremo I

$$Fu = 1,0(1,25DC + 1,50DW + 0,50LL + 0,50BR + 1,0EQ/R)$$

El sismo se modela ortogonalmente, es decir 100% en dirección X más 30% en dirección Y, y 30% en dirección X más 100% en dirección Y.

Así mismo, se utilizan dos coeficientes de modificación de respuesta R.

Se utiliza R=3,5 para las columnas, y R=1,0 para los pilotes y cabezal.

### **13.6. Datos de Salida Modelo**

A continuación se presentan las Figuras 126 y 127, para ilustrar las sollicitaciones a flexión y corte, respectivamente, en las pilas y pilotes. En las pilas estas fuerzas se han obtenido de la

combinación que utiliza  $R=3,5$ , mientras que para los pilotes se obtienen de la combinación que utiliza  $R=1,0$ .

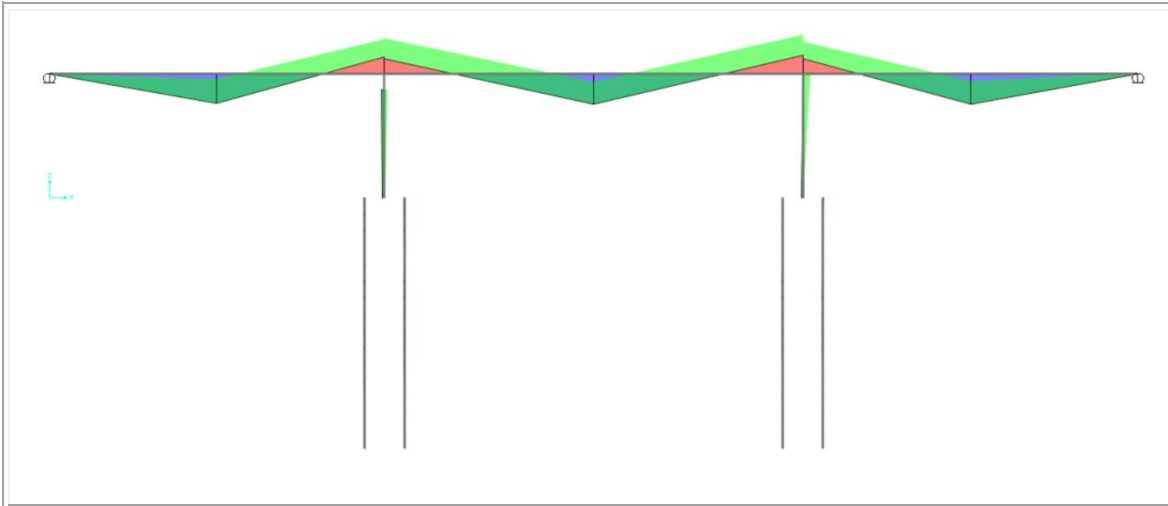


Figura 129. Diagrama de flexión estado límite de resistencia I

Fuente: Propia

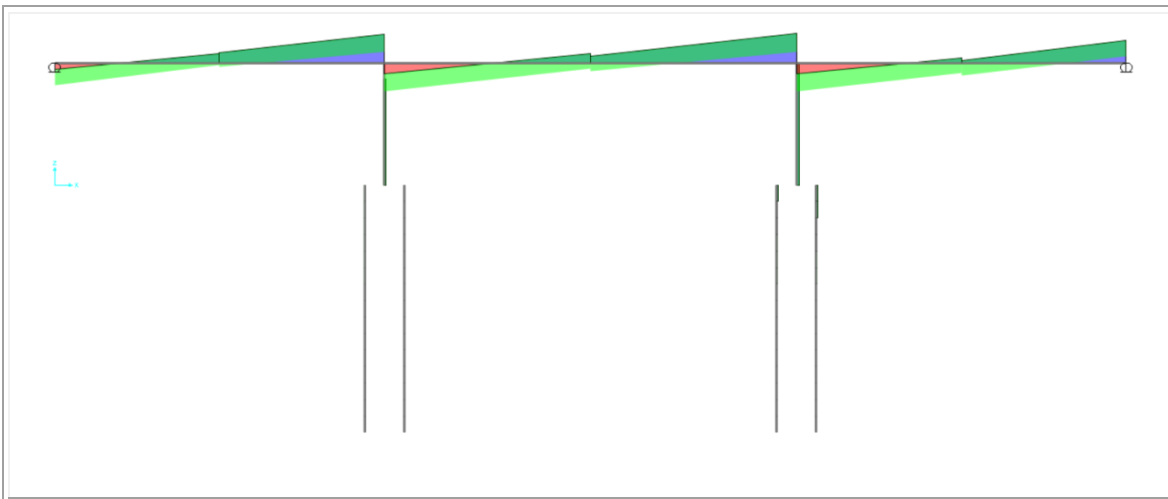
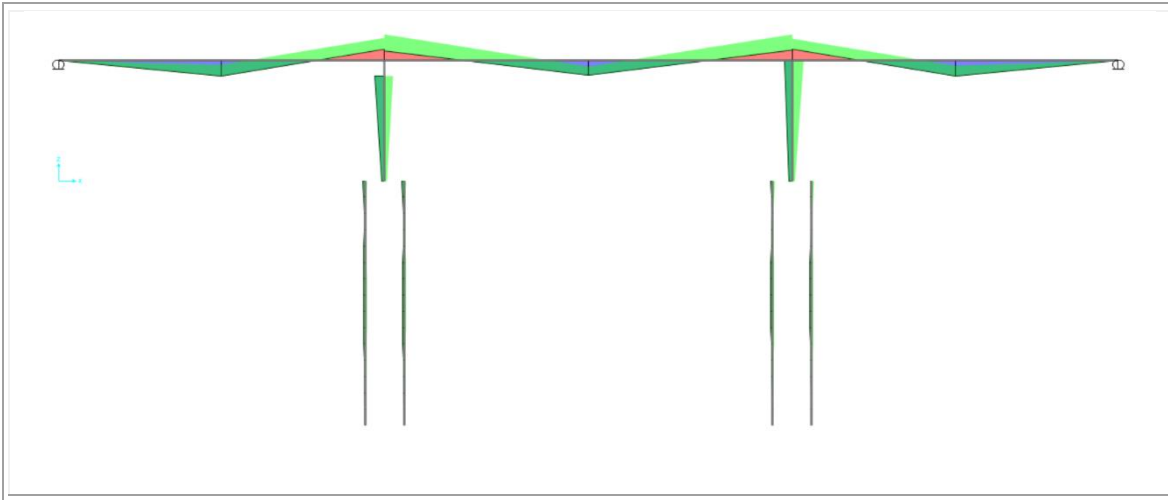


Figura 130. Diagrama de corte estado límite de resistencia I

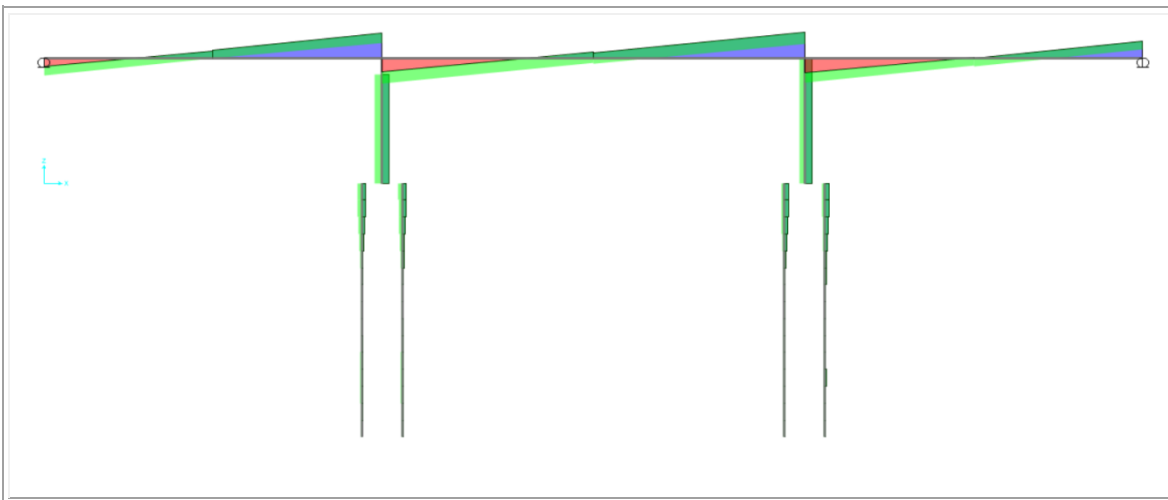
Fuente: Propia

En la Figura 131 y 132 se muestran los resultados de flexión y cortante, respectivamente, ante las solicitaciones del estado limite evento extremo I.



*Figura 131. Diagrama de flexión estado limite evento extremo I*

Fuente: Propia



*Figura 132. Diagrama de corte estado limite evento extremo I*

Fuente: Propia

A continuación se presentan las Figuras 133, 134 y 135, para ilustrar las solicitaciones a flexión y corte, en los cabezales. En este caso se presenta la envolvente de los eventos de estado

límite de resistencia, incluyendo el evento extremo I con un  $R=1,0$ , que aplica para la cimentación.

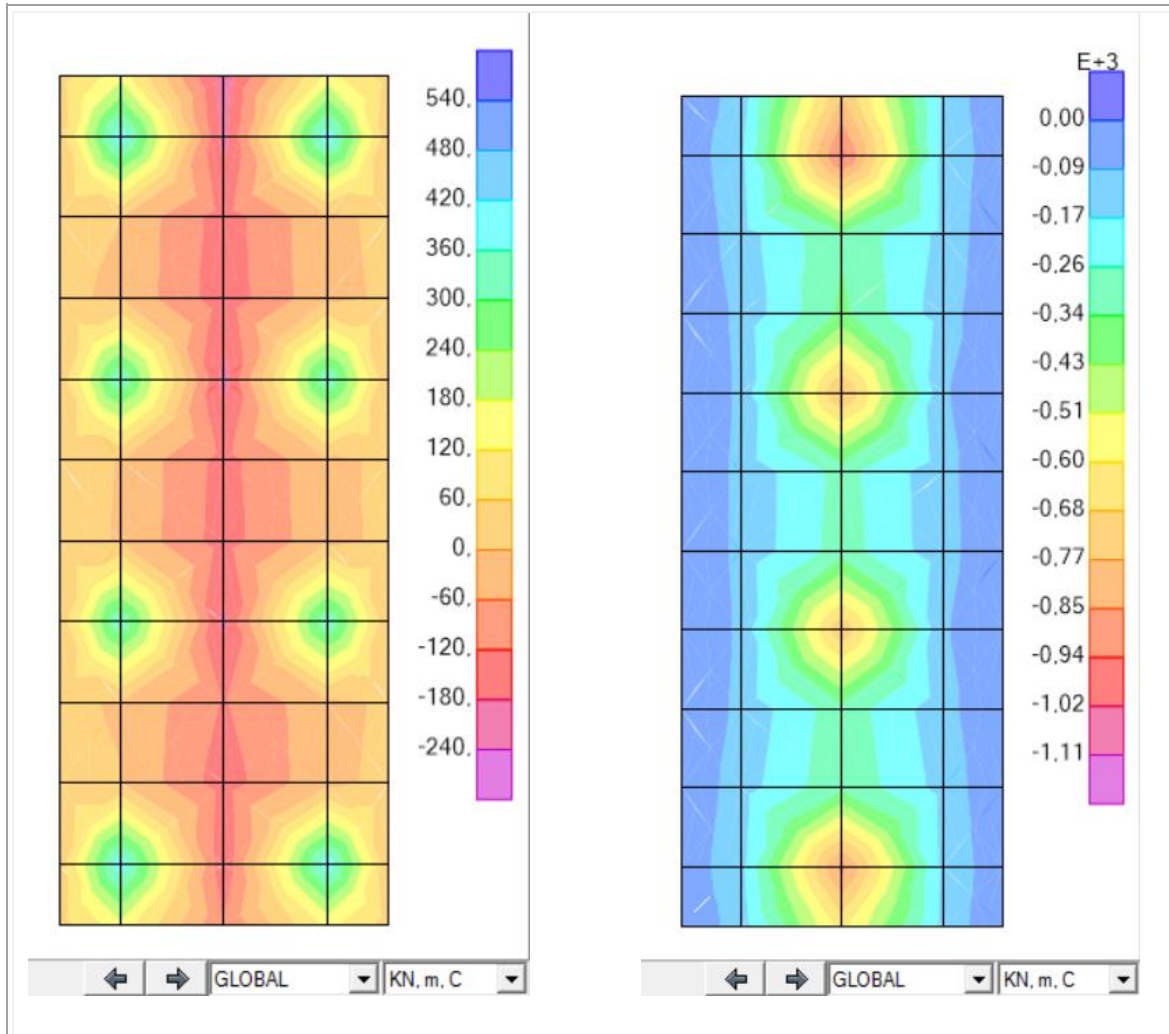


Figura 133. Flexión cabzal  $M_{11}$  máximos y mínimos

Fuente: Propia

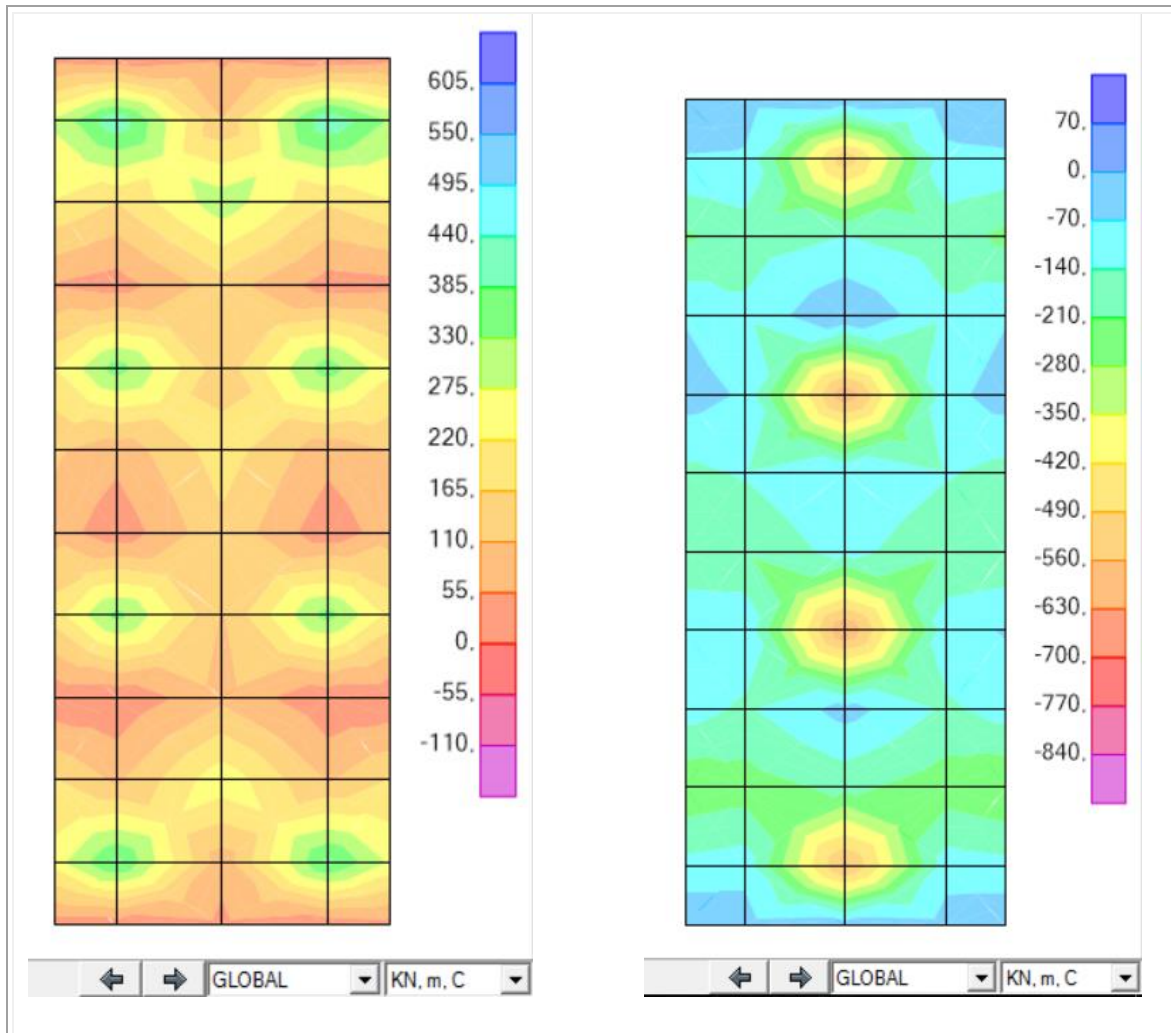


Figura 134. Flexión cabezal  $M_{22}$  máximos y mínimos

Fuente: Propia

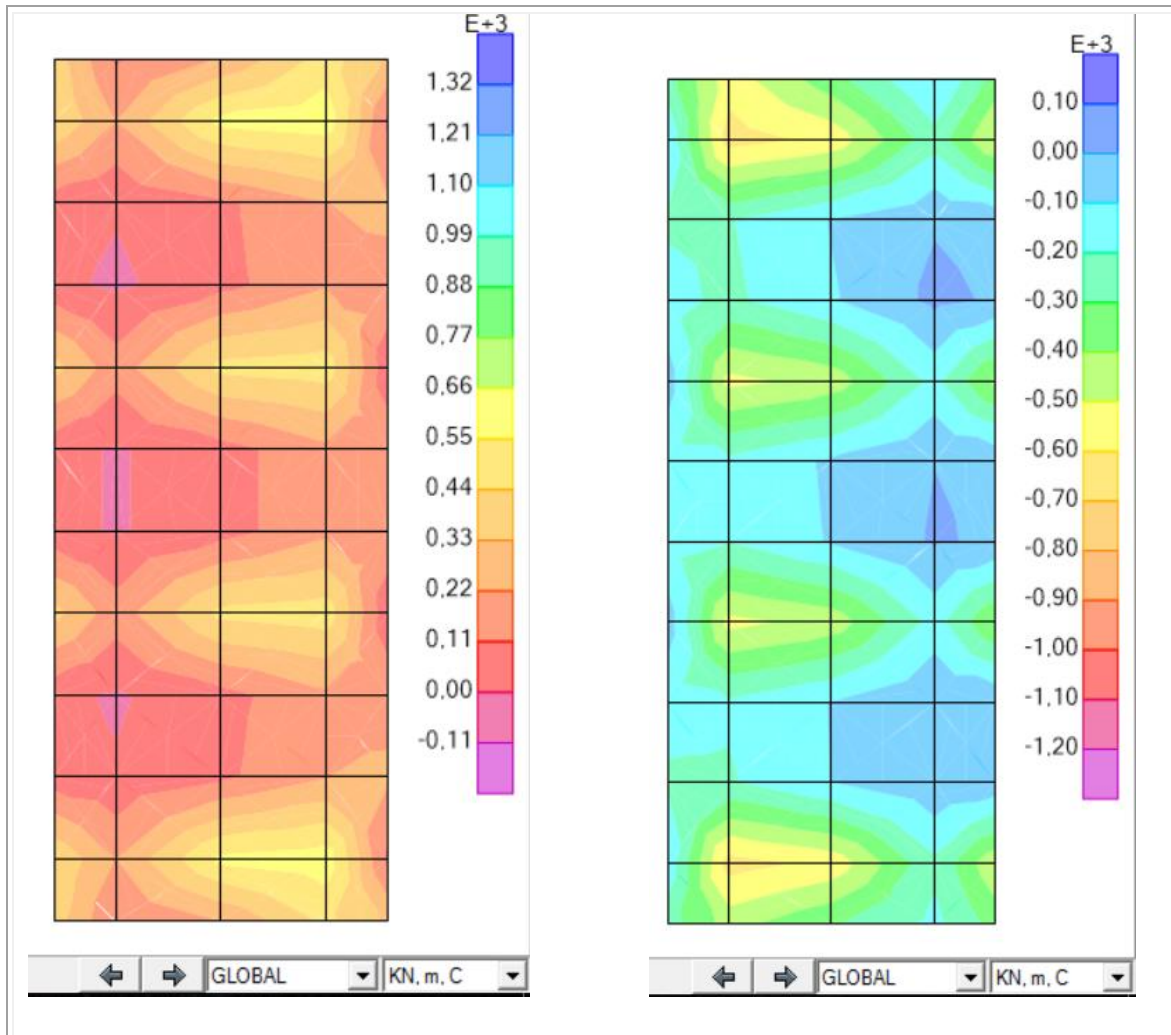


Figura 135. Corte cabezal V13 máximos y mínimos

Fuente: Propia

Tabla 63. Solicitaciones en las columnas con  $R=3,5$

Frame	Loc.	Output Case	Step Type	P	V2	V3	M2	M3
	m			KN	KN	KN	KN-m	KN-m
25	0	RESIST I	Max	-1.171,2	51,6	-7,0	-31,3	161,5
25	7,4	RESIST I	Max	-1.000,0	51,6	-7,0	189,4	312,5
25	0	RESIST I	Min	-1.873,4	-26,0	-48,5	-171,6	-25,6
25	7,4	RESIST I	Min	-1.702,2	-26,0	-48,5	19,3	-375,1

Frame	Loc.	Output Case	Step Type	P	V2	V3	M2	M3
	m			KN	KN	KN	KN-m	KN-m
25	0	RESIST 2	Max	-1.188,1	35,2	-12,5	-49,8	123,4
25	7,4	RESIST 2	Max	-1.016,9	35,2	-12,5	173,0	274,4
25	0	RESIST 2	Min	-1.729,8	-24,7	-44,5	-158,1	-20,9
25	7,4	RESIST 2	Min	-1.558,6	-24,7	-44,5	41,8	-256,1
25	0	RESIST 3		-1.182,6	-6,6	10,8	42,9	14,3
25	7,4	RESIST 3		-1.011,4	-6,6	10,8	-37,3	62,9
25	0	RESIST 4		-1.245,1	-20,4	-31,1	-112,6	-5,2
25	7,4	RESIST 4		-1.073,9	-20,4	-31,1	117,8	145,7
25	0	RESIST 5	Max	-854,2	97,7	177,4	653,6	327,7
25	7,4	RESIST 5	Max	-683,0	97,7	177,4	-528,9	15,7
25	0	RESIST 5	Min	-1.395,9	37,8	145,4	545,3	183,3
25	7,4	RESIST 5	Min	-1.224,8	37,8	145,4	-660,1	-514,7
25	0	EVEN EXT I R=3,5 SISX	Max	-1.088,8	187,3	13,0	47,9	346,8
25	7,4	EVEN EXT I R=3,5 SISX	Max	-917,7	187,3	13,0	276,1	1.282,8
25	0	EVEN EXT I R=3,5 SISX	Min	-1.559,7	-209,1	-73,3	-266,8	-315,4
25	7,4	EVEN EXT I R=3,5 SISX	Min	-1.388,6	-209,1	-73,3	-48,2	-1.092,5
25	0	EVEN EXT I R=3,5 SISY	Max	-957,1	63,0	97,2	359,2	169,3
25	7,4	EVEN EXT I R=3,5 SISY	Max	-785,9	63,0	97,2	588,6	549,0
25	0	EVEN EXT I R=3,5 SISY	Min	-1.691,5	-84,8	-157,6	-578,0	-137,9
25	7,4	EVEN EXT I R=3,5 SISY	Min	-1.520,3	-84,8	-157,6	-360,6	-358,8
25	0	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Max	-751,0	655,0	105,9	391,2	1.107,8
25	7,4	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Max	-579,8	655,0	105,9	620,8	4.006,6
25	0	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Min	-1.897,6	-676,8	-166,2	-610,0	-1.076,4
25	7,4	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Min	-1.726,4	-676,8	-166,2	-392,8	-3.816,3

Frame	Loc.	Output Case	Step Type	P	V2	V3	M2	M3
	m			KN	KN	KN	KN-m	KN-m
25	0	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Max	-289,7	220,0	400,9	1.480,5	486,5
25	7,4	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Max	-118,6	220,0	400,9	1.714,4	1.438,3
25	0	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Min	-2.358,8	-241,8	-461,2	-1.699,3	-455,2
25	7,4	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Min	-2.187,7	-241,8	-461,2	-1.486,5	-1.248,0
26	0	RESIST I	Max	-1.231,8	44,4	10,4	33,7	169,3
26	7,4	RESIST I	Max	-1.060,7	44,4	10,4	120,0	271,0
26	0	RESIST I	Min	-1.775,0	-20,0	-31,1	-110,6	-30,5
26	7,4	RESIST I	Min	-1.603,9	-20,0	-31,1	-43,0	-326,1
26	0	RESIST 2	Max	-1.241,4	29,6	5,5	16,8	129,4
26	7,4	RESIST 2	Max	-1.070,3	29,6	5,5	101,9	242,2
26	0	RESIST 2	Min	-1.660,5	-20,1	-26,5	-94,6	-24,7
26	7,4	RESIST 2	Min	-1.489,3	-20,1	-26,5	-23,8	-218,4
26	0	RESIST 3		-1.249,6	-8,5	35,5	132,2	12,6
26	7,4	RESIST 3		-1.078,5	-8,5	35,5	-130,4	75,8
26	0	RESIST 4		-1.273,8	-20,3	-11,0	-40,6	-5,2
26	7,4	RESIST 4		-1.102,6	-20,3	-11,0	40,9	145,1
26	0	RESIST 5	Max	-1.080,2	83,0	215,9	798,6	326,7
26	7,4	RESIST 5	Max	-909,0	83,0	215,9	-673,6	44,6
26	0	RESIST 5	Min	-1.499,3	33,3	183,9	687,3	172,6
26	7,4	RESIST 5	Min	-1.328,1	33,3	183,9	-799,3	-416,0
26	0	EVEN EXT I R=3,5 SISX	Max	-1.142,5	185,6	36,5	135,2	351,0
26	7,4	EVEN EXT I R=3,5 SISX	Max	-971,3	185,6	36,5	215,2	1.270,8
26	0	EVEN EXT I R=3,5 SISX	Min	-1.536,4	-207,6	-58,1	-215,1	-318,8
26	7,4	EVEN EXT I R=3,5 SISX	Min	-1.365,2	-207,6	-58,1	-134,7	-1.079,3
26	0	EVEN EXT I R=3,5 SISY	Max	-1.108,3	60,6	130,3	485,5	171,3

Frame	Loc.	Output Case	Step Type	P	V2	V3	M2	M3
	m			KN	KN	KN	KN-m	KN-m
26	7,4	EVEN EXT I R=3,5 SISY	Max	-937,1	60,6	130,3	558,9	530,7
26	0	EVEN EXT I R=3,5 SISY	Min	-1.570,6	-82,6	-151,9	-565,4	-139,1
26	7,4	EVEN EXT I R=3,5 SISY	Min	-1.399,4	-82,6	-151,9	-478,5	-339,2
26	0	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Max	-844,1	654,1	139,9	521,6	1.116,9
26	7,4	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Max	-673,0	654,1	139,9	594,3	3.995,3
26	0	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Min	-1.834,7	-676,1	-161,6	-601,5	-1.084,7
26	7,4	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Min	-1.663,5	-676,1	-161,6	-513,9	-3.803,8
26	0	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Max	-724,4	216,6	468,2	1.747,6	487,9
26	7,4	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Max	-553,3	216,6	468,2	1.797,5	1.404,8
26	0	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Min	-1.954,4	-238,6	-489,9	-1.827,5	-455,7
26	7,4	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Min	-1.783,2	-238,6	-489,9	-1.717,1	-1.213,3

Fuente: Propia

Tabla 64. Solicitaciones en los pilotes con  $R=1,0$ 

Frame	Loc.	Output Case	Step Type	P	V2	V3	M2	M3
	m			KN	KN	KN	KN-m	KN-m
44	0	RESIST I	Max	-729,0	20,2	9,7	48,2	58,4
44	1	RESIST I	Max	-714,2	20,2	9,7	56,7	69,3
44	0	RESIST I	Min	-1.055,7	-11,1	-8,9	-52,2	-29,2
44	1	RESIST I	Min	-1.040,9	-11,1	-8,9	-61,5	-48,8
44	0	RESIST 2	Max	-752,4	12,8	7,6	36,8	50,6
44	1	RESIST 2	Max	-737,6	12,8	7,6	43,3	61,9
44	0	RESIST 2	Min	-1.004,4	-11,4	-6,8	-40,6	-16,9

Frame	Loc.	Output Case	Step Type	P	V2	V3	M2	M3
	m			KN	KN	KN	KN-m	KN-m
44	1	RESIST 2	Min	-989,6	-11,4	-6,8	-47,9	-29,2
44	0	RESIST 3		-735,6	-10,5	22,1	-44,3	19,3
44	1	RESIST 3		-720,8	-10,5	22,1	-66,5	29,8
44	0	RESIST 4		-831,3	-12,3	0,3	-1,6	24,6
44	1	RESIST 4		-816,5	-12,3	0,3	-1,9	36,8
44	0	RESIST 5	Max	-261,7	20,5	106,3	-156,4	48,2
44	1	RESIST 5	Max	-246,9	20,5	106,3	-248,7	51,8
44	0	RESIST 5	Min	-513,7	-3,7	92,0	-233,8	-19,3
44	1	RESIST 5	Min	-498,9	-3,7	92,0	-339,8	-39,3
44	0	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Max	395,7	390,8	98,3	220,5	485,5
44	1	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Max	410,5	390,8	98,3	317,6	884,7
44	0	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Min	-2.093,2	-405,7	-97,6	-223,9	-442,1
44	1	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Min	-2.078,4	-405,7	-97,6	-321,8	-826,2
44	0	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Max	525,1	121,8	314,3	691,6	223,4
44	1	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Max	539,9	121,8	314,3	1.004,0	348,7
44	0	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Min	-2.222,5	-136,7	-313,7	-695,1	-179,9
44	1	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Min	-2.207,7	-136,7	-313,7	-1.008,2	-290,2
44	0	ENVOLVENTE	Max	-261,7	109,5	106,3	206,6	163,2
44	1	ENVOLVENTE	Max	-246,9	109,5	106,3	297,4	285,7
44	0	ENVOLVENTE	Min	-1.274,6	-124,4	-91,3	-233,8	-119,7
44	1	ENVOLVENTE	Min	-1.259,8	-124,4	-91,3	-339,8	-227,2
103	0	RESIST I	Max	-745,3	15,9	9,5	42,8	39,9
103	1	RESIST I	Max	-730,5	15,9	9,5	52,0	47,2
103	0	RESIST I	Min	-1.006,2	-7,5	-9,4	-43,2	-8,6
103	1	RESIST I	Min	-991,3	-7,5	-9,4	-52,4	-24,1

Frame	Loc.	Output Case	Step Type	P	V2	V3	M2	M3
	m			KN	KN	KN	KN-m	KN-m
103	0	RESIST 2	Max	-767,2	9,7	7,3	33,0	33,5
103	1	RESIST 2	Max	-752,4	9,7	7,3	40,1	41,6
103	0	RESIST 2	Min	-968,4	-8,3	-7,3	-33,3	-4,0
103	1	RESIST 2	Min	-953,6	-8,3	-7,3	-40,5	-13,4
103	0	RESIST 3		-810,3	-10,6	21,0	-25,2	10,5
103	1	RESIST 3		-795,5	-10,6	21,0	-46,2	21,1
103	0	RESIST 4		-840,9	-11,1	0,0	-0,1	11,7
103	1	RESIST 4		-826,1	-11,1	0,0	-0,1	22,9
103	0	RESIST 5	Max	-571,4	11,6	102,2	-80,4	49,1
103	1	RESIST 5	Max	-556,6	11,6	102,2	-168,2	55,4
103	0	RESIST 5	Min	-772,6	-6,4	87,6	-146,8	11,7
103	1	RESIST 5	Min	-757,8	-6,4	87,6	-248,8	0,4
103	0	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Max	324,0	360,8	95,4	139,8	148,2
103	1	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Max	338,8	360,8	95,4	234,5	482,0
103	0	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Min	-2.025,7	-374,3	-95,4	-140,0	-122,5
103	1	EVEN EXT I R=1,0 SISX	Min	-2.010,9	-374,3	-95,4	-234,8	-442,7
103	0	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Max	-225,0	110,3	305,5	429,0	109,6
103	1	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Max	-210,1	110,3	305,5	732,5	202,3
103	0	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Min	-1.476,8	-123,8	-305,5	-429,3	-83,9
103	1	EVEN EXT I R=1,0 SISY	Min	-1.462,0	-123,8	-305,5	-732,9	-163,0
103	0	ENVOLVENTE	Max	-488,6	100,6	102,2	131,3	56,5
103	1	ENVOLVENTE	Max	-473,8	100,6	102,2	219,8	159,0
103	0	ENVOLVENTE	Min	-1.213,1	-114,1	-89,2	-146,8	-30,8
103	1	ENVOLVENTE	Min	-1.198,3	-114,1	-89,2	-248,8	-119,7

Fuente: Propia

## 13.7. Diseño de las Columnas

### 13.7.1. Diseño a Flexo-Compresión Columnas

El diseño de flexo compresión se realizó mediante el software Csicol, del cual se presentan los datos de entrada para cada combinación máxima y mínima, y la relación de demanda de capacidad.

De acuerdo con el numeral 5.10.11.4-1<sup>a</sup> del CCP-14, la cuantía de refuerzo longitudinal debe ser mayor al 1% y menor al 6% del área bruta. En consecuencia se propone inicialmente 18 barras #8 con un área  $A_s = 7.853,0 \text{ mm}^2$ , que equivalen a una cuantía del 1,16%. La relación capacidad y demanda fue de 0,95, el cual se considera adecuado.

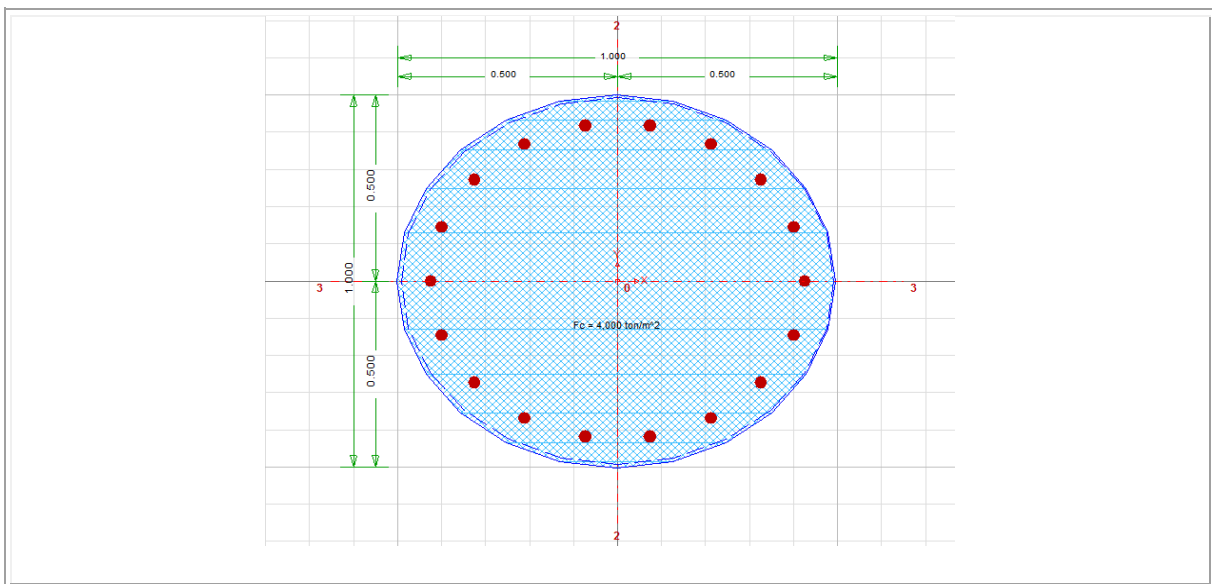


Figura 136. Refuerzo de las columnas

Fuente: Propia

Tabla 65. Datos de Salida Csicol Pilas (R=3,5)

<b>BOTTOM</b>						
Sr.	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Capacity Ratio	Remarks
1	RESIST I	119,5	19,3	31,9	0,3	OK
2	RESIST I2	191,2	2	-38,3	0,2	OK
3	RESIST 2	121,2	17,7	28	0,27	OK
4	RESIST 24	176,5	4,3	-26,1	0,14	OK
5	RESIST 3	120,7	-3,8	6,4	0,08	OK
6	RESIST 4	127	12	14,9	0,16	OK
7	RESIST 5	87,2	-54	1,6	0,33	OK
8	RESIST 58	142,4	-67,4	-52,5	0,48	OK
9	EVEN EXT I R=3,5 SISX	111,1	28,2	130,9	0,95	OK
10	EVEN EXT I R=3,5 SISX10	159,2	-4,9	-111,5	0,61	OK
11	EVEN EXT I R=3,5 SISY	97,7	60,1	56	0,71	OK
12	EVEN EXT I R=3,5 SISY12	172,6	-36,8	-36,6	0,28	OK
13	RESIST I13	125,7	12,2	27,7	0,23	OK
14	RESIST I14	181,1	-4,4	-33,3	0,18	OK
15	RESIST 215	126,7	10,4	24,7	0,2	OK
16	RESIST 216	169,4	-2,4	-22,3	0,13	OK
17	RESIST 317	127,5	-13,3	7,7	0,09	OK
18	RESIST 418	130	4,2	14,8	0,11	OK
19	RESIST 519	110,2	-68,7	4,6	0,41	OK
20	RESIST 520	153	-81,6	-42,5	0,51	OK
21	EVEN EXT I R=3,5 SISX21	116,6	22	129,7	0,89	OK
22	EVEN EXT I R=3,5 SISX22	156,8	-13,7	-110,1	0,61	OK
23	EVEN EXT I R=3,5 SISY23	113,1	57	54,2	0,66	OK
24	EVEN EXT I R=3,5 SISY24	160,3	-48,8	-34,6	0,33	OK
<b>TOP</b>						

Sr.	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Capacity Ratio	Remarks
1	RESIST I	119,5	-3,2	16,5	0,1	OK
2	RESIST I2	191,2	-17,5	-2,6	0,13	OK
3	RESIST 2	121,2	-5,1	12,6	0,09	OK
4	RESIST 24	176,5	-16,1	-2,1	0,12	OK
5	RESIST 3	120,7	4,4	1,5	0,08	OK
6	RESIST 4	127	-11,5	-0,5	0,08	OK
7	RESIST 5	87,2	66,7	33,4	0,62	OK
8	RESIST 58	142,4	55,6	18,7	0,42	OK
9	EVEN EXT I R=3,5 SISX	111,1	4,9	35,4	0,24	OK
10	EVEN EXT I R=3,5 SISX10	159,2	-27,2	-32,2	0,23	OK
11	EVEN EXT I R=3,5 SISY	97,7	36,6	17,3	0,33	OK
12	EVEN EXT I R=3,5 SISY12	172,6	-59	-14,1	0,33	OK
13	RESIST I13	125,7	3,4	17,3	0,12	OK
14	RESIST I14	181,1	-11,3	-3,1	0,12	OK
15	RESIST 215	126,7	1,7	13,2	0,09	OK
16	RESIST 216	169,4	-9,7	-2,5	0,11	OK
17	RESIST 317	127,5	13,5	1,3	0,09	OK
18	RESIST 418	130	-4,1	-0,5	0,08	OK
19	RESIST 519	110,2	81,5	33,3	0,68	OK
20	RESIST 520	153	70,1	17,6	0,48	OK
21	EVEN EXT I R=3,5 SISX21	116,6	13,8	35,8	0,29	OK
22	EVEN EXT I R=3,5 SISX22	156,8	-21,9	-32,5	0,22	OK
23	EVEN EXT I R=3,5 SISY23	113,1	49,5	17,5	0,4	OK
24	EVEN EXT I R=3,5 SISY24	160,3	-57,7	-14,2	0,33	OK

Fuente: Propia

### 13.7.2. Confinamiento de las Columnas para Rótulas Plásticas

Debe proporcionarse una armadura transversal de confinamiento en las zonas donde puede ocurrir una rótula plástica. Esto aplica para las partes superior e inferior de las columnas. El objetivo de este refuerzo especial es garantizar que el acero longitudinal tenga arriostramiento suficiente para evitar su pandeo en el caso de un evento sísmico que forme plastificación en los extremos de las columnas.

El área de acero deberá ser mayor o igual al obtenido con la ecuación 5.10.11A.1d-1 del CCP-14, que aplica para secciones circulares.

$$\rho_s = 0,12 \times \frac{f'_c}{f_y}$$

Donde  $\rho_s$  es la cuantía volumétrica, es decir el volumen de acero sobre el volumen de concreto confinado.

Para los materiales dispuestos para las columnas, la cuantía volumétrica mínima requerida será igual a:

$$\rho_s = 0,12 \times \frac{21}{420} = 0,0080$$

Utilizando estribos circulares de barras #5 ( $A_s = 200 \text{ mm}^2$ ), para un diámetro de columnas 1,00 m y recubrimiento de 50 mm, se tiene que:

Diámetro confinado:

$$D_c = 1.000 - 2 \times 50 = 900 \text{ m}$$

La separación del refuerzo en la zona de confinamiento de columnas deberá ser inferior a 100 mm, por lo que se intenta con  $s = 100 \text{ mm}$ .

$$\rho_s = \frac{V_{acero}}{V_{concreto}}$$

$$\rho_s = \frac{(\pi \times D_c \times A_s)}{(\pi \times \frac{D_c^2}{4} \times s)}$$

$$\rho_s = \frac{(\pi \times 900 \times 200)}{(\pi \times \frac{900^2}{4} \times 100)} = 0,011 > 0,0089$$

La cuantía volumétrica con barras #5 cada 100 mm, es suficiente.

### 13.7.3. Diseño a cortante en columnas

La capacidad a cortante de las pilas, corresponde al cortante tomado por el refuerzo. Se toma el cortante elástico de diseño, para  $R=1,0$ , el cual en general es mayor que el de plastificación.

Tabla 66. Cortante en las columnas

CORTANTE MAXIMOS R=1,0	V <sub>u22</sub> kN	V <sub>u33</sub> kN	V <sub>uR</sub> kN
VALORES MAXIMOS	676,8	489,9	835,5

Fuente: Propia

En la zona de confinamiento; se observan las especificaciones de la nomenclatura de las medidas en la Figura 137.

D = 1.000 mm

Diámetro de la columna

D<sub>r</sub> = 850 mm

Diámetro interno del refuerzo a cortante

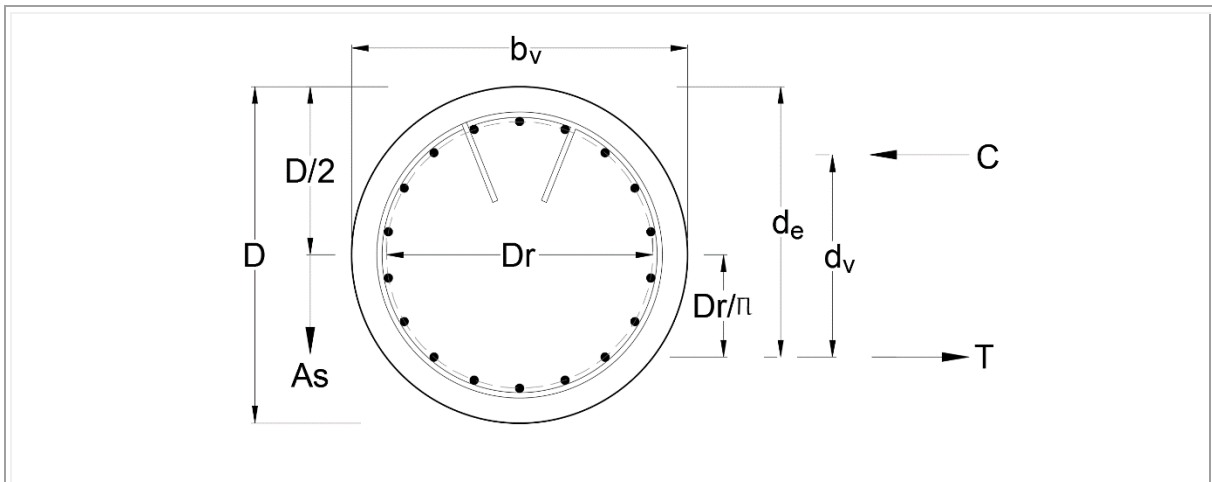


Figura 137. Ilustración de los términos  $d_v$ ,  $b_v$  y  $d_e$  para secciones circulares

Fuente: CCP-14 Figura C.5.8.2.9-2-1.

Ecuación C5.8.2.9-2.

$$d_e = \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi}$$

$$d_e = \frac{1.000}{2} + \frac{850}{\pi} = 770,6 \text{ mm}$$

$$d_v = 0,9 \times D_r$$

$$d_v = 0,9 \times 770,6 = 693,5 \text{ mm}$$

$$b_v = 1.000 \text{ mm}$$

$$F_{yv} = 420 \text{ MPa}$$

$$A_{sv} = 400 \text{ mm}^2 \quad (2 \#5)$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

La resistencia nominal de cortante está definida en el artículo 5.8.3.3.

$$V_n = V_s + V_c$$

Dado que en la columna se pueden presentar fuerzas de tracción, de manera conservadora se toma  $V_c=0$ .

$$V_s = \frac{A_{sv} f_y d_v}{s}$$

$$V_s = \frac{400 \times 420 \times 693,5}{100} = 1.165.080,0 \text{ N} = 1.165,0 \text{ kN}$$

$$V_n = 1.165,0 + 0,0 = 1.165,0 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 1.165 = 1.048,5 \text{ kN} > V_u = 835,5 \text{ kN}$$

La separación de 100 mm es adecuada para soportar el cortante máximo. No obstante deberá mantenerse la separación a lo largo de toda la columna dado que el cortante crítico ocurre en el estado límite evento extremo I, y este es uniforme a lo largo de toda la columna.

#### 13.7.4. Diseño de los Pilotes

El diseño de flexo-compresión se realizó mediante el software Csicol, del cual se presentan los datos de entrada para cada combinación máxima y mínima, y la relación de demanda de capacidad.

Se proponen inicialmente 17 barras #8, con un  $A_s = 5.026 \text{ mm}^2$ , que equivalen a una cuantía de 1,71%. La relación capacidad y demanda fue de 0,96, por lo que se considera adecuado, la distribución de los aceros de flexo compresión de los pilotes se observan en la Figura 138.

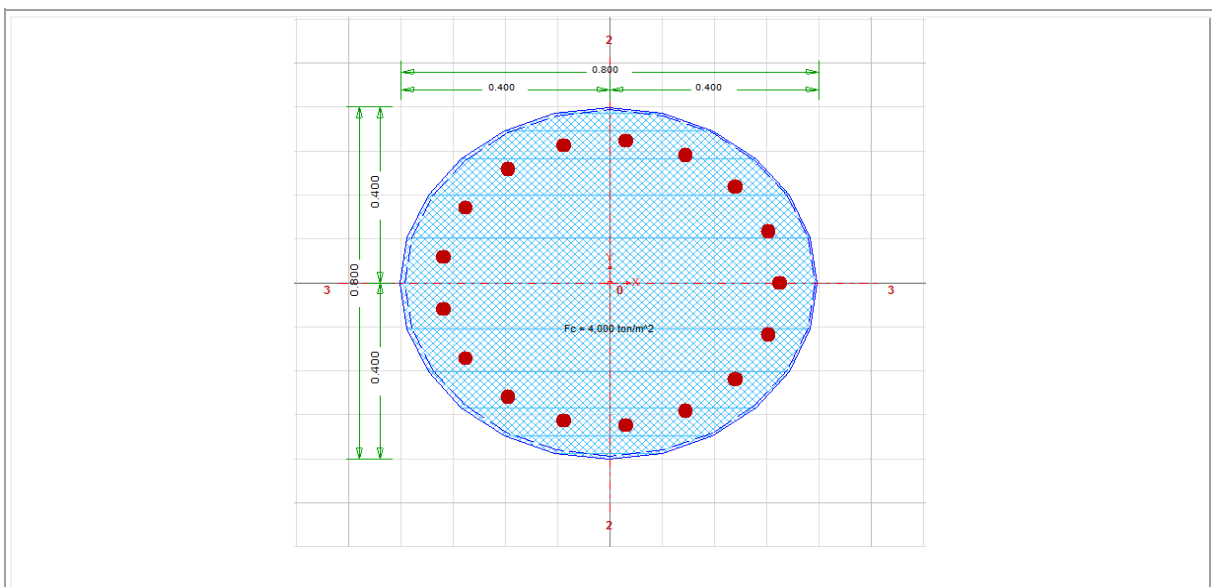


Figura 138. Refuerzo Pilotes

Fuente: Propia

Tabla 67. Datos de Salida Csicol Pilotes

BOTTOM						
Sr.	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Capacity Ratio	Remarks
1	RESIST I	74,4	5,8	7,1	0,12	OK
2	RESIST I2	107,7	-6,3	-5	0,11	OK
3	RESIST 2	76,8	4,4	6,3	0,1	OK
4	RESIST 24	102,5	-4,9	-3	0,1	OK
5	RESIST 3	75,1	-6,8	3	0,08	OK
6	RESIST 4	84,8	-0,2	3,8	0,08	OK
7	RESIST 5	26,7	-25,4	5,3	0,26	OK
8	RESIST 58	52,4	-34,7	-4	0,33	OK
9	RESIST I9	76,1	5,3	4,8	0,09	OK
10	RESIST I10	102,7	-5,4	-2,5	0,1	OK
11	RESIST 211	78,3	4,1	4,2	0,08	OK
12	RESIST 212	98,8	-4,1	-1,4	0,09	OK
13	RESIST 313	82,7	-4,7	2,2	0,08	OK
14	RESIST 414	85,8	0	2,3	0,08	OK
15	RESIST 515	58,3	-17,2	5,7	0,17	OK
16	RESIST 516	78,8	-25,4	0	0,23	OK
17	EVEN EXT I R=1,0 SISX	33,1	23,9	49,2	0,72	OK
18	EVEN EXT I R=1,0 SISX18	206,7	-24	-45,2	0,4	OK
19	EVEN EXT I R=1,0 SISY	23	74,7	20,6	0,96	OK
20	EVEN EXT I R=1,0 SISY20	150,7	-74,8	-16,6	0,63	OK
TOP						
Sr.	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Capacity Ratio	Remarks
1	RESIST I	74,4	4,9	6	0,1	OK
2	RESIST I2	107,7	-5,3	-3	0,1	OK
3	RESIST 2	76,8	3,8	5,2	0,08	OK
4	RESIST 24	102,5	-4,1	-1,7	0,1	OK

TOP						
Sr.	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton- m)	Muy (ton- m)	Capacity Ratio	Remarks
5	RESIST 3	75,1	-4,5	2	0,07	OK
6	RESIST 4	84,8	-0,2	2,5	0,08	OK
7	RESIST 5	26,7	-16	4,9	0,17	OK
8	RESIST 58	52,4	-23,9	-2	0,23	OK
9	RESIST I9	76,1	4,4	4,1	0,08	OK
10	RESIST I10	102,7	-4,4	-0,9	0,1	OK
11	RESIST 211	78,3	3,4	3,4	0,08	OK
12	RESIST 212	98,8	-3,4	-0,4	0,09	OK
13	RESIST 313	82,7	-2,6	1,1	0,08	OK
14	RESIST 414	85,8	0	1,2	0,08	OK
15	RESIST 515	58,3	-8,2	5	0,09	OK
16	RESIST 516	78,8	-15	1,2	0,13	OK
17	EVEN EXT I R=1,0 SISX	33,1	14,3	15,1	0,29	OK
18	EVEN EXT I R=1,0 SISX18	206,7	-14,3	-12,5	0,22	OK
19	EVEN EXT I R=1,0 SISY	23	43,8	11,2	0,56	OK
20	EVEN EXT I R=1,0 SISY20	150,7	-43,8	-8,6	0,36	OK

Fuente: Propia

### 13.7.5. Confinamiento de los Pilotes

Para los materiales dispuestos para los pilotes, la cuantía volumétrica mínima requerida será igual a:

$$\rho_s = 0,12 \times \frac{21}{420} = 0,0080$$

Utilizando estribos circulares de barras #4 ( $A_s=127 \text{ mm}^2$ ), para un diámetro de pilotes de 0,80 m y recubrimiento de 50 mm, se observa que:

Diámetro confinado:

$$D_c = 800 - 2 \times 50 = 700 \text{ m}$$

La separación del refuerzo en la zona de confinamiento para pilotes deberá ser inferior a 75 mm, por lo que se prueba con  $s=75 \text{ mm}$ .

$$\rho_s = \frac{V_{acero}}{V_{concreto}}$$

$$\rho_s = \frac{(\pi \times D_c \times A_s)}{(\pi \times \frac{D_c^2}{4} \times s)}$$

$$\rho_s = \frac{(\pi \times 700 \times 127)}{(\pi \times \frac{700^2}{4} \times 75)} = 0.011 > 0.0096$$

La cuantía volumétrica con barras #4 con separaciones de 75 mm, es suficiente.

### 13.7.6. Capacidad a Cortante de los Pilotes

La capacidad a cortante de los pilotes, corresponde al cortante tomado por el refuerzo. Se toma el cortante elástico de diseño, para  $R=1,0$ , el cual en general es mayor que el de plastificación, ver Tabla 68.

Tabla 68. Cortante en los pilotes

CORTANTE MAXIMOS R=1,0	V <sub>u22</sub> kN	V <sub>u33</sub> kN	V <sub>uR</sub> kN
VALORES MAXIMOS	405,7	314,3	513,2

Fuente: Propia

En la zona de confinamiento:

$$D = 800 \text{ mm}$$

Diámetro de la columna

$$D_r = 650 \text{ mm}$$

Diámetro del refuerzo

Ecuación C5.8.2.9-2.

$$d_e = \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi}$$

$$d_e = \frac{800}{2} + \frac{650}{\pi} = 606,9 \text{ mm}$$

$$d_v = 0,9 \times D_r$$

$$d_v = 0,9 \times 606,9 = 546,2 \text{ mm}$$

$$b_v = 1.000 \text{ mm}$$

$$F_{yv} = 420 \text{ MPa}$$

$$A_{sv} = 254 \text{ mm}^2 \quad (2\#4)$$

$$s = 75 \text{ mm}$$

La resistencia nominal de cortante está definida en el artículo 5.8.3.3.

$$V_n = V_s + V_c$$

Dado que en el pilote se pueden presentar fuerzas de tracción, se toma  $V_c=0$ , de manera conservadora.

$$V_s = \frac{A_{sv} f_y d_v}{s}$$

$$V_s = \frac{254 \times 420 \times 546,2}{75} = 776.914,9 \text{ N} = 776,9 \text{ kN}$$

$$V_n = 776,9 + 0,0 = 776,9 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 776,9 = 699,2 \text{ kN} > V_u = 513,2 \text{ kN}$$

La separación de 75 mm es adecuada para soportar el cortante máximo.

### 13.7.7. Capacidad Portante Pilotes

El estudio geotécnico reporta una capacidad de soporte para pilotes de 0,80m de diámetro y 15,0 m de longitud, de 2.500,0 kN.

*Tabla 69. Resumen de Capacidad y Demanda de Los Pilotes*

MÁXIMA CARGA AXIAL $P_u$ (kN)	CAPACIDAD $\phi P_n$ (kN)
2.222,5	2.500,0

Fuente: Propia

La longitud de 15 m es adecuada.

**13.8. Diseño de los Cabezales de la Cimentación (R=1,0)**

Las dimensiones del cabezal son:

Ancho del cabezal	3.800 mm
Largo del cabezal	960 mm
Espesor del cabezal	1.200 mm
Diámetro del pilote	800 mm
Diámetro de la columna	1.000 mm
Número de ejes de pilotes longitudinales	2
Número de ejes de pilotes transversales	4

La sollicitación máxima en el pilote es igual a:

$$P_u = 2.222,5 \text{ kN}$$

Los momentos y cortantes en el cabezal son obtenidos de las gráficas.

Momento positivo sentido transversal	195,4	kN-m/m
Momento negativo sentido transversal	129,4	kN-m/m
Momento positivo sentido longitudinal	604,7	kN-m/m
Momento negativo sentido longitudinal	0	kN-m/m
Cortante en el sentido longitudinal	645,7	kN/m
Cortante en el sentido transversal	297,1	kN/m

Se utilizará un recubrimiento inferior de 100 mm para el despunte de los pilotes, y un

recubrimiento superior de 50 mm.

### 13.8.1. Diseño Flexión Longitudinal Positivo

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento último.

$$M_s = 156.320.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 195.400.000,0 \text{ N-mm}$$

Se dispone el refuerzo en línea de barras #5. Por tanteo se disponen una separación de 300 mm.

$$A_s = A_{barra} \times \frac{1.000}{s}$$

$$A_s = 200,0 \times \frac{1.000}{300} = 666,7 \text{ mm}^2/m$$

Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo ( $d_s$ ), será igual a:

$$d_s = h - rec - \frac{\phi}{2}$$

$$d_s = 1.200 - 100 - \frac{16}{2} = 1.092,1 \text{ mm}$$

El factor del bloque de tensiones ( $\beta_1$ ) como se especifica en el artículo 5.7.2.2 del CCP-14, para  $f'_c = 28 \text{ MPa}$  es igual a:

$$\beta_1 = 0,85$$

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.7.3.1.1-4 puede simplificarse como:

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

Reemplazando obtenemos

$$c = \frac{666,7 \times 420 - 0 \times 420}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 1.000} = 13,8 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia, de acuerdo al comentario C5.7.2.1 del CCP-14.

$c/d_s = 0,013 < 0,6$ , El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que  $\beta = 0,85$

En el artículo 5.7.2.2 del CCP-14, se especifica que  $a$  es la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 13,8 = 11,7 \text{ mm}$$

Deformación neta a tracción

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{1,092,1}{13,8} - 1 \right) = 0,234$$

Dado que la deformación unitaria es igual 0,234, es decir mayor a 0.005, se confirma que la sección está controlada por tracción.

Se utilizará un  $\phi=0,90$  especificado en el artículo 5.5.4.2.1 del CCP-14. Por lo tanto la resistencia a flexión factorizada será

$$M_r = \phi \left( (A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{pu}) \times \left( d_s - \left( \frac{a}{2} \right) \right) \right)$$

$$M_r = 0,90 \left( (666,7 \times 420,0 + 0 \times 1.890,0) \times \left( 1.092,1 - \left( \frac{11,7}{2} \right) \right) \right)$$

$$= 273.721.770,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Para verificar que el refuerzo sea suficiente, se debe asegurar que la resistencia a flexión factorizada sea mayor al momento último.

$$273.721.770,0 \text{ N} - \text{mm} > 195.400.000,0 \text{ N} - \text{mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Puesto que el momento resistente es mayor que el momento factorizado, la sección y el refuerzo son adecuados para flexión. Se revisará la cuantía mínima, a partir del satisfacer un momento equivalente a  $M_{cr}$ , o  $1,33 M_u$ , el menor de los dos.

### Calculo del refuerzo mínimo:

Módulo del elemento rectangular de 1,0 m de ancho.

$$S = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$S = \frac{1.000 \times 1.200^2}{6} = 240.000.000,0 \text{ mm}^3$$

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 del CCP-14, para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{28,0} = 3,3 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

La cantidad de refuerzo deberá ser adecuada para soportar una resistencia a la flexión factorizado al menos igual a la menor de  $M_{cr}$  o  $1,33M_u$ . Por lo tanto se debe elegir el valor más pequeño entre los siguientes datos.

$$1,33 M_u = 1,33 \times 195.400.000,0 = 259.882.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

La ecuación 5.7.3.3.2-1 del CCP-14, corregida, queda simplificada de la siguiente manera para concretos no preesforzados:

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c]$$

Los factores están especificados en el numeral 5.7.3.3.2 del CCP-14, donde:

$\gamma_1$  = factor de variación de la fisuración por flexión

1,2 para estructuras prefabricadas segmentales

1,6 para todas las demás estructuras de concreto

$\gamma_3$  = relación entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última a tracción del refuerzo

0,67 para refuerzo A615, Grado 60

0,75 para refuerzo A706, Grado 60

1,00 para estructuras de concreto preesforzado

$$M_{cr} = 0,75 \times [(1,6 \times 3,3) \times 240.000.000,0] = 950.400.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto el momento que controla a cuantía mínima es igual a:

$$\rightarrow M_{\min} = 259.882.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Se debe verificar que  $M_r > M_{\min}$ .

$$273.721.770,0 \text{ N} - \text{mm} > 259.882.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto se cumple el refuerzo mínimo.

### Control de Fisuración:

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 del CCP-14, para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{28,0} = 2,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$0,80 f_r = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo en el acero de refuerzo convencional a la resistencia nominal a flexión.

$$f_s = \frac{M_s}{S_c}$$

$$f_s = \frac{156.320.000,0}{240.000.000,0} = 0,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La tensión en la sección transversal es menor que el 80% del módulo de rotura en el estado límite. En consecuencia no se requiere determinar el espaciamiento máximo ( $S_{\text{máx}}$ ).

#### **Refuerzo de temperatura:**

Los requerimientos de refuerzo para temperatura se encuentran en el artículo 5.10.8 del CCP-14, se utilizará la ecuación 5.10.8-1 y la 5.10.8-2 para verificar el área de refuerzo por metro.

Se utilizará la ecuación de la AASHTO en razón a una inconsistencia de unidades de la norma colombiana.

Ecuación 5.10.8-1.

$$A_s \geq \frac{1,30bh}{2(b+h)f_y}$$

Se deberá convertir debido a que está dada para unidades inglesas.

$$A_s \geq \frac{769bh}{2(b+h)f_y}$$

$$A_s \geq \frac{769 \times 1.000,0 \times 1.200,0}{2(1.000,0 + 1.200,0) \times 420} = 492,1 \text{ mm}^2/m$$

Se usarán barras #5 (200 mm<sup>2</sup>) @ 300 mm.

### 13.8.2. Diseño Flexión Longitudinal Negativo

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento último.

$$M_s = 103.520.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 129.400.000,0 \text{ N-mm}$$

Se dispone el refuerzo en línea de barras #6. Por tanteo se dispone una separación de 300 mm.

$$A_s = A_{barras} \times \frac{1.000}{s}$$

$$A_s = 286,0 \times \frac{1.000}{300} = 953,3 \text{ mm}^2/m$$

Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo ( $d_s$ ), será igual a:

$$d_s = h - rec - \frac{\phi}{2}$$

$$d_s = 1.200 - 50 - \frac{19}{2} = 1.140,5 \text{ mm}$$

El factor del bloque de tensiones ( $\beta_1$ ) como se especifica en el artículo 5.7.2.2, para  $f'_c = 28$  MPa es igual a:

$$\beta_1 = 0,85$$

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.7.3.1.1-4 puede simplificarse como:

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

Reemplazando se obtiene

$$c = \frac{953,3 \times 420 - 0 \times 420}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 1.000} = 19,8 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia, de acuerdo al comentario C5.7.2.1.

$c/d_s = 0,017 < 0,6$ , El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que  $\beta = 0,85$

En el artículo 5.7.2.2, se especifica que  $a$  es la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 19,8 = 16,8 \text{ mm}$$

Deformación neta a tracción

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{1.140,5}{19,8} - 1 \right) = 0,170$$

Dado que la deformación unitaria es igual 0,170, es decir mayor a 0,005, se confirma que la sección está controlada por tracción.

Se utilizará un  $\phi=0,90$  especificado en el artículo 5.5.4.2.1 del CCP-14. Por lo tanto la resistencia a flexión factorizada será

$$M_r = \phi \left( (A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{pu}) \times \left( d_s - \left( \frac{a}{2} \right) \right) \right)$$

$$M_r = 0,90 \left( (953,3 \times 420,0 + 0 \times 1.890,0) \times \left( 1.140,5 - \left( \frac{16,8}{2} \right) \right) \right)$$

$$= 407.950.307,5 \text{ N} - \text{mm}$$

Para verificar que el refuerzo sea suficiente, se debe asegurar que la resistencia a flexión factorizada sea mayor al momento último.

$$407.950.307,5 \text{ N} - \text{mm} > 129.400.000,0 \text{ N} - \text{mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Puesto que el momento resistente es mayor que el momento factorizado, la sección y el refuerzo son adecuados para flexión. Se revisará la cuantía mínima, a partir de satisfacer un momento equivalente a  $M_{cr}$ , o  $1,33 M_u$ , el menor de los dos.

**Calculo del refuerzo mínimo:**

Módulo del elemento rectangular de 1,0 m de ancho.

$$S = \frac{b \times h^2}{6}$$
$$S = \frac{1.000 \times 1.200^2}{6} = 240.000.000,0 \text{ mm}^3$$

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f'_c}$$
$$f_r = 0,62 \times \sqrt{28,0} = 3,3 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

La cantidad de refuerzo deberá ser adecuada para soportar una resistencia a la flexión factorizado al menos igual a la menor de  $M_{cr}$  o  $1,33M_u$ . Por lo tanto se debe elegir el valor más pequeño entre los siguientes datos.

$$1,33 M_u = 1,33 \times 129.400.000,0 = 172.102.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

La ecuación 5.7.3.3.2-1 del CCP-14 Corregida, queda simplificada de la siguiente manera para concretos no preesforzados:

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c]$$

Los factores están especificados en el numeral 5.7.3.3.2 del CCP-14, donde:

$\gamma_1$  = factor de variación de la fisuración por flexión

1,2 para estructuras prefabricadas segmentales

1,6 para todas las demás estructuras de concreto

$\gamma_3$  = relación entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última a tracción del refuerzo

0,67 para refuerzo A615, Grado 60

0,75 para refuerzo A706, Grado 60

1,00 para estructuras de concreto preesforzado

$$M_{cr} = 0,75 \times [(1,6 \times 3,3) \times 240.000.000,0] = 950.400.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto el momento que controla a cuantía mínima es igual a:

$$\rightarrow M_{\min} = 172.102.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Se debe verificar que  $M_r > M_{\min}$ .

$$407.950.307,5 \text{ N} - \text{mm} > 172.102.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto se cumple el refuerzo mínimo.

### Control de Fisuración:

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 del CCP-14 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{28,0} = 2,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$0,80 f_r = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo en el acero de refuerzo convencional a la resistencia nominal a flexión.

$$f_s = \frac{M_s}{S_c}$$

$$f_s = \frac{103.520.000,0}{240.000.000,0} = 0,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La tensión en la sección transversal es menor que el 80% del módulo de rotura en el estado límite. En consecuencia no se requiere determinar el espaciamiento máximo ( $S_{\text{máx}}$ ).

#### **Refuerzo de temperatura:**

Los requerimientos de refuerzo para temperatura se encuentran en el artículo 5.10.8 del CCP-14. Se utilizará la ecuación 5.10.8-1 y la 5.10.8-2 para verificar el área de refuerzo por metro.

Se utilizará la ecuación de la AASHTO en razón a una inconsistencia de unidades de la norma colombiana.

Ecuación 5.10.8-1 del CCP-14

$$A_s \geq \frac{1,30bh}{2(b+h)f_y}$$

Se deberá convertir debido a que está dada para unidades inglesas.

$$A_s \geq \frac{769bh}{2(b+h)f_y}$$

$$A_s \geq \frac{769 \times 1.000,0 \times 1.200,0}{2(1.000,0 + 1.200,0) \times 420} = 492,1 \text{ mm}^2/m$$

Se usarán barras #5 (200 mm<sup>2</sup>) @ 300 mm.

### 13.8.3. Diseño Flexión Transversal Positivo

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento último.

$$M_s = 483.760.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 604.700.000,0 \text{ N-mm}$$

Se dispone el refuerzo en línea de barras #6. Por tanteo se dispone una separación de 100 mm.

$$A_s = A_{barras} \times \frac{1.000}{s}$$

$$A_s = 286,0 \times \frac{1.000}{100} = 2.860,0 \text{ mm}^2/m$$

Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo ( $d_s$ ), será igual a:

$$d_s = h - rec - \frac{\phi}{2}$$

$$d_s = 1.200 - 100 - \frac{19}{2} = 1.090,5 \text{ mm}$$

El factor del bloque de tensiones ( $\beta_1$ ) como se especifica en el artículo 5.7.2.2 del CCP-14, para  $f'_c = 28 \text{ MPa}$  es igual a:

$$\beta_1 = 0,85$$

Se utilizará la fórmula 5.7.3.1.1-4 del CCP-14 para calcular la altura de bloque de compresión ( $c$ )

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.7.3.1.1-4 del CCP-14 puede simplificarse como:

$$c = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta b}$$

Reemplazando se obtiene que:

$$c = \frac{2.860,0 \times 420 - 0 \times 420}{0,85 \times 28,0 \times 0,85 \times 1.000} = 59,4 \text{ mm}$$

Se verifica si el acero se encuentra cerca a la fluencia, de acuerdo al comentario C5.7.2.1.

$c/d_s = 0,054 < 0,6$ , El acero se encuentra cerca a la fluencia y se confirma que  $\beta = 0,85$

En el artículo 5.7.2.2, se especifica que  $a$  es la distancia de la fibra extrema a compresión.

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a = 0,85 \times 59,4 = 50,5 \text{ mm}$$

Deformación neta a tracción

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_T = 0,003 \times \left( \frac{1.090,5}{59,4} - 1 \right) = 0,052$$

Dado que la deformación unitaria es igual 0,052, es decir mayor a 0,005, se confirma que la sección está controlada por tracción.

Se utilizará un  $\phi=0,90$  especificado en el artículo 5.5.4.2.1. Por lo tanto la resistencia a flexión factorizada será

$$M_r = \phi \left( (A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{pu}) \times \left( d_s - \left( \frac{a}{2} \right) \right) \right)$$

$$M_r = 0,90 \left( (2.860,0 \times 420,0 + 0 \times 1.890,0) \times \left( 1.090,5 - \left( \frac{50,5}{2} \right) \right) \right)$$

$$= 1.151.609.341,2 \text{ N} - \text{mm}$$

Para verificar que el refuerzo sea suficiente, se debe asegurar que la resistencia a flexión factorizada sea mayor al momento último.

$$1.151.609.341,2 \text{ N} - \text{mm} > 604.700.000,0 \text{ N} - \text{mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Puesto que el momento resistente es mayor que el momento factorizado, la sección y el refuerzo son adecuados para flexión. Se revisará la cuantía mínima, a partir de satisfacer un momento equivalente a  $M_{cr}$ , o  $1,33 M_u$ , el menor de los dos.

### Cálculo del refuerzo mínimo:

Módulo del elemento rectangular de 1,0 m de ancho.

$$S = \frac{b \times h^2}{6}$$
$$S = \frac{1.000 \times 1.200^2}{6} = 240.000.000,0 \text{ mm}^3$$

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f'_c}$$
$$f_r = 0,62 \times \sqrt{28,0} = 3,3 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

La cantidad de refuerzo deberá ser adecuada para soportar una resistencia a la flexión factorizado al menos igual a la menor de  $M_{cr}$  o  $1,33M_u$ . Por lo tanto se debe elegir el valor más pequeño entre los siguientes datos.

$$1,33 M_u = 1,33 \times 604.700.000,0 = 804.251.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

La ecuación 5.7.3.3.2-1 corregida, queda simplificada de la siguiente manera para concretos no preesforzados:

$$M_{cr} = \gamma_3[(\gamma_1 f_r) S_c]$$

Los factores están especificados en el numeral 5.7.3.3.2, donde:

$\gamma_1$  = factor de variación de la fisuración por flexión

1,2 para estructuras prefabricadas segmentales

1,6 para todas las demás estructuras de concreto

$\gamma_3$  = relación entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última a tracción del refuerzo

0,67 para refuerzo A615, Grado 60

0,75 para refuerzo A706, Grado 60

1,00 para estructuras de concreto preesforzado

$$M_{cr} = 0,75 \times [(1,6 \times 3,3) \times 240.000.000,0] = 944.850,708,2 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto el momento que controla a cuantía mínima es igual a:

$$\rightarrow M_{\min} = 804.251.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Se debe verificar que  $M_r > M_{\min}$ .

$$1.151.609.341,2 \text{ N} - \text{mm} > 804.251.000,0 \text{ N} - \text{mm}$$

Por lo tanto se cumple el refuerzo mínimo.

### Control de Fisuración:

Módulo de rotura ( $f_r$ ), especificado en el artículo 5.4.2.6 para concretos de peso normal:

$$f_r = 0,52 \times \sqrt{f'_c}$$
$$f_r = 0,52 \times \sqrt{28,0} = 2,8 \frac{N}{mm^2}$$

$$0,80 f_r = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo en el acero de refuerzo convencional a la resistencia nominal a flexión.

$$f_s = \frac{M_s}{S_c}$$
$$f_s = \frac{483.760.000,0}{240.000.000,0} = 2,0 \frac{N}{mm^2}$$

La tensión en la sección transversal es menor que el 80% del módulo de rotura en el estado límite. En consecuencia no se requiere determinar el espaciamiento máximo ( $S_{\text{máx}}$ ).

### Refuerzo de temperatura:

Los requerimientos de refuerzo para temperatura se encuentran en el artículo 5.10.8 Se utilizará la ecuación 5.10.8-1 y la 5.10.8-2 para verificar el área de refuerzo por metro.

Se utilizará la ecuación de la AASHTO en razón a una inconsistencia de unidades de la norma colombiana.

Ecuación 5.10.8-1.

$$A_s \geq \frac{1,30bh}{2(b+h)f_y}$$

Se deberá convertir debido a que está dada para unidades inglesas.

$$A_s \geq \frac{769bh}{2(b+h)f_y}$$

$$A_s \geq \frac{769 \times 1.000,0 \times 1.200,0}{2(1.000,0 + 1.200,0) \times 420} = 499,4 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Se usarán barras #5 (200 mm<sup>2</sup>) @ 300 mm.

#### 13.8.4. Diseño a Corte

Para el diseño se utilizarán los valores anteriormente calculados del momento de servicio y el momento último en el apoyo.

$$M_s = 483.760.000,0 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 604.700.000,0 \text{ N-mm}$$

$$V_u = 645,7 \text{ kN}$$

Se calculará el corte Diagonal en una dirección, para lo cual se elegirá el mayor de los siguientes valores:

$$d_{v1} = d_s - \frac{a}{2}$$

$$d_{v1} = 1.090,5 - \frac{50,5}{2} = 1.065,2 \text{ mm}$$

$$d_{v2} = 0,9 \times d_s$$

$$d_{v2} = 0,9 \times 1.090,5 = 981,4 \text{ mm}$$

$$d_{v3} = 0,72 \times h$$

$$d_{v3} = 0,72 \times 1.200,0 = 864,0 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$d_v = S_x = 1.065,2 \text{ mm}$$

Debe calcularse el parámetro de espaciamiento de fisuras ( $S_{xe}$ ), definido en la ecuación 5.8.3.4.2-5.

Se utilizará un tamaño del agregado igual a:

$$ag = 25,4 \text{ mm}$$

$$S_{xe} = S_x \frac{1,38}{ag + 0,63}$$

Dado que esta fórmula se encuentra expresada en unidades inglesas se ajusta la fórmula de la siguiente manera, para obtener la ecuación en milímetros.

$$S_{xe} = S_x \frac{35,0}{ag + 16,0}$$

$$S_{xe} = 1.065,2 \times \frac{35,0}{25,4 + 16,0} = 900,5 \text{ mm}$$

$$300 \leq S_{xe} \leq 2.000$$

Por lo tanto se cumple el parámetro de espaciamiento de fisuras.

Deformación unitaria neta longitudinal en la sección en el centroide del refuerzo a tracción definido en la ecuación 5.8.3.4.2-4.

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Dónde:

$$N_u = 0$$

Para vigas sin preesfuerzo la ecuación 5.8.3.4.2-4 puede simplificarse como

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p|}{E_s A_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|604.700.000,0|}{1.065,2} + 0,5 \times 0 + |645,7 - 0|}{196.000 \times 2.860,0} = 0,0010$$

Si no se tiene la cantidad mínima de refuerzo transversal a cortante, se debe calcular  $\beta$ , según la ecuación 5.8.3.4.2-2.

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + S_{xe})}$$

Dado que la formula esta para unidades inglesas, se adaptará de la siguiente forma:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{1.295}{(991 + S_{xe})}$$

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \times 0,0010)} \frac{1.295}{(991 + 900,5)} = 1,83$$

$\beta$  debe ser menor a 2,0, sino este valor deberá ser tomado como 2,0.

Como 1,83 es menor a 2,0:

$$\beta = 1,83$$

El valor de  $\theta$  está definido por la ecuación 5.8.3.4.2-3.

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s$$

$$\theta = 29 + 3500 \times 0,0010 = 32,5^0$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-3, dado que se utilizaron las ecuaciones 5.8.3.4.2-2 y 5.8.3.4.2-3 para el cálculo de  $\beta$  y  $\theta$ .

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt[2]{f'c} b v d v$$

$$V_c = 0,083 \times 2,0 \times \sqrt{28,0} \times 1.000 \times 1.065,2 = 935.660,4 N = 935,7 kN$$

Se utilizará la ecuación 5.8.3.3-1 y la ecuación 5.8.3.3-2 respectivamente, de los cuales se elegirá el menor valor.

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$$

Dónde:

$V_p$  = Componente en la dirección de la fuerza cortante aplicada de la fuerza efectiva de preesforzado = 0.

$V_s$  = Resistencia al cortante

$$V_{n1} = 935,7 + 0 + 0 = 935,7 kN$$

$$V_{n2} = 0,25 f'c b v d v + V_p$$

$$V_{n2} = 0,25 \times 28,0 \times 1.000 \times 1.065,2 + 0 = 7.456.400,0 N = 7.456,4 kN$$

Entonces se tiene que:

$$\phi V_n = 0,90 \times 935,7 = 842,1 kN$$

Se debe verificar que:

$$\phi V_n > V_u$$

$$842,1 \text{ kN} > 645,7 \text{ kN}$$

Como la resistencia nominal de cortante factorizada es menor que el cortante último factorizado, no se necesitará disponer refuerzo a corte. No obstante se dispondrá un refuerzo mínimo consistente en ramas #4 ( $127 \text{ mm}^2$ ) cada 300 mm en las dos direcciones.

$$A_{sv} = \frac{127,0 \times 1.000}{300} = 423,3 \text{ mm}^2$$

Se debe satisfacer el área mínima de refuerzo transversal establecido en la ecuación 5.8.2.5-

1.

$$A_{v \text{ min}} \geq 0,083 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b_v s}{f_y}$$

$$A_{v \text{ min}} \geq 0,083 \times \sqrt{28,0} \times \frac{1.000 \times 300}{420} = 313,7 \text{ mm}^2$$

La resistencia nominal de cortante está definida en el artículo 5.8.3.3.

$$V_n = V_s + V_c$$

En la cual:

$$V_s = \frac{A_{sv} f_y d_v}{s}$$

$$V_s = \frac{423,3 \times 420 \times 1.065,2}{300} = 631.258,8 \text{ N} = 631,3 \text{ kN}$$

Entonces se obtiene:

$$V_n = 631,3 + 935,7 = 1.567,0 \text{ kN}$$

Por lo tanto cumple.

$$V_r = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_r = 0,90 \times (1.567,0) = 1.410,3 \text{ kN}$$

Se debe cumplir que:

$$V_r > V_u$$

$$1.410,3 \text{ kN} > 645,7 \text{ kN}$$

### 13.8.5. Diseño a Corte en dos Direcciones

Se debe verificar que la fuerza axial del pilote no supere la capacidad a corte en dos direcciones del cabezal.

En la Figura 139 se presenta la planta de cimentación, mostrando los perímetros críticos a Punzonamiento de los pilotes laterales, de los pilotes esquineros y de la columna lateral.

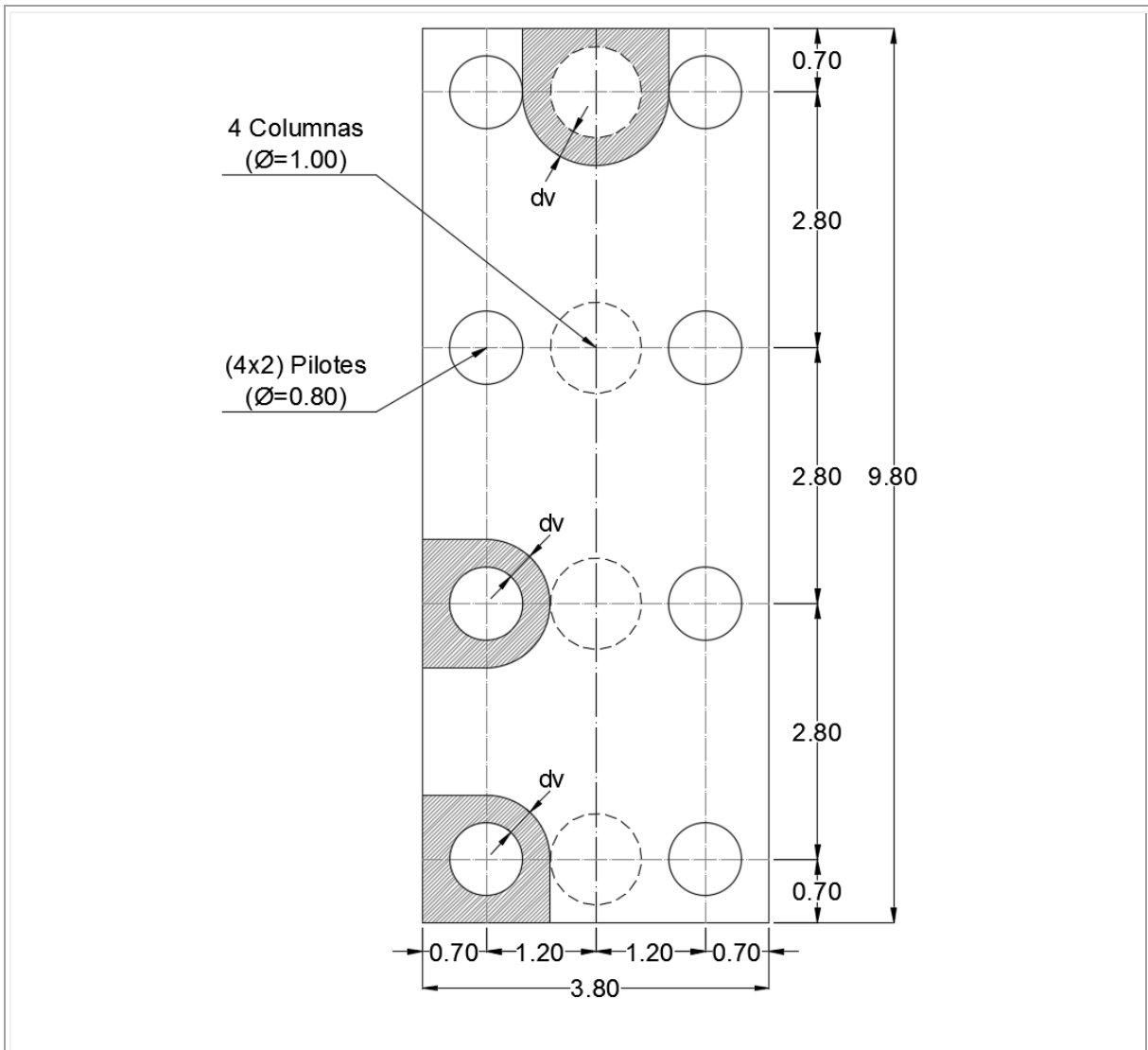


Figura 139. Planta del Cabezal y Zona de Punzonamiento

Fuente: Propia

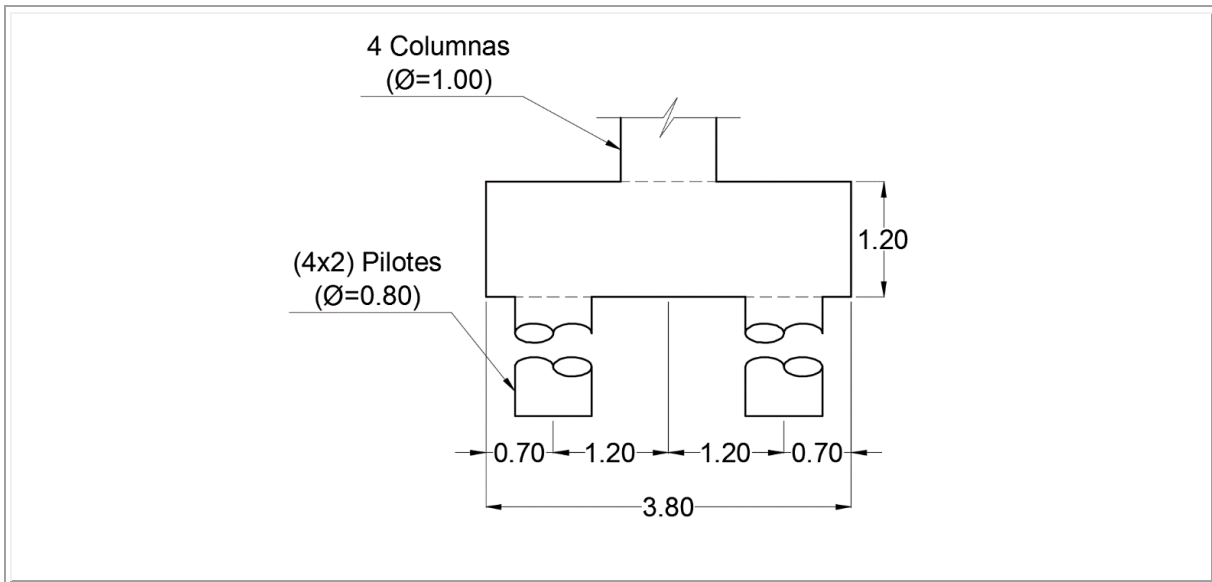


Figura 140. Sección transversal del cabezal

Fuente: Propia

Se aplicará la fórmula 5.13.3.6.3-1.

$$V_n = \left(0,17 + \frac{0,33}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d_v \leq 0,33 \sqrt{f'_c} b_o d_v$$

Donde:

Relación largo ancho del pilote	$\beta_c =$	1,0
Diámetro del pilote	$D =$	0,8 mm
Profundidad de cortante efectiva	$d_v =$	1.065,2 mm
Perímetro crítico	$b_o =$	2.864,9 mm

De la Figura 139, se puede determinar el perímetro crítico que ocurre para el pilote esquinero, a una distancia de  $d_v/2$  de la cara del pilote.

$$b_o = (D + d_v) \times \frac{\pi}{4} + 2 \times 700$$

$$b_o = (800 + 1.065,2) \times \frac{\pi}{4} + 2 \times 700 = 2.864,9 \text{ mm}$$

$$V_n = \left(0,17 + \frac{0,33}{1,0}\right) \times \sqrt{28,0} \times 2.864,9 \times 1.065,2 \leq 0,33 \sqrt{28,0} \times 2.864,9 \times 1.065,2$$

$$V_n = 5.328.851,2 \text{ N} = 5.328,9 \text{ kN} \leq 5.328.851,0 \text{ N} = 5.328,9 \text{ kN}$$

Por lo tanto  $V_n = 5.328,9 \text{ kN}$

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 0,90 \times 5.328,9 = 4.796,0 \text{ kN}$$

Se debe cumplir que:

$$V_r = 4.796,0 \text{ kN} > V_u = 2.222,5 \text{ kN}$$

Por lo tanto la capacidad a cortante del concreto es mayor a la sollicitación a corte. No obstante se dispondrá un refuerzo mínimo consistente en barras #4 cada 300 mm, formando una parrilla en dos direcciones, y se propone una separación de dichas parrillas de 350 mm.

$$A_v = \frac{b_o \times \phi_{barra}}{s}$$

$$A_v = \frac{2.864,9 \times 127}{300} = 1.212,8 \text{ mm}^2$$

Para determinar la capacidad del concreto reforzado a corte en dos direcciones utilizamos la ecuación 5.13.3.6.3-2.

Ecuación 5.13.3.6.3-2.

$$V_n = V_c + V_s \leq 0,504 \sqrt{f'_c} b_o d_v$$

Dónde:

Ecuación 5.13.3.6.3-3.

$$V_c = 0,166 \sqrt{f'_c} b_o d_v$$

$$V_c = 0,166 \sqrt{28,0} \times 2.864,9 \times 1.065,2 = 2.680.573,6 \text{ N} = 2.680,6 \text{ kN}$$

Ecuación 5.13.3.6.3-4.

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s}$$

$$V_s = \frac{1.212,8 \times 420 \times 1.065,2}{300} = 1.808.624,4 \text{ N} = 1.808,6 \text{ kN}$$

Por lo tanto:

$$V_r = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_r = 0,90 \times (2.680,6 + 1.808,6) = 4.040,3 \text{ kN}$$

Se debe cumplir que:

$$V_r = 4.040,3 \text{ kN} > V_u = 2.222,5 \text{ kN}$$

A continuación se mostrará la Figura 141 que muestra la distribución del refuerzo en pilas y pilotes. En la Figura 142 se muestra el detalle del refuerzo en la viga cabezal.

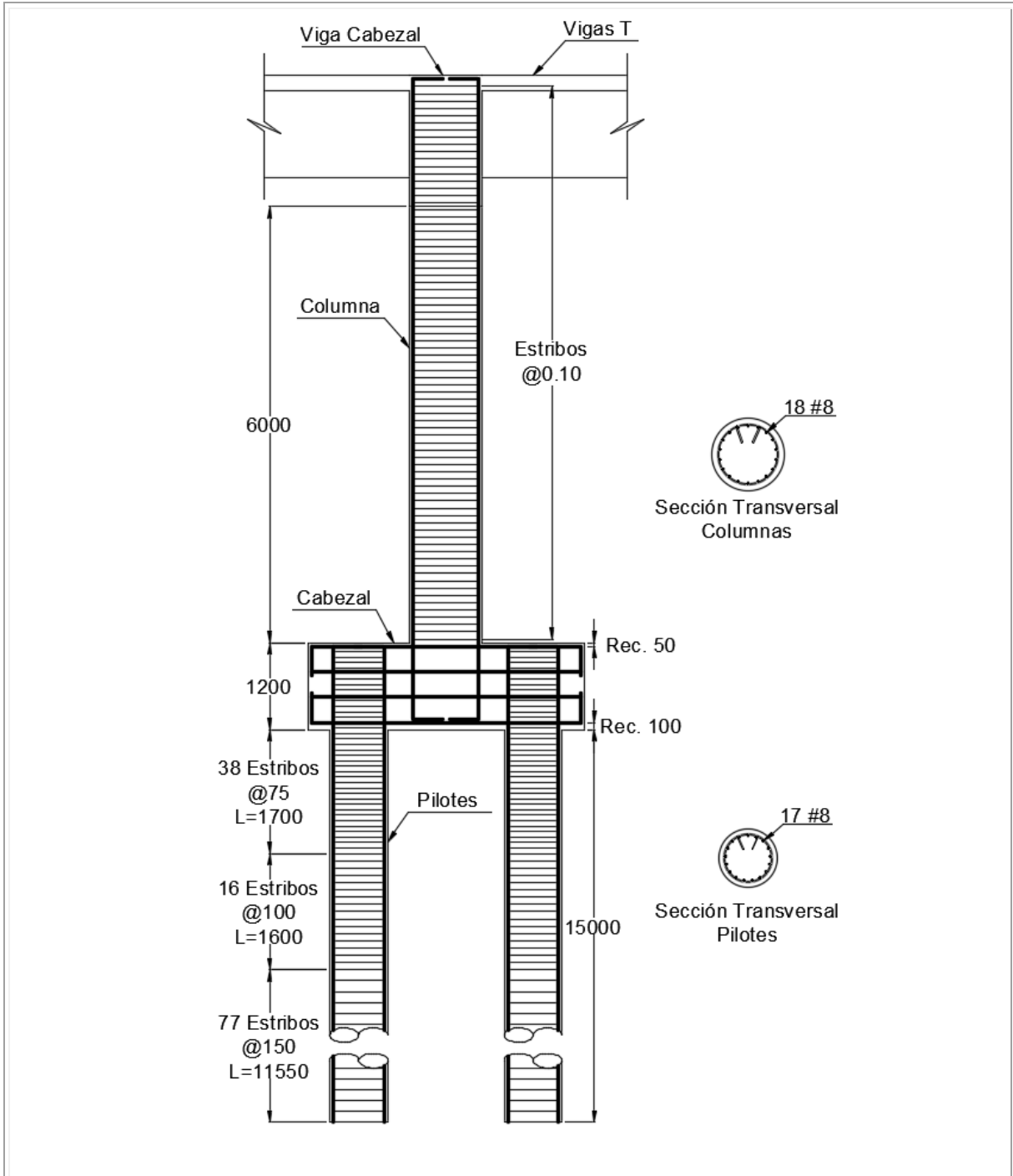


Figura 141. Refuerzo en la pila y pilotes

Fuente: Propia

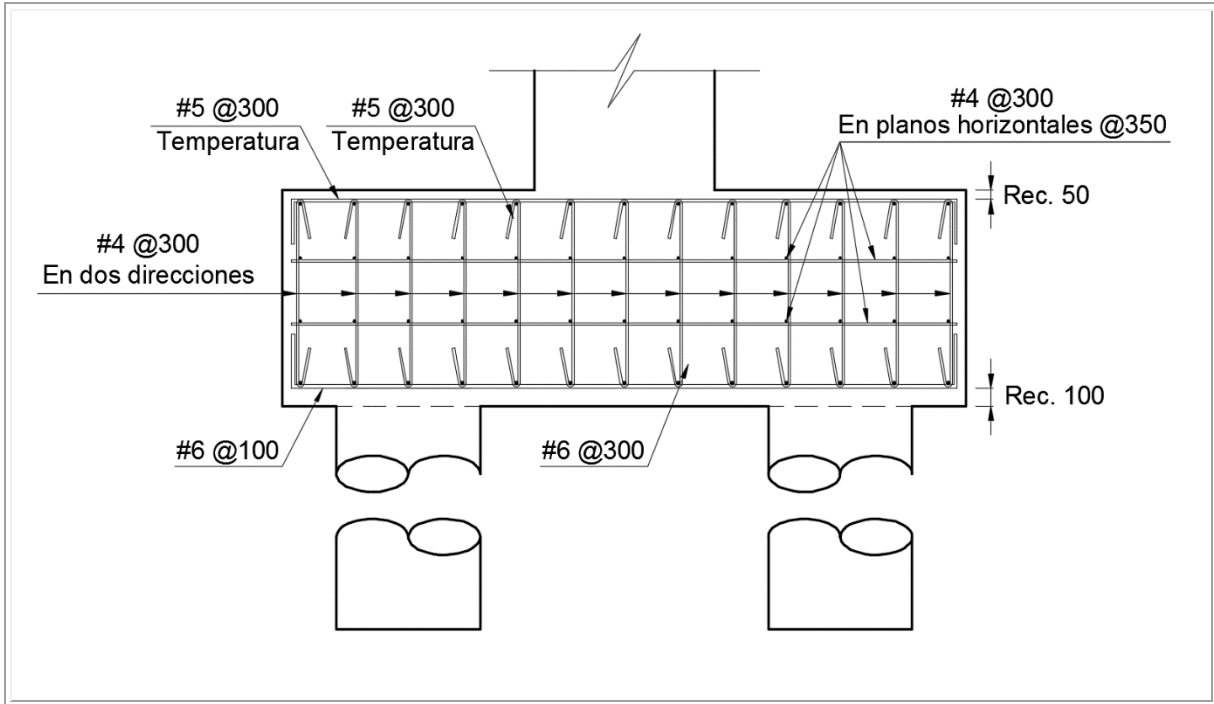


Figura 142. Refuerzo en el cabezal

Fuente: Propia

## **14. Procesos Constructivos Actuales**

### **14.1. Introducción**

La definición del proceso constructivo forma parte del proceso del diseño mismo de la estructura, ya que este determina los estados de esfuerzos en los elementos, durante cada etapa de la construcción. De esta forma la estructura construida completamente sobre una cimbra, tendrá diferentes esfuerzos de flexión que aquella construida por etapas y/o apoyos provisionales, o de aquella que se realiza por secciones prefabricadas, que pueden ser del orden de luces enteras, o de aquellos puentes construidos por segmentos.

La función del ingeniero proyectista es la de encontrar la mejor solución desde el punto de vista económico, estético, y medio ambiental, y en función de la disponibilidad de equipos de construcción, y la escala del proyecto. A continuación se presentan algunos procesos en función de la escala y tipología del puente.

### **14.2. Puente Fundido en Sitio**

Para pequeña luces, y especialmente en zonas de poca disponibilidad de mano de obra calificada, se opta por disponer superestructuras constituidas por losas de concreto. En general estos puentes son fundidos en sitio, aunque pueden prefabricarse, si las condiciones del entorno son difíciles, y si se dispone de grúas de cierta capacidad, lo cual limita el tamaño de la luz a prefabricar. Los puentes de losa fundidos en sitio requieren de una cimbra para soportar la

formaleta y la carga de construcción. Este tipo de puentes resulta adecuado para pequeñas luces de hasta 10 m, a partir de la cual deja de ser competitivo por razones económicas, como se observa en la Figura 143.



*Figura 143. Puente de losa fundido sobre cimbra*

Fuente: [serviciosconstructivos.mex.tl/gallery.html](http://serviciosconstructivos.mex.tl/gallery.html)

### **14.3. Puente de Viga y Losa Fundido en Sitio**

Los puentes de viga y losa en general utilizan tableros en concreto reforzado funcionando en sección compuesta con vigas. Para vigas de concreto reforzado, se alcanzan luces de hasta 25,0 m, para vigas de concreto postensado se alcanzan luces de hasta 40,0 m, y para vigas metálicas de alma llena, se consiguen usualmente luces de hasta 60,0 m.

Dependiendo de la topografía del sitio del puente, la altura de la superestructura sobre la vía u obstáculo que se esté salvando, las vigas de concreto pueden prefabricarse y levantarse

mediante grúas. Esta metodología resulta en ahorros de tiempo, y generalmente es la más atractiva desde el punto de vista de costos. Cuando no es posible el izaje de la viga mediante grúas, se recurre a cimbras, o como se mostrará más adelante a la técnica del empujado. En el caso de las vigas metálicas, las vigas se fabrican por segmentos modulares, y se ensamblan en la obra mediante apoyos temporales, como se muestra en la Figura 144.

En todos los casos, las vigas prefabricadas, se diseñan para soportar la carga de construcción del tablero, funcionando como una sección sencilla, y para soportar las cargas muertas sobrepuestas y la carga de servicio, funcionando en sección compuesta con el tablero. Para garantizar su funcionamiento en sección compuesta se deben disponer conectores de cortante entre la viga y la losa.



*Figura 144. Montaje de vigas metálicas de cimbra para apoyo de la viga.*

Fuente: Ing. Robinson Mantilla García

#### 14.4. Puente de Viga y Losa Prefabricado

En el caso de vigas prefabricadas a izar mediante grúas, es definitivo estudiar la posición de fundida de las vigas, y definir los movimientos que puede realizar el equipo de izaje, para optimizar su desplazamiento. Con esto se evitarán sobre tiempos y sobrecostos en el proceso. La capacidad de levantamiento de la grúa debe garantizarse para cada uno de los movimientos a realizar, como se muestra en la Figura 145.

Los planos de construcción deben especificar claramente los sitios para ubicar los dispositivos de izaje, el cual en el caso de vigas preesforzadas debe coincidir con los sitios de apoyo, para que esté de acuerdo con la hipótesis de diseño, de tal forma que no se exceda los esfuerzos permisibles. En el caso de vigas reforzadas, esta posición puede ser más flexible, especialmente si se disponen de refuerzo a flexión negativa en el prefabricado.



*Figura 145. Izaje de vigas prefabricadas del Intercambiador Aranzoque*

Fuente: Propia

### 14.5. Puente Lanzado

Las vigas de lanzamiento son más seguras, y facilitan la construcción industrializada de múltiples luces. Estas tienen una longitud de dos o más luces, con una nariz de lanzamiento, de menor peso y menor resistencia que el resto de las vigas, lo que facilita su emplazamiento mediante empujado entre pila y pila. Sobre las vigas se ubican puentes grúa para levantar y transportar las vigas tanto longitudinalmente como transversalmente.

Las vigas pueden ser fundidas en plantas de prefabricación y trasladadas al sitio de erección. Su izaje y desplazamiento se realiza mediante el puentes grúas, uno en cada extremo de la viga, los cuales se desplazan a lo largo de la viga de lanzamiento. Este sistema permite la prefabricación de secciones completa mucho más pesadas.



*Figura 146. Montaje mediante viga de lanzamiento.*

Fuente: Hangzhou Nante Machinery Co., Ltd. Grúa de pórtico de lanzamiento (JQG180T-50M) [es.made-in-china.com/co\\_hznante/product\\_Launching-Gantry-Crane-JQG180T-50M-](http://es.made-in-china.com/co_hznante/product_Launching-Gantry-Crane-JQG180T-50M-)

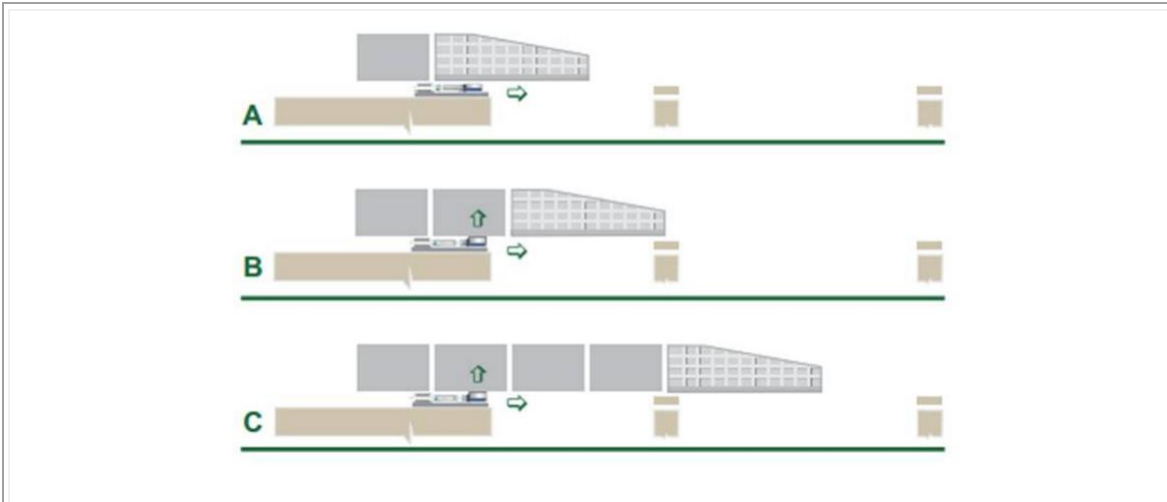
[\\_hosoosog.html](http://_hosoosog.html)

### 14.6. Puentes Empujados

Algunos puentes empujados se construyen por segmentos que por medio de empujones, se desplazan a su posición final. El primer segmento tiene adosada una nariz de lanzamiento, que le permite salvar los vanos entre pila y pila. Los segmentos son fabricados en un patio, y se conectan en cada tramo que se va fundiendo, y se empuja mediante gatos. Son ideales para puentes de cierta longitud, donde el proceso se repite un número importante de veces, para que la infraestructura del montaje sea atractiva por costos, como se observa en la Figura 147.

La longitud de los vanos varía entre luces de 30 a 60 metros, dependiendo de si se trata de concreto o vigas metálicas.

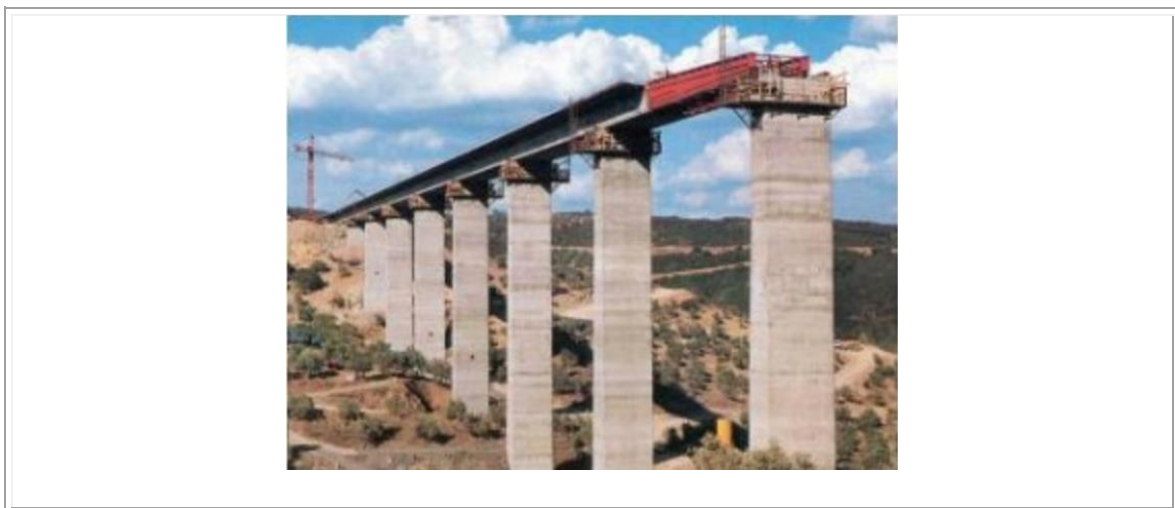
Tiene la ventaja de que se optimiza el trabajo de fabricación por realizarse en una planta junto a los estribos del puente, disminuyendo mano de obra y formaleta. Dado que durante el proceso de empujado las solicitaciones se invierten pasando de momento negativos a positivos, se requieren mayores cantidades de refuerzo que el que se requiere para la etapa de servicio.



*Figura 147. Esquema del proceso de empujado*

Fuente: [wp.cienciaycemento.com/los-puentes-empujados](http://wp.cienciaycemento.com/los-puentes-empujados)

De la figura anterior, se puede visualizar, que los esfuerzos en los segmentos se invierten varias veces en las diferentes etapas del proceso, lo que implica un diseño para cada paso, de tal manera que se controlen los esfuerzos en las vigas. Las vigas metálicas presentan mayor facilidad, ya a que diferencia de las vigas preesforzadas el control de esfuerzos es más complejo.



*Figura 148. Puente empujado, utilizando nariz de lanzamiento*

Fuente: [wp.cienciaycemneto.com/los-puentes-empujados](http://wp.cienciaycemneto.com/los-puentes-empujados)

### **14.7. Puentes de Voladizos Sucesivos**

Estos puentes son viables para luces entre 80 y 200 metros. Su construcción en voladizos, tanto prefabricada como fundida en sitio, ha eliminado la necesidad de utilizar obra falsa costosa, lo que antes convertía a los puentes de concreto en antieconómicos, en zonas como altos valles o canales navegables. Existen dos tipos de construcción en voladizo principalmente: voladizo en dovelas prefabricadas y el fundido en sitio. Este tipo de puentes tiene un campo de aplicación óptimo entre 80 y 200 m.

El procedimiento de construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos, consiste en la construcción equilibrada a un lado y el otro de cada pila de tramos de tablero llamados dovelas, de una longitud entre 2,4 m a 5,0 m aproximadamente. Usualmente las dovelas cercanas a las pilas por tener mayor altura y por ende mayor peso, tienen una longitud del orden de 2,40 m, mientras las dovelas del centro de la luz por tener menor altura y peso se pueden fundir en longitudes del orden de 5,0 m.

#### **14.7.1. Voladizos Sucesivos Fundidos “IN SITU”**

Para construir estas dovelas se utilizan carros de avance o una viga de la cual se cuelgan las formaletas. En los casos de carro de avance estos se apoyan en la parte ya construida, debiendo avanzar simultáneamente en los dos extremos, para evitar descompensaciones en las pilas, y por coordinación del proceso de tensado. Los carros soportan las cargas de construcción, y una vez fundido el concreto se utiliza un proceso de curado acelerado para ubicar y tensionar

los cables de la etapa respectiva. Usualmente se busca que cada dovela se construya y tense en una semana, ver Figura 149.

A partir de las pilas, lógicamente, se efectúa la construcción simétricamente. Para la fundida de las dovelas de un lado y otro se busca la mayor simultaneidad, aunque se presenta un desbalance, que puede originar diferentes situaciones:

- Si el tablero está empotrado en la pila, estas normalmente son capaces de soportar la asimetría que se presenta.
- Si el tablero es una viga continua y simplemente apoyada, lo cual es usual en las pilas cortas, será necesario realizar su “empotramiento” durante la construcción, ya sea con cables de postensado o apoyos auxiliares.

La programación semanal típica del proceso de fundida y tensado de cada dovela podría ser la siguiente:

- Lunes: Tensado de la dovela ejecutada, avance del carro con el encofrado exterior y la plataforma inferior.
- Martes: Colocación de los carros en posición y a cota. Colocación del acero en la losa inferior y hastiales.
- Miércoles: Terminación de la colocación del acero anterior.
- Jueves: Posicionamiento del encofrado interior. Colocación del acero de la losa superior, ductos de postensado y remates.

- Viernes: Vaciado del concreto.
- Sábado: Curado del concreto
- Domingo: Curado del concreto
- Lunes: se reinicia el proceso.
- 



*Figura 149. Puente por voladizos sucesivos fundido en sitio*

Fuente: [en.vsl.cz/files/images/free-cantilever-method/3\\_full.jpg](http://en.vsl.cz/files/images/free-cantilever-method/3_full.jpg)

Una característica de estos puentes, es que se diseñan con inercia variable, de tal forma que sobre las pilas, la altura de las dovelas es mucho más alta que en los centros de los vanos.

Ventajas de procedimiento y campos de aplicación:

- Reduce encofrados y maximiza su utilización.
- Evita las cimbras (ríos, caños peligrosos).
- Evita las cimbras peligrosas a grandes alturas.
- Aumenta el rendimiento de la mano de obra por la repetitividad que tiene el proceso.

- Flexibilidad de ejecución al poder multiplicar los frentes de trabajo.

#### **14.7.2. Sucesivos con Dovelas Prefabricadas o Junta Seca**

Esta metodología supone la fabricación en planta, que podría estar alejada del sitio de montaje. Las secciones presentan inercias constantes, para permitir la construcción que encaje de dovela a dovela, entre la cuales se deben disponer llaves de cortante. La continuidad queda asegurada por los cables de preesforzado, puestos en tensión después del endurecimiento del concreto de la dovela de cierre. La sección transversal que mejor se adapta es la viga cajón por estabilidad.

Al igual que en el caso de las dovelas cortas en vigas con sección en I, no se tiene armadura pasiva que vincule las dovelas, por lo cual no se permiten tracciones en ninguna fibra, al revisar los estados límites de servicio bajo ningún tipo de cargas. Tiene la ventaja este tipo de puentes que pueden ir prefabricando la superestructura simultáneamente con la infraestructura, lo cual significa un ahorro en tiempo, además que se pueden llegar a colocar hasta cuatro dovelas en un día, mientras que en el sistema tradicional, solo se avanza en un par de dovelas por semana. El control de fabricación es alto, ya que las dovelas deben casar cada una con la siguiente y con la antecesora.

Esta metodología es apropiada para puentes de múltiples luces, donde se puede repetir el proceso, dado el costo de la implementación de la planta de prefabricación.

En la Figura 150, se observa una dovela, en la cual se pueden apreciar las llaves de cortante dispuestas en el alma. Estas llaves de cortante empatan con las llaves de la siguiente dovela, y son parte del mecanismo de transmisión de cortante vertical, además del cortante por fricción.



*Figura 150. Dovela de junta seca*

Fuente: [www.kiecon.com/images/projects/UCSD06.jpg](http://www.kiecon.com/images/projects/UCSD06.jpg)

En la Figura 151, se muestra el montaje de un puente por dovela seca, en el cual se avanza luz por luz. La vigas de lanzamiento soportan en su lugar las dovela, y una vez posicionadas, se instalan los cables que van a lo largo de todo el vano, y se tensionan. En ese momento la viga adquiere su capacidad estructural total.



*Figura 151. Montaje de dovelas secas luz por luz*

Fuente: [www.leowin.com/wp-](http://www.leowin.com/wp-content/gallery/structural_adhesives_2/bonding_bridge_sections_structural_adhesives_leowin.jpg)

[content/gallery/structural\\_adhesives\\_2/bonding\\_bridge\\_sections\\_structural\\_adhesives\\_leowin.](http://www.leowin.com/wp-content/gallery/structural_adhesives_2/bonding_bridge_sections_structural_adhesives_leowin.jpg)

[jpg](http://www.leowin.com/wp-content/gallery/structural_adhesives_2/bonding_bridge_sections_structural_adhesives_leowin.jpg)

En la Figura 152, se muestra el montaje de un puente por dovelas secas, avanzando dovela por dovela. Las dovelas son transportadas hasta el punto de izaje, y son levantadas por grúas. Inmediatamente son fijadas mediante barras de alta resistencia temporales, para liberar la grúa. Seguidamente se coloca un juego de cables y se tensiona. En este caso, cada dovela requiere un juego de cables.

La estabilidad de la construcción debe garantizarse por medio de cables temporales que vinculan la superestructura con la subestructura.



*Figura 152. Montaje de dovelas secas, por avance segmental.*

Fuente: [www.mcnarybergeron.com/project\\_highlights.php?id=13](http://www.mcnarybergeron.com/project_highlights.php?id=13)

#### **14.8. Puentes en Arco Metálicos**

Los puentes en arco metálico, son adecuados para luces de entre 60 a 100 metros. Su construcción es compleja, y su erección implica una enorme planeación, y consideración en el diseño de los elementos de arco principalmente.

En las Figura 153, 154, 155 y 156 se muestra el proceso constructivo del puente Pamplonita, diseñado por la firma HB Sadelec, del puente en arco metálico sobre un cauce. En este caso, se encontró viable la utilización de apoyos provisionales sobre el cauce, para apoyar la viga de rigidez o viga principal longitudinal. Los arcos son alzados, mediante secciones que se apoyan provisionalmente en teleféricos, mientras se logra su cierre en el centro de la luz. Posteriormente se instalan los pendolones, que son los elementos verticales que conectan el arco y las vigas de rigidez longitudinal, lo cual dará paso a instalar vigas transversales que se apoyan entre las dos

vigas de rigidez, y las cuales a su vez soportarán las vigas longitudinales. Sobre las vigas longitudinales se fundirá el tablero de concreto que recibirá las cargas del tráfico.

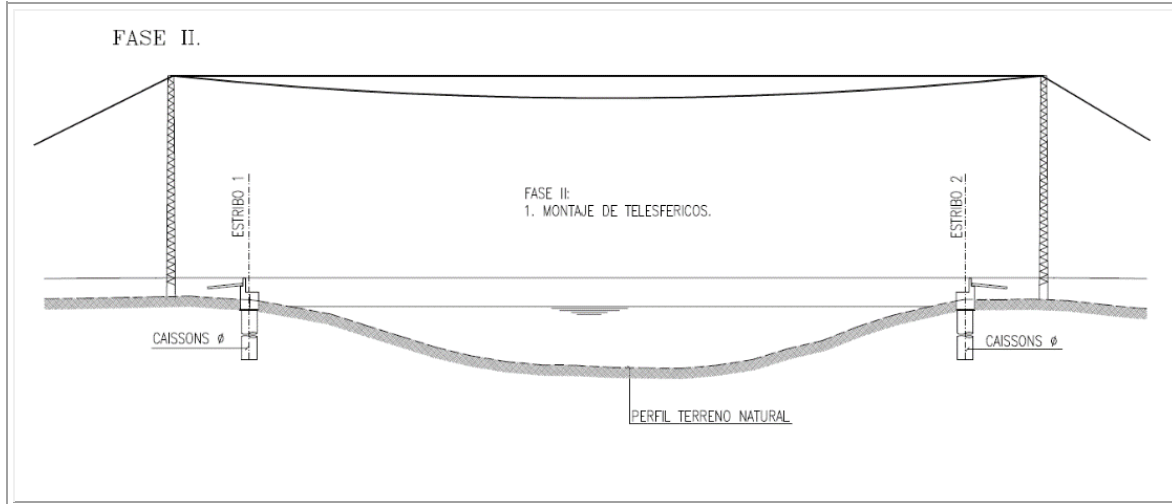


Figura 153. Construcción de apoyos y montaje del teleférico

Fuente: HB SDELEC - Puente Rio Pamplonita

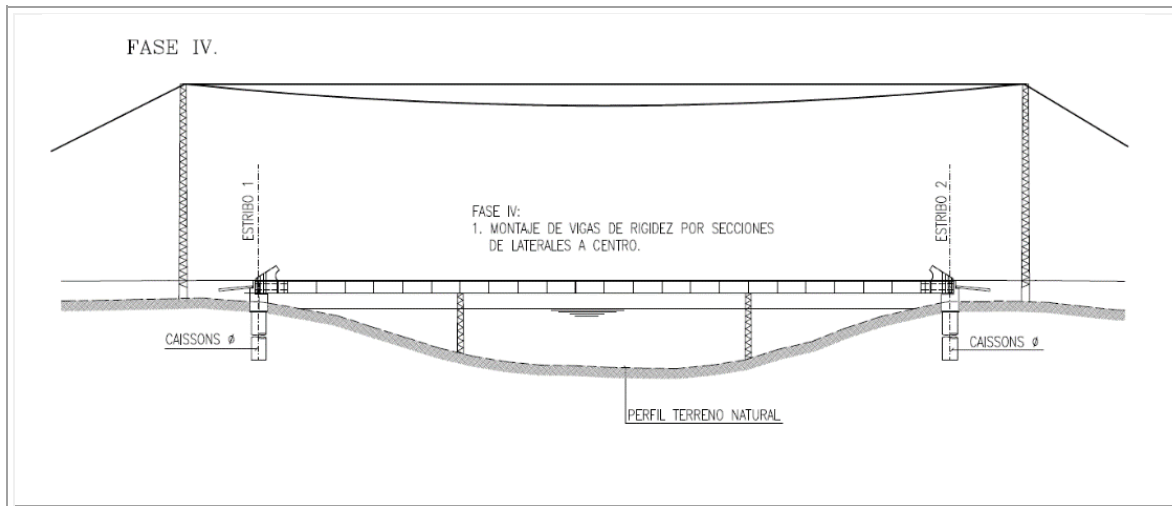


Figura 154. Apoyos provisionales y montaje de vigas

Fuente: HB SDELEC - Puente Rio Pamplonita

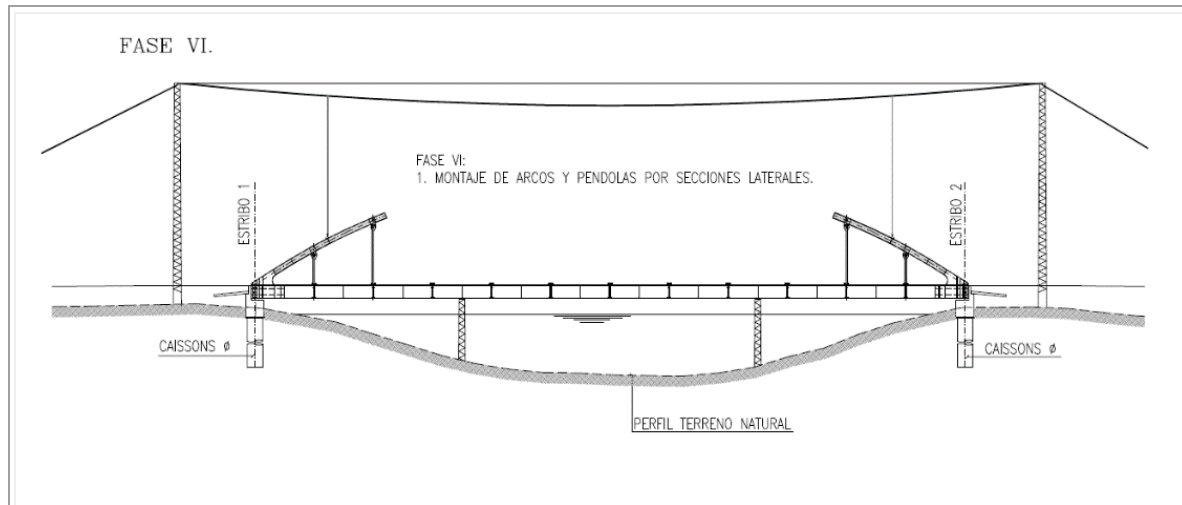


Figura 155. Montaje de arcos y pendolones

Fuente: HB SDELEC - Puente Rio Pamplonita

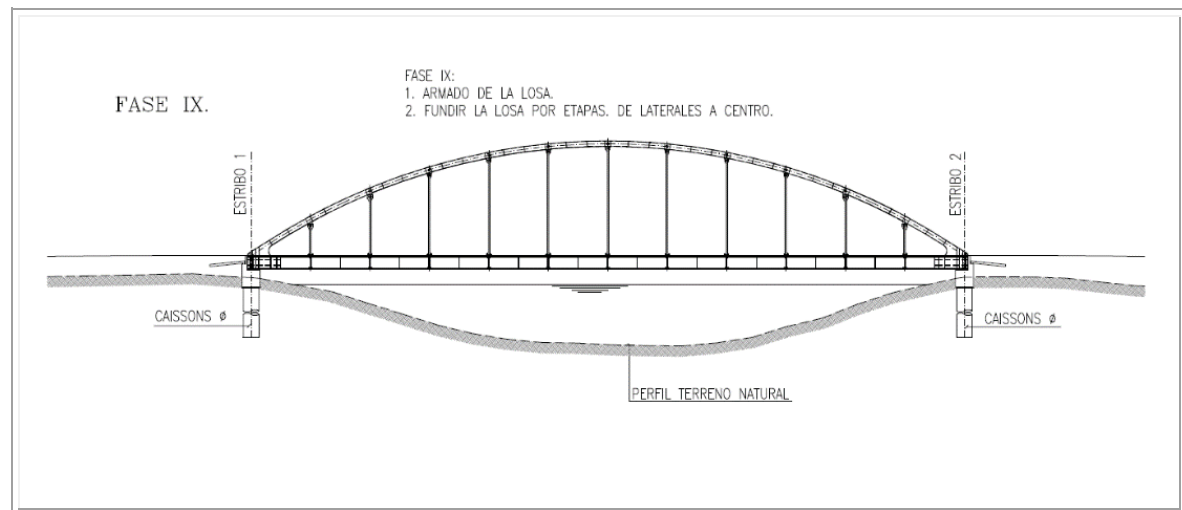


Figura 156. Retiro de apoyos provisionales, armado y fundida de la losa

Fuente: HB SDELEC - Puente Rio Pamplonita

En el caso de arcos de concreto, el proceso llega a ser más complejo que para arcos metálicos, dado que su peso es mucho mayor, y la utilización de apoyos provisionales es inviable. En la gráfica siguiente se muestra la utilización de una estructura metálica para los

arcos, la cual queda embebida en el arco de concreto, pero que permite su izaje. Esta fue utilizada en los puentes de Flandes sobre el río Girón.

De igual forma que para el puente en arco metálico, para la erección de la estructura metálica se utilizaron teleféricos, los cuales pueden observarse en la Figura 157.



*Figura 157. Construcción del puente de Flandes –Girón (Santander)*

Fuente: Propia

#### **14.9. Puentes Atirantados**

Esta tipología de puentes es adecuada para manejar luces superiores a 200 metros, donde los voladizos sucesivos son inviables.

Una vez fundida las pilas, mediante encofrados trepadores o encofrados deslizantes, la construcción del tablero se realiza mediante dovelas sucesivas. Estas dovelas una vez erigidas,

son conectadas a las pilas mediante los tirantes. Las dovelas pueden ser en concreto o acero, y pueden fundirse en sitio o prefabricarse.

Para mantener en su lugar la fundida de las dovelas, se utilizan carros de avance similares a los utilizados en los puentes por voladizos sucesivo fundidos en sitio. Cada dovela se fija a los pilones mediante tirantes.



*Figura 158. Construcción puente atirantado con dovela metálicas*

Fuente: [www.gmd.com.mx/papaloapan.html](http://www.gmd.com.mx/papaloapan.html)



*Figura 159. Construcción viaducto la novena en Bucaramanga*

Fuente: [www.bucaramanga.gov.co/Prensa/image.axd?picture=%2F2014%2F02%2Fviaducto-la-Novena-1213.png](http://www.bucaramanga.gov.co/Prensa/image.axd?picture=%2F2014%2F02%2Fviaducto-la-Novena-1213.png)

En el viaducto de la carrera 9a, se utilizaron dovelas de concreto fundidas en sitio, por consideraciones económicas.

## 15. Evaluación del Impacto del Cambio de la Carga Vehicular

En esta sección el objetivo es estudiar el impacto en la variación de las solicitaciones de flexión y corte, utilizando la carga C4095 del CCDSP-95, comparándola con la carga CC-14 del CCP-14. El estudio se realiza para puentes de concreto reforzado y luces de 10, 15 y 20m, y para puentes postensados de luces 25, 30, 35 y 40 m. Se utiliza una sección transversal típica de 12 m de ancho, que da cabida a 5 ejes de vigas separadas cada 2,5 m y 2 voladizos de 1 m. El estudio se realizará para vigas internas, para el centro de la luz, como se observa en la Figura 160.

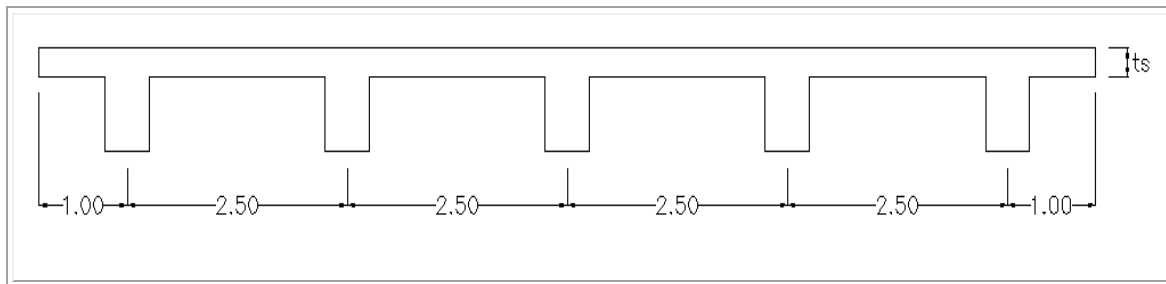


Figura 160. Sección Transversal Superestructura

Fuente: Propia

Para las vigas reforzadas se utilizará concreto de 28 MPa tanto para el nervio como para el tablero, mientras que para vigas postensadas se utilizará 35 MPa para el nervio y 28 MPa para el tablero.

La metodología a seguir es la siguiente:

- Determinación del ancho efectivo del tablero para cada longitud de luz.

- Determinación de la sección transversal de la viga T, para cada longitud de luz.
- Determinación del factor de rueda o factor de distribución de carga, para flexión.
- Determinación del factor de rueda o factor de distribución de carga, para corte.
- Valoración de la carga dinámica de impacto.
- Calculo del momento máximo en el centro de la luz.
- Calculo del corte máximo en los apoyos.

Este proceso se repite para cada luz y luego para cada código.

A continuación se describe el proceso y los cálculos detallados para la luz de 10 m, bajo los dos reglamentos, proceso que se repetirá mediante la utilización de una hoja de cálculo para las demás luces.

### 15.1 Ancho Efectivo Del Tablero

El ancho efectivo del tablero bajo las dos reglamentaciones, debe cumplir los siguientes valores:

$$be = bw + 12 \times ts$$

Donde:

$bw$  es el ancho de alma de la viga

$ts$  es el espesor del tablero

$$be = 420 + 12 \times 200 = 2.820 \text{ mm}$$

$$be = \text{separación entre vigas} = 2.500 \text{ mm}$$

$$be = \frac{L}{4}$$

Donde L es la longitud de la luz de diseño.

$$be = \frac{10.000}{4} = 2.500 \text{ mm}$$

Controla el menor valor es decir  $be = 2.500 \text{ mm}$ .

## 15.2. Altura de la Sección Transversal

La altura total de la viga se define de acuerdo a la Tabla 2.5.2.6.3-1 del CCP-14, que es similar a la del código anterior. Para puentes de luz simple de concreto reforzado se tiene que:

$$H = 0,07 \times L$$

$$H = 0,007 \times 10.000 = 700 \text{ mm}$$

## 15.3. Factor de Rueda y Coeficiente de Distribución para Flexión

### 15.3.1. Según el CCDSP-95

El factor de rueda está definido según la tabla A.4.3.4.1. Para flexión en vigas reforzadas el factor de rueda interna es igual a:

$$FRI = \frac{S}{1,8}$$

Donde  $s$  es la distancia entre ejes de vigas.

$$FRI = \frac{2,5}{1,8} = 1,39$$

### 15.3.2. Según el CCP-14

El coeficiente de distribución según este código, está definido según la tabla A.4.6.2.2.2-1. Esta fórmula aplica para números de vigas mayores a 3. Para menores de tres se aplica la regla de la palanca.

Para flexión el factor de rueda es igual a:

- Un carril cargado

$$CD = 0,006 + \left(\frac{s}{4.300}\right)^{0,4} \times \frac{S^{0,3}}{L} \times \left(\frac{kg}{(L \times ts^3)}\right)^{0,1}$$

- Dos o más carriles cargados

$$CD = 0,075 + \left(\frac{s}{2.900}\right)^{0,6} \times \frac{S^{0,2}}{L} \times \left(\frac{kg}{(L \times ts^3)}\right)^{0,1}$$

Donde  $kg$  es el coeficiente de rigidez longitudinal definido según la ecuación 4.6.2.2.1-1

$$kg = n \times (I1 + A1 \times eg^2)$$

Módulo de elasticidad de la viga

$$E_E = 4.700 \times \sqrt{f'c}$$

$$E_E = 4.700 \times \sqrt{28} = 24.870 \text{ Mpa}$$

Módulo de elasticidad del tablero

$$E_D = 4.700 \times \sqrt{f'c}$$

$$E_D = 4.700 \times \sqrt{28} = 24.870 \text{ Mpa}$$

Relación modular definido según la ecuación 4.6.2.2.1-2,

$$n = \frac{E_E}{E_D}$$

$$n = \frac{24.870}{24.870} = 1$$

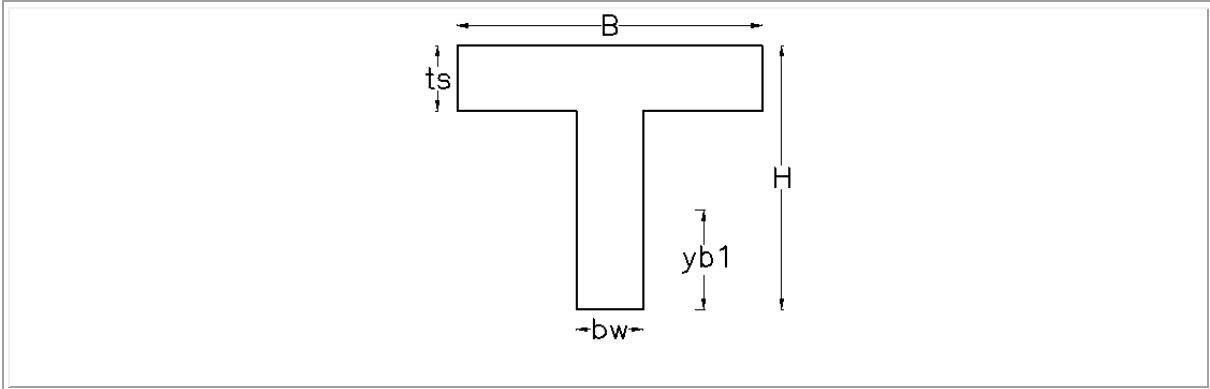


Figura 161. Sección Transversal Viga Te

Fuente: Propia

Centro de gravedad del nervio

$$yb1 = \frac{H - ts}{2}$$

$$yb1 = \frac{(700 - 200)}{2} = 250 \text{ mm}$$

Distancia entre centros de gravedad del tablero y la viga

$$eg = H - \frac{ts}{2} - yb1$$

$$eg = 700 - \frac{200}{2} - 250 = 350 \text{ mm}$$

Inercia del nervio

$$I1 = (H - ts)^3 \times \frac{bw}{12}$$

$$I1 = (700 - 200)^3 \times \frac{420}{12} = 4.375.000.000 \text{ mm}^3$$

Área del nervio

$$A1 = bw \times (H - ts)$$

$$A1 = 420 \times (700 - 200) = 210.000 \text{ mm}^2$$

Coefficiente de rigidez longitudinal

$$kg = 1 \times (4.375.000.000 + 210.000 \times 350^2) = 30.100.000.000 \text{ mm}^4$$

Entonces el coeficiente de distribución será:

- Un carril cargado

$$CD = 0,006 + \left(\frac{2.500}{4.300}\right)^{0,4} \times \left(\frac{2.500}{10.000}\right)^{0,3} \times \left(\frac{30.100.000.000}{(10.000 \times 200^3)}\right)^{0,1} = 0,54$$

- Dos o más carriles cargados

$$CD = 0,075 + \left(\frac{2.500}{2.900}\right)^{0,6} \times \left(\frac{2.500}{10.000}\right)^{0,2} \times \left(\frac{30.100.000.000}{(10.000 \times 200^3)}\right)^{0,1} = 0,70$$

Se elegirá el mayor de los valores calculados anteriormente, por lo tanto:

$$CD = 0,70$$

## 15.4. Factor de Rueda y Coeficiente de Distribución para Corte

### 15.4.1. Según el CCDSP-95

El factor de rueda según esta reglamentación, está definido según la tabla A.4.3.4.1. Para cortante el factor de rueda es igual a:

$$FRI = \frac{S}{1,8}$$

Donde  $s$  es la distancia entre ejes de vigas.

$$FRI = \frac{2,5}{1,8} = 1,39$$

### 15.4.2. Según el CCP-14

El coeficiente de distribución rueda según esta norma está definido en la tabla A.4.6.2.2.3a-1. Esta fórmula aplica para números de vigas mayores a 3. Para menores de tres se aplica la regla de la palanca.

Para corte el coeficiente de distribución es igual a:

- Un carril cargado

$$CD = 0,36 + \frac{S}{7.600}$$

$$CD = 0,36 + \frac{2.500}{7.600} = 0,69$$

- Dos o más carriles cargados

$$CD = 0,20 + \frac{S}{3.600} - \left(\frac{S}{10.700}\right)^{2,0}$$

$$CD = 0,20 + \frac{2.500}{3.600} - \left(\frac{2.500}{10.700}\right)^{2,0} = 0,84$$

Se elegirá el mayor de los valores calculados anteriormente, por lo tanto:

$$CD = 0,84$$

## 15.5. Carga Dinámica de Impacto

### 15.5.1. Según el CCDSP-95

El factor de impacto es calculado de acuerdo con el numeral A.3.4.3, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$I = \frac{16}{L + 40} \leq 0,30$$

$$I = \frac{16}{10 + 40} = 0,32$$

$$I = 0,32 > 0,30$$

Como éste valor es superior a 0,30 se usa el valor máximo,  $I = 0,30$ .

### 15.5.2. Según el CCP-14

De acuerdo a la tabla 3.6.2.1-1 la amplificación por carga dinámica debe tomarse como 33% aplicada únicamente la carga del camión.

$$IM = 0,33$$

## 15.6. Momento Máximo en el Centro de la Luz

### 15.6.1. Según el CCDSP-95

Se utiliza el método de las líneas de influencia, para una viga simplemente apoyada. La posición crítica para el centro de la luz, se muestra en los diagramas de línea de influencia para el momento en el centro de la luz.

El momento por camión es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama, como se observa en la Figura 162.

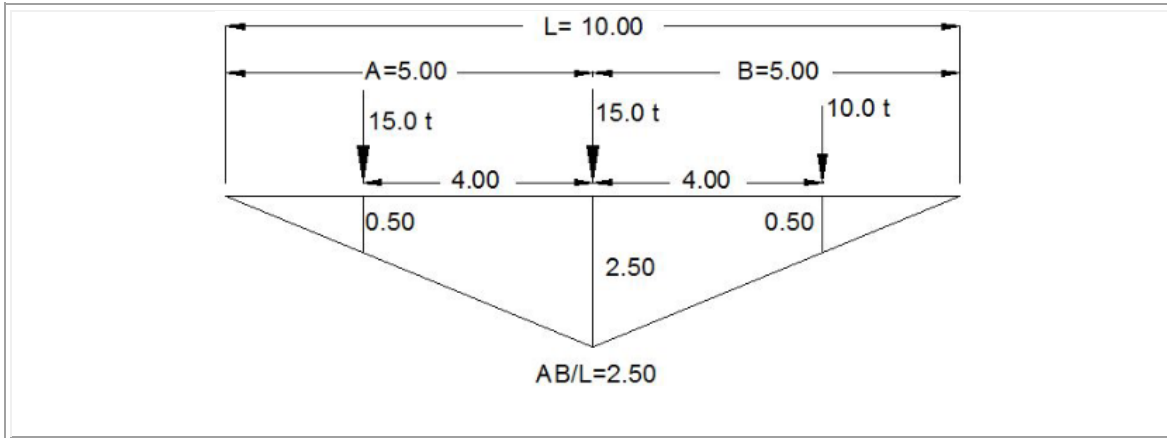


Figura 162. Diagrama LI Camión C4095

Fuente: Propia

$$M_L = (0,50 \times 15,00 + 2,50 \times 15,00 + 0,50 \times 10,00) = 50,00 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_L = 50,00 * 9,8 = 490 \text{ kN} - \text{m}$$

### 15.6.2. Según el CCP-14

La posición crítica para el centro de la luz, se muestra en los diagramas de línea de influencia para el momento en el centro de la luz, para el camión y el tándem.

El momento por camión es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama de la Figura 163.

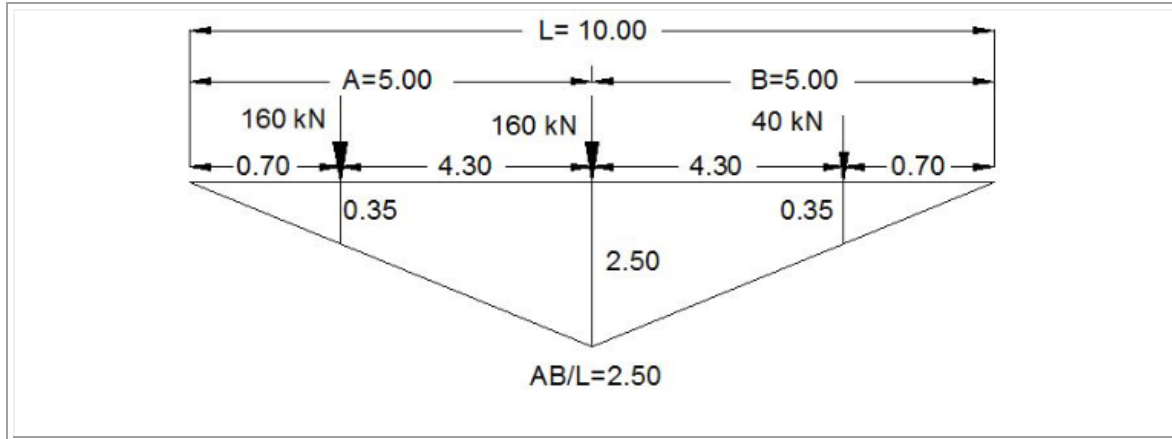


Figura 163. Diagrama LI Camión CC14

Fuente: Propia

$$M_{\text{camión}} = (0,35 \times 160 + 2,50 \times 160 + 0,35 \times 40) = 470 \text{ kN} - m$$

El momento por tándem es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama, como se observa en la Figura 164.

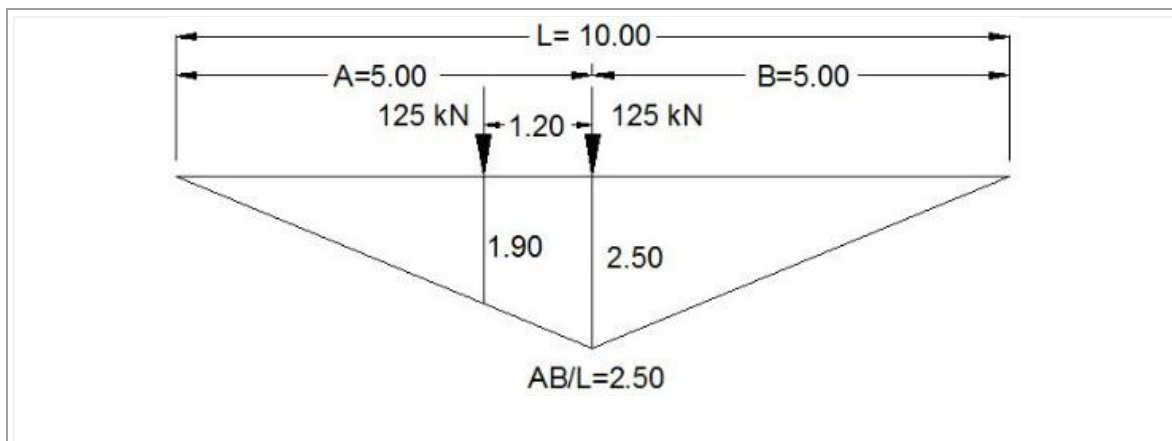


Figura 164. Diagrama LI Tándem CC14

Fuente: Propia

$$M_{\text{tándem}} = 1,90 \times 125 + 2,50 \times 125 = 550 \text{ kN} - m$$

El momento por la carga de carril es igual al área del diagrama multiplicada por la carga de carril  $W_L=10,3 \text{ kN/m}$ .

$$M_{\text{carril}} = (10,00 \times 2,50 \div 2) \times 10,30 = 128,75 \text{ kN} - m$$

El momento por carga viva será el mayor entre carril más camión o el carril más tándem.

$$M_{\text{carril} + \text{camión}} = 128,75 + 470,00 = 598,75 \text{ kN} - m$$

$$M_{\text{carril} + \text{tándem}} = 128,75 + 550,00 = 678,75 \text{ kN} - m$$

Entonces  $M_L = 678,75 \text{ kN} - m$

## 15.7. Corte Máximo en los Apoyos

### 15.7.1. Según el CCDSP-95

En la Figura 165 de línea de influencia, se presenta la posición crítica para el cortante en el apoyo, para el camión.

El cortante por camión es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama:

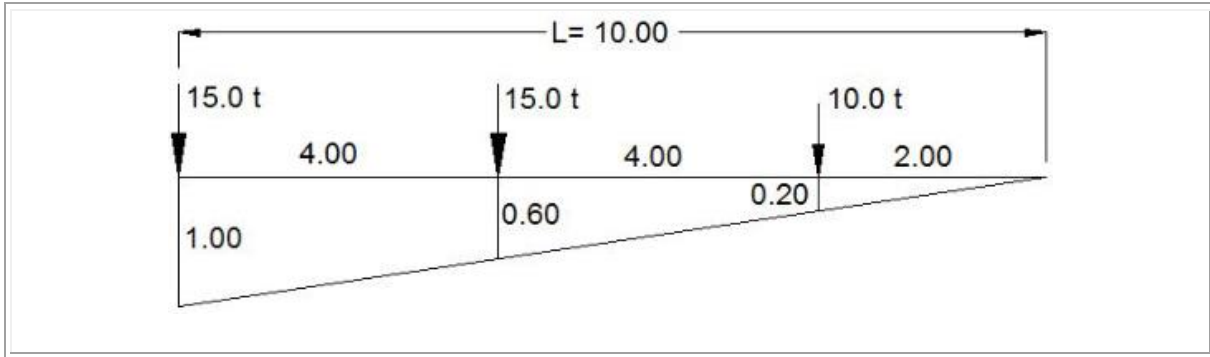


Figura 165. Diagrama LI Corte Camión C40-95

Fuente: Propia

$$V_L = (1,00 \times 15,00 + 0,60 \times 15,00 + 0,20 \times 10,00) = 26,00 \text{ t}$$

$$V_L = 26,00 \times 9,8 = 254,80 \text{ kN}$$

### 15.7.2. Según el CCP-14

En el siguiente diagrama de línea de influencia se presenta la posición crítica para el cortante en el apoyo, para el camión y el tándem.

El cortante por camión es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama, como se muestra en la Figura 166.

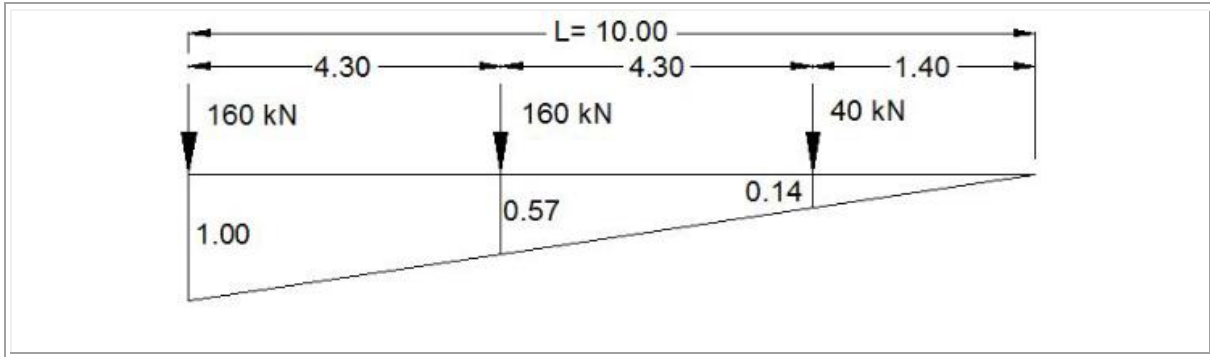


Figura 166. Diagrama LI Corte Camión CC14

Fuente: Propia

$$V_{\text{camión}} = 1,00 \times 160 + 0,57 \times 160 + 0,14 \times 40 = 256,80 \text{ kN}$$

El cortante por tandem es igual a la carga por eje multiplicada por la ordenada del diagrama:

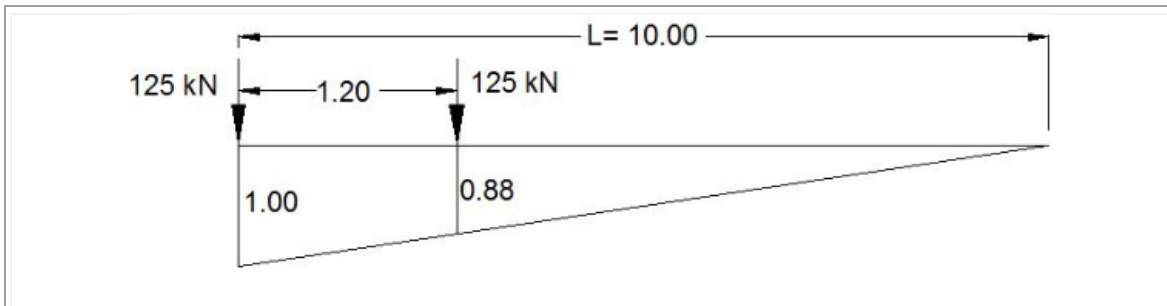


Figura 167. Diagrama LI Corte Tándem CC14

Fuente: Propia

$$V_{\text{tandem}} = 1,00 \times 125 + 0,88 \times 125 = 235 \text{ kN}$$

El cortante por la carga de carril es igual al área del diagrama multiplicada por la carga de carril  $W_L=10,3 \text{ kN/m}$ .

$$V_{\text{carril}} = (10,00 \times 1,00 \div 2) \times 10,30 = 51,50 \text{ kN}$$

El cortante por carga viva será el mayor entre el cortante por carril más camión o el cortante por carril más tándem.

$$V_{\text{carril} + \text{camión}} = 51,50 + 256,80 = 308,30 \text{ kN}$$

$$V_{\text{carril} + \text{tandem}} = 51,50 + 235,00 = 286,50 \text{ kN}$$

Entonces  $V_L = 308,30 \text{ kN}$

## 15.8. Momento Más Impacto

### 15.8.1. Según el CCDSP-95

Momento centro de la luz

$$M_{LL+IM} = M_L \times (1 + I)$$

$$M_{LL+IM} = 490,00 \times (1 + 0,30) = 637,00 \text{ kN} - m$$

### 15.8.2. Según el CCP-14

$$M_{LL+IM} = M_{\text{camión}} \times (1 + IM) + M_{\text{carril}}$$

$$M_{LL+IM} = 470,00 \times (1 + 0,33) + 128,75 = 753,85 \text{ kN} - m$$

## 15.9. Cortante Más Impacto

### 15.9.1. Según la Norma CCDSP-95

$$V_{LL+IM} = V_L \times (1 + I)$$

$$V_{LL+IM} = 254,80 \times (1 + 0,30) = 331,24 \text{ kN}$$

### 15.9.2. Según el CCP-14

$$V_{LL+IM} = V_{camión} \times (1 + I) + V_{carril}$$

$$V_{LL+IM} = 256,80 \times (1 + 0,33) + 51,50 = 393,04 \text{ kN}$$

## 15.10. Solicitaciones Por Viga

### 15.10.1. Según el CCDSP-95

$$M_{LL+IM} = M_{LL+IM} \times \frac{FR}{2}$$

$$M_{LL+IM} = 637,00 \times \frac{1,39}{2} = 442,72 \text{ kN} - m$$

$$V_{LL+IM} = V_{LL+IM} \times \frac{FR}{2}$$

$$V_{LL+IM} = 331,24 \times \frac{1,39}{2} = 230,21 \text{ kN} - m$$

**15.10.2. Según el CCP-14**

$$M_{LL+IM} = M_{LL+IM} \times CD$$

$$M_{LL+IM} = 753,85 \times 0,70 = 527,70 \text{ kN-m}$$

$$V_{LL+IM} = V_{LL+IM} \times CD$$

$$V_{LL+IM} = 393,04 \times 0,84 = 330,15 \text{ kN} - m$$

**15.11. Solicitaciones el CCDSP-95**

$$M_u = \gamma \times \beta \times M_{LL+IM}$$

Para el grupo número uno de combinaciones de carga,  $\gamma=1,3$  y  $\beta=1,67$

$$M_u = 1,30 \times 1,67 \times 442,72 = 961,14 \text{ kN} - m$$

$$V_u = \gamma \times \beta \times V_{LL+IM}$$

$$V_u = 1,30 \times 1,67 \times 230,21 = 499,80 \text{ kN}$$

**15.11.2. Según el CCP-14**

$$M_u = \eta \times \gamma_L \times M_{LL+IM}$$

Para  $\eta=1,00$  y  $\gamma_L=1,75$

$$M_u = 1,00 \times 1,75 \times 527,70 = 923,48 \text{ kN} - \text{m}$$

$$V_u = \eta \times \gamma L \times V_{LL+IM}$$

$$V_u = 1,00 \times 1,75 \times 330,15 = 577,76 \text{ kN}$$

En la Tabla 70, se presentan los resultados obtenidos mediante una hoja de cálculo para las luces de 15, 20, 25, 30, 35 y 40 m, los cuales se presentan en el Capítulo 18, Anexo evaluación del impacto del cambio de la carga viva vehicular

Tabla 70. *Solicitaciones a Flexión CCDSP-95 y CCP-14*

		CCDSP-95		CCP-14	
Luz	(m)	ML+I (kN-m)	MuL+I (kN-m)	ML+I (kN-m)	MuL+I (kN-m)
10,00		442,36	960,37	530,50	928,38
15,00		878,54	1.907,30	1.080,83	1.891,46
20,00		1.293,01	2.807,13	1.680,94	2.941,64
25,00		1.696,12	3.682,27	2.329,38	4.076,41
30,00		2.280,74	4.951,48	2.857,45	5.000,53
35,00		2.879,36	6.251,09	3.543,00	6.200,26
40,00		3.528,00	7.659,29	3.885,50	6.799,63

Fuente: Propia

Tabla 71. *Solicitaciones a Corte CCDSP-95 y CCP-14*

		CCDSP-95		CCP-14	
Luz	(m)	VL+I (kN)	VuL+I (kN)	VL+I (kN)	VuL+I (kN)
10,00		229,99	499,31	330,06	577,60
15,00		269,39	584,84	390,11	682,69

(Continuación Tabla 71)

<b>20,00</b>	284,45	617,55	430,95	754,16
<b>25,00</b>	291,72	633,33	464,11	812,20
<b>30,00</b>	320,65	696,13	493,43	863,50
<b>35,00</b>	343,82	746,43	520,55	910,95
<b>40,00</b>	365,87	794,30	546,29	956,01

Fuente: Propia

Tabla 72. Factores de rueda y Coeficientes de Distribución Corte CCDSP-95 y CCP-14

		<b>CCDSP-95</b>	<b>CCP-14</b>	
<b>Luz</b>	<b>(m)</b>	<b>FACTOR RUEDA</b>	<b>COEF.DIS. FLEX.</b>	<b>COEF.DIS. CORTE</b>
<b>10,00</b>		1,39	0,70	0,84
<b>15,00</b>		1,39	0,71	0,84
<b>20,00</b>		1,39	0,72	0,84
<b>25,00</b>		1,39	0,72	0,84
<b>30,00</b>		1,47	0,68	0,84
<b>35,00</b>		1,47	0,68	0,84
<b>40,00</b>		1,47	0,62	0,84

Fuente: Propia

En la Figura 168, 169, 130 y 131 se observa la gráfica comparativa entre los dos; momentos de servicio en el centro de la luz, momentos factorizados en el centro de la luz, los cortantes de servicio en el apoyo y los momentos de servicio en el apoyo, respectivamente.

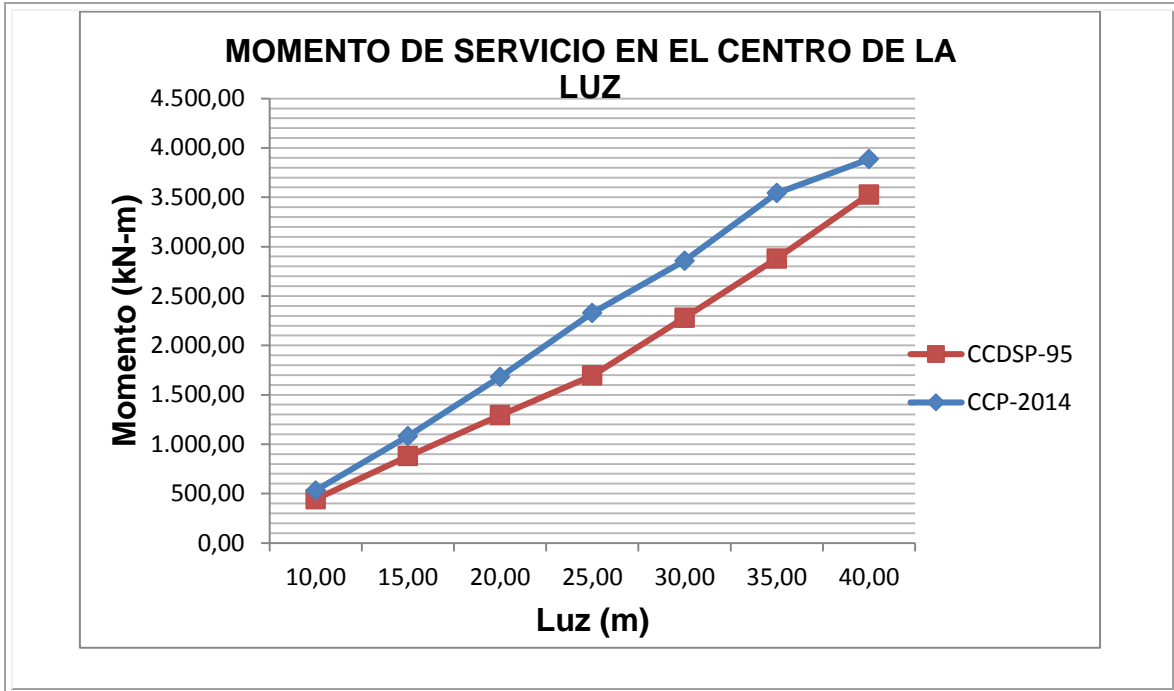


Figura 168. Momentos en Servicio Centro de la Luz, CCDSP-95 y CCP-14

Fuente: Propia

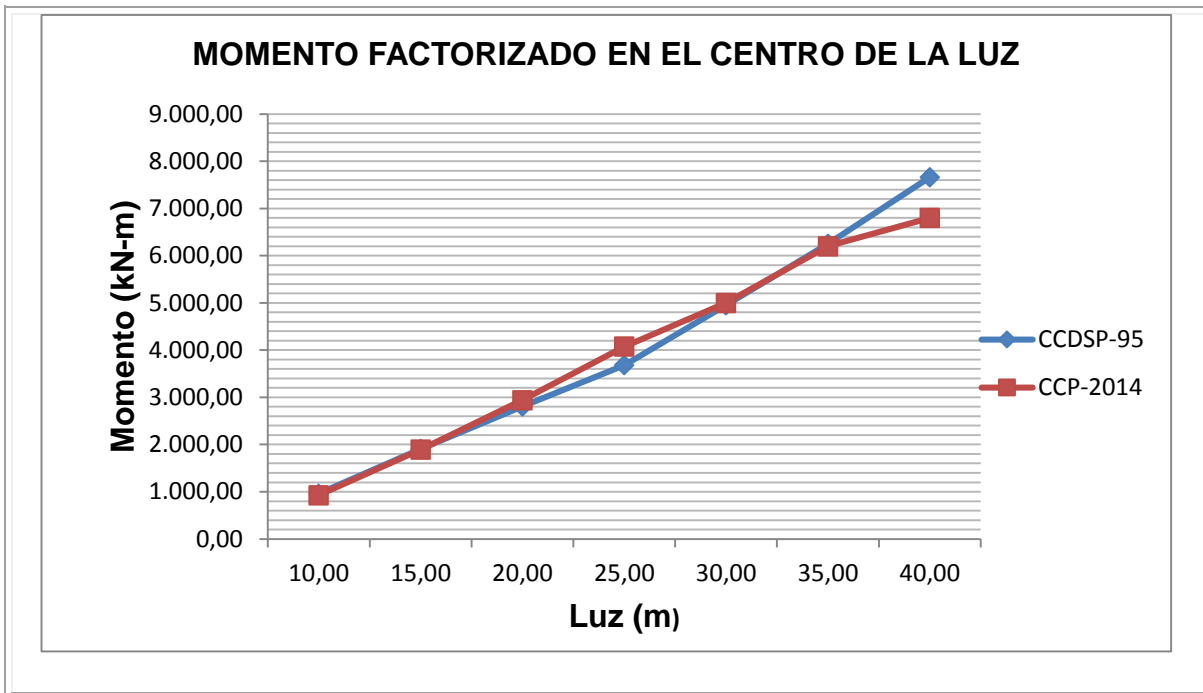


Figura 169. Momentos Factorizados Centro de la Luz, CCDSP-95 y CCP-14

Fuente: Propia

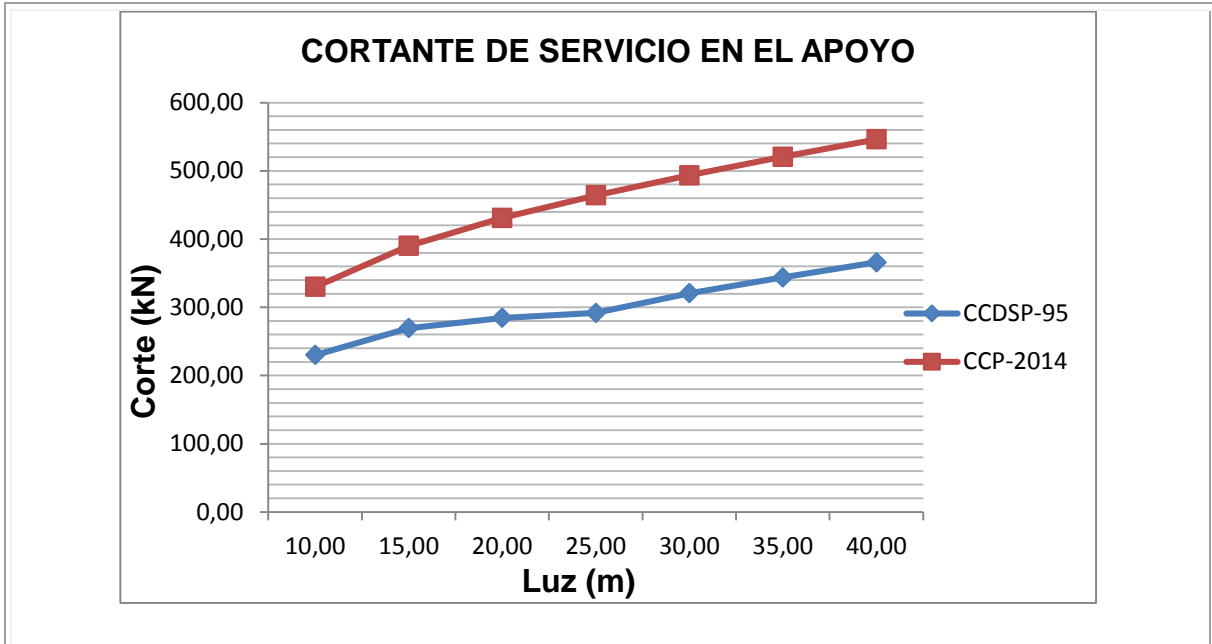


Figura 170. Cortante de Servicio En el Apoyo CCDSP-95 y CCP-14

Fuente: Propia

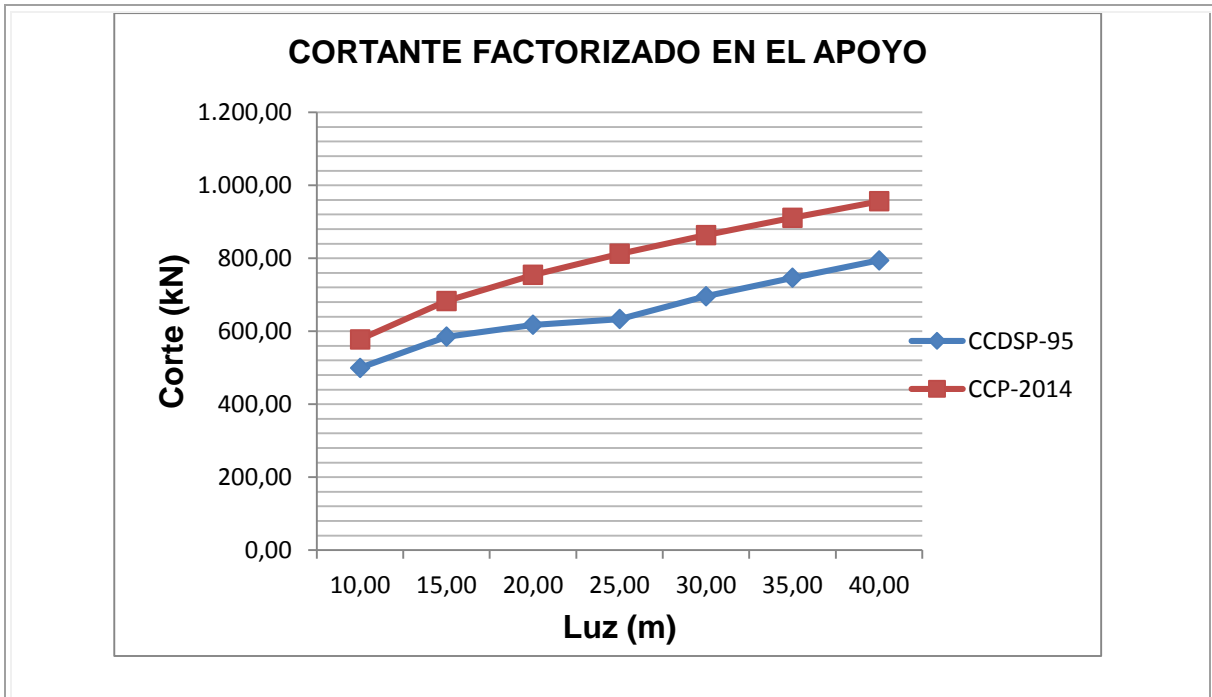


Figura 171. Cortante Factorizado En el Apoyo CCDSP-95 y CCP-14

Fuente: Propia

## 16. Conclusiones

Con base en lo expuesto en el Capítulo 15, Evaluación del Impacto del Cambio de la Carga Vehicularlas, para luces entre 10 y 40 m, se puede concluir:

- Tanto las solicitaciones a corte como a flexión, bajo cargas de servicio, son mayores para el CC14 que para el C4095, en un 51% para corte y 24% para flexión.
- Las solicitaciones factorizadas a flexión son esencialmente las mismas, mientras que las de corte son un 21% mayor para el CC14 que para el C4095.
- La nueva metodología para determinar la distribución de cargas transversalmente, es decir el factor de rueda del CCDSP-95 versus el coeficiente de distribución del CCP-14, para corte, muestran que para el CCP-14 los valores son mayores.
- La nueva metodología para determinar la distribución de cargas transversalmente, es decir el factor de rueda del CCDSP-95 versus el coeficiente de distribución del CCP-14, para flexión, muestran que para el CCP-14 los valores son sensiblemente los mismos para luces pequeñas, y disminuyen a medida que crece la luz, debido a que la nueva metodología considera la rigidez de las vigas, la cual aumenta con la luz, y distribuye más las cargas transversalmente. Para el CCDSP-95 los factores de rueda son constantes, y varían solo con la separación entre vigas.

Con base en lo expuesto en el Capítulo 3, Implicaciones de Diseño Sísmico del CCP-14, se puede concluir:

- La reforma del coeficiente de modificación de respuesta  $R$ , con lleva a un incremento en las fuerzas de diseño de hasta 33,4% para pilas tipo muro, de hasta un 50% para columnas solas, y de hasta un 43% para pórticos con múltiples columnas.
- El incremento en el periodo de retorno para la determinación de la amenaza sísmica de 500 a 1000 años conlleva un incremento en el coeficiente sísmico  $C_{sm}$ .

## 17. Bibliografía

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1994). *Standard Specifications for Highway Bridges*. Washington D.C.: AASHTO.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2012-2014). *AASHTO LRFD Standard Bridge Design Specifications*. Washington D.C.: AASHTO.
- Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica. (2013). *Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes*. (Séptima edición). Bogotá D.C.: Ministerio de Transporte, Instituto nacional de Vías.
- Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica. (2015). *Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14*. Bogotá D.C.: Ministerio de Transporte, Instituto nacional de Vías.
- Baker, R.M. & Puckett, J.A. (1997) *Design of Highway Bridges*. Nueva York: John Wiley & Sons, Inc.
- Escuela Colombiana de Ingeniería. (1995). *Reflexiones sobre nuestros puentes*. Colombia: Escuela Colombiana de Ingenieros
- Mantilla, R (2002). *Guía para el diseño y construcción de puentes convencionales basados en el código Colombiano de diseño sísmico de puentes 1995*. Colombia, Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana
- Meseguer, J., Sanz, A., Perales, J.M. & Pindado, S. (2001). *Aerodinámica Civil, Cargas de viento en las edificaciones*. Madrid: Mc Graw Hill.
- Montero, S. (2006). *Ingeniería de puentes*. Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana
- Montero, S. (2014). *Notas de clase del curso de Puentes*. Universidad Pontificia Bolivariana, Bucaramanga, Colombia.

The Arizona Department of Transportation. (2015). *Bridges Design Guidelines*. Arizona: ADOT

Uribe, J. (1993). *Análisis de Estructuras*. (Tercera Edición). Bogotá D.C.: Ediciones Uniandes

## 18. Anexos

### Anexo A. Evaluación Del Impacto Del Cambio De La Carga Viva Vehicular

#### 18.1. LUZ L=15,0M

#### SOLICITACIONES EN EL CENTRO DE LA LUZ L=15.00M

#### 1. CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO DE PUENTES 2014

##### 1.1. VARIABLES DE ENTRADA

Longitud de la luz	L	15.000,0	mm
Concreto del nervio	f'c	28	MPa
Concreto del tablero	f'c	28	MPa
Esviaje del tablero	$\theta$	0	Grad
Número de Carriles	Nc	3	
Número de Vigas	Nb	5	
Espaciamiento entre vigas	S	2.500,0	mm
Longitud del voladizo	Sv	1.200	mm
Ancho de la barrera	bb	350	mm
Altura viga T	H	1.050	mm
Espesor del tablero	ts	200	mm
Altura viga no compuesta	h 1	850	mm
Sobrealto viga	hs	0	mm
Ancho del alma	bw	420	mm
Área de la viga no compuesta	A 1	357.000,0	mm <sup>2</sup>
		21.494.375.00	
Momento de Inercia viga no compuesta	I 1	0,0	mm <sup>4</sup>
Centroide viga no compuesta	Yb1	425	mm

##### 1.2. COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN PARA FLEXIÓN

Para una viga interior

Distancia entre centros de gravedad de la viga y tablero	eg	525,0	mm
Módulo de elasticidad vigas	E <sub>E</sub>	24.870,1	MPa
Módulo de elasticidad tablero	E <sub>D</sub>	24.870,1	MPa
Relación modulo elasticidad	n	1,00	
Coeficiente de rigidez longitudinal	kg	119.892.500,0	
		=n*(I <sub>1</sub> +A <sub>1</sub> *(eg) <sup>2</sup> )	
* Un carril cargado	Nb>3		
		=0.06+(S/4300) <sup>0.4</sup> *(S/L) <sup>0.3</sup> *(Kg/(L*ts <sup>3</sup> )) <sup>0.1</sup>	0,530
* Dos o más carriles cargados			
		=0.075+(S/2900) <sup>0.6</sup> *(S/L) <sup>0.2</sup> *(Kg/(L*ts <sup>3</sup> )) <sup>0.1</sup>	0,714
Factor por esviaje			
		=SI(θ>0.524,(1-(0.25*(Kg/L*ts <sup>3</sup> ) <sup>0.25</sup> *(S/L) <sup>0.5</sup> *(TAN(θ) <sup>1.5</sup> )),1)	1,00
Use factor de distribución momento viga interior			0,714

### 1.3. FACTOR DE RUEDA PARA CORTE

#### Para una viga interior

* Un carril cargado	Nb>3		
		=0.36+(S/7600)	0,689
* Dos o más carriles cargados			
		=0.2+(S/3600)-(S/10700) <sup>2</sup>	0,840
Factor de distribución de momento viga interior sin esviaje			0,840
Factor por esviaje			1,000
		=1+0.2*(L*ts <sup>3</sup> /Kg) <sup>0.3</sup> *TAN(θ)	
Use factor de distribución a cortante viga interior			0,840

### 1.4. CARGA DINÁMICA DE IMPACTO

IM 33%

### 1.5. MOMENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DE LA LUZ

#### Solicitaciones CC14

Momento por carril		289,69	kN-m
Momento por camión		920,00	kN-m
Momento por tándem		825,00	kN-m
Momento por carril + camión		1209,69	kN-m
Momento por carril + tándem		1114,69	kN-m
	M <sub>L</sub>	1209,69	kN-m

<b>1.6. MOMENTO MÁS IMPACTO</b>	$M_{L+I}$	1513,3	kN-m
<b>1.7. MOMENTO MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$M_{L+I}$	<b>1080,8</b>	kN-m
<b>1.8. CORTE MÁXIMO EN LOS APOYOS</b>			
Cortante por carril		77,240	kN
Cortante por camión		291,17	kN
Cortante por tándem		234,98	kN
Cortante por carril + camión		368,41	kN
Cortante por carril + tándem		312,22	kN
	$V_L$	368,41	kN
<b>1.9. CORTANTE MÁS IMPACTO</b>	$V_{L+I}$	464,5	kN
<b>1.10. CORTANTE MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$V_{L+I}$	<b>390,1</b>	kN
<b>1.11. SOLICITACIONES MAYORADAS</b>			
	$M_u$		
	$L+I$	1.891,5	kN-m
	$V_u$		
	$L+I$	<b>682,69</b>	kN
<b>2. CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES 1995</b>			
<b>2.1. FACTOR DE RUEDA PARA FLEXIÓN</b>			
Factor de rueda	$FR=S/1,8 =$	1,39	
<b>2.2. FACTOR DE RUEDA PARA CORTE</b>			
Factor de rueda	$FR=S/1,8 =$	1,39	
<b>2.3. CARGA DINÁMICA DE IMPACTO</b>	$I$	0,29	
<b>2.4. MOMENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DE LA LUZ</b>	$M_L$	<b>980,00</b>	kN-m

<b>2.5. MOMENTO MÁS IMPACTO</b>	$M_{L+I}$	1.265,09	kN-m
<b>2.6. MOMENTO MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$M_{L+I}$	<b>878,54</b>	kN-m
<b>2.7. CORTE MÁXIMO EN LOS APOYOS</b>	$V_L$	<b>300,50</b>	kN
<b>2.8. CORTANTE MÁS IMPACTO</b>	$V_{L+I}$	387,92	kN
<b>2.9. CORTANTE MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$V_{L+I}$	<b>269,39</b>	kN
<b>2.10. SOLICITACIONES MAYORADAS</b>			
	$M_u$		
	$L+I$	<b>1.907,30</b>	kN-m
	$V_u$		
	$L+I$	<b>584,84</b>	kN

## 18.2. LUZ L=20,0M

### SOLICITACIONES EN EL CENTRO DE LA LUZ L=20.00M

## 1. CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO DE PUENTES 2014

### 1.1. VARIABLES DE ENTRADA

Longitud de la luz	L	20.000,0	mm
Concreto del nervio	$f'_c$	28	MPa
Concreto del tablero	$f'_c$	28	MPa
Esviaje del tablero	$\theta$	0	Grad
Número de Carriles	$N_c$	3	
Número de Vigas	$N_b$	5	
Espaciamiento entre vigas	S	2.500,0	mm
Longitud del voladizo	$S_v$	1.200	mm
Ancho de la barrera	bb	350	mm
Altura viga T	H	1.400	mm
Espesor del tablero	ts	200	mm

Altura viga no compuesta	h 1	1.200	mm
Sobrealto viga	hs	0	mm
Ancho del alma	bw	420	mm
Área de la viga no compuesta	A 1	504.000,0	mm <sup>2</sup>
		60.480.000,0	
Momento de Inercia viga no compuesta	I 1	00,0	mm <sup>4</sup>
Centroide viga no compuesta	Yb1	600	mm

## 1.2. COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN PARA FLEXIÓN

### Para una viga interior

Distancia entre centros de gravedad de la viga y tablero	eg	700,0	mm
Módulo de elasticidad vigas	E <sub>E</sub>	24.870,1	MPa
Módulo de elasticidad tablero	E <sub>D</sub>	24.870,1	MPa
Relación modulo elasticidad	n	1,00	
		307.440.000.	
Coefficiente de rigidez longitudinal	kg	000,0	
		$=n*(I_1+A_1*(eg)^2)$	
* Un carril cargado Nb>3			
		$=0.06+(S/4300)^{0.4}*(S/L)^{0.3}*(Kg/(L*ts^3))^{0.1}$	0,520
* Dos o más carriles cargados			
		$=0.075+(S/2900)^{0.6}*(S/L)^{0.2}*(Kg/(L*ts^3))^{0.1}$	0,719
Factor por esviaje			
		$=SI(\theta>0.524,(1-(0.25*(Kg/L/ts^3)^{0.25}*(S/L)^{0.5}*(TAN(\theta)^{1.5})),1)$	1,00
Use factor de distribución momento viga interior			0,719

## 1.3. FACTOR DE RUEDA PARA CORTE

### Para una viga interior

* Un carril cargado Nb>3			
		$=0.36+(S/7600)$	0,689
* Dos o más carriles cargados			
		$=0.2+(S/3600)-(S/10700)^2$	0,840
Factor de distribución de momento viga interior sin esviaje			0,840
Factor por esviaje			1,000
		$=1+0.2*(L*ts^3/Kg)^{0.3}*TAN(\theta)$	
Use factor de distribución a cortante viga interior			0,840

## 1.4. CARGA DINÁMICA DE IMPACTO

IM 33%

**1.5. MOMENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DE LA LUZ****Solicitaciones CC14**

Momento por carril	514,95	kN-m
Momento por camión	1369,96	kN-m
Momento por tándem	1137,49	kN-m
Momento por carril + camión	1884,91	kN-m
Momento por carril + tándem	1652,44	kN-m
	<b>M<sub>L</sub></b>	<b>1884,91</b> kN-m

**1.6. MOMENTO MÁS IMPACTO**

	<b>M<sub>L+I</sub></b>	<b>2336,99</b> kN-m
--	------------------------	---------------------

**1.7. MOMENTO MÁS IMPACTO POR VIGA**

	<b>M<sub>L+I</sub></b>	<b>1680,9</b> kN-m
--	------------------------	--------------------

**1.8. CORTE MÁXIMO EN LOS APOYOS**

Cortante por carril	102,98	kN
Cortante por camión	308,38	kN
Cortante por tándem	238,74	kN
Cortante por carril + camión	411,36	kN
Cortante por carril+ tándem	341,72	kN
	<b>V<sub>L</sub></b>	<b>411,36</b> kN

**1.9. CORTANTE MÁS IMPACTO**

	<b>V<sub>L+I</sub></b>	<b>513,1</b> kN
--	------------------------	-----------------

**1.10. CORTANTE MÁS IMPACTO POR VIGA**

	<b>V<sub>L+I</sub></b>	<b>430,9</b> kN
--	------------------------	-----------------

**1.11. SOLICITACIONES MAYORADAS**

	<b>Mu<sub>L+I</sub></b>	<b>2.941,6</b> kN-m
--	-------------------------	---------------------

	<b>Vu<sub>L+I</sub></b>	<b>754,16</b> kN
--	-------------------------	------------------

**2. CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO SISMICO DE PUENTES 1995****2.1. FACTOR DE RUEDA PARA FLEXIÓN**

Factor de rueda $FR=S/1,8 =$	<b>1,39</b>
------------------------------	-------------

**2.2. FACTOR DE RUEDA PARA CORTE**

Factor de rueda $FR=S/1,8 =$	<b>1,39</b>
------------------------------	-------------

<b>2.3. CARGA DINÁMICA DE IMPACTO</b>	I	0,27	
<b>2.4. MOMENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DE LA LUZ</b>	$M_L$	1469,95	kN-m
<b>2.5. MOMENTO MÁS IMPACTO</b>	$M_{L+I}$	1.861,94	kN-m
<b>2.6. MOMENTO MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$M_{L+I}$	1.293,01	kN-m
<b>2.7. CORTE MÁXIMO EN LOS APOYOS</b>	$V_L$	323,38	kN
<b>2.8. CORTANTE MÁS IMPACTO</b>	$V_{L+I}$	409,61	kN
<b>2.9. CORTANTE MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$V_{L+I}$	284,45	kN
<b>2.10. SOLICITACIONES MAYORADAS</b>			
	$Mu_{L+I}$	2.807,13	kN-m
	$Vu_{L+I}$	617,55	kN

**18.3. LUZ L=25,0M****SOLICITACIONES EN EL CENTRO DE LA LUZ L=25.00M****1. CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO DE PUENTES 2014****1.1. VARIABLES DE ENTRADA**

Longitud de la luz	L	25.000,0	mm
Concreto del nervio	$f'_c$	28	MPa
Concreto del tablero	$f'_c$	28	MPa
Esviaje del tablero	$\theta$	0	Grad
Número de Carriles	$N_c$	3	
Número de Vigas	$N_b$	5	

Espaciamiento entre vigas	S	2.500,0	mm
Longitud del voladizo	Sv	1.200	mm
Ancho de la barrera	bb	350	mm
Altura viga T	H	1.750	mm
Espesor del tablero	ts	200	mm
Altura viga no compuesta	h 1	1.550	mm
Sobrealto viga	hs	0	mm
Ancho del alma	bw	420	mm
Área de la viga no compuesta	A 1	651.000,0	mm <sup>2</sup>
		130.335.625,00	
Momento de Inercia viga no compuesta	I 1	0,0	mm <sup>4</sup>
Centroide viga no compuesta	Yb1	775	mm

## 1.2. COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN PARA FLEXIÓN

### Para una viga interior

Distancia entre centros de gravedad de la viga y tablero	eg	875,0	mm
Módulo de elasticidad vigas	E <sub>E</sub>	24.870,1	MPa
Módulo de elasticidad tablero	E <sub>D</sub>	24.870,1	MPa
Relación modulo elasticidad	n	1,00	
		628.757.500,00	
Coeficiente de rigidez longitudinal	kg	0,0	

$$=n*(I_1+A_1*(eg)^2)$$

* Un carril cargado	Nb>3		
		$=0.06+(S/4300)^{0.4}*(S/L)^{0.3}*(Kg/(L*ts^3))^{0.1}$	0,512

* Dos o más carriles cargados		$=0.075+(S/2900)^{0.6}*(S/L)^{0.2}*(Kg/(L*ts^3))^{0.1}$	0,722
-------------------------------	--	---	-------

Factor por esviaje		$=SI(\theta>0.524,(1-(0.25*(Kg/L/ts^3)^{0.25}*(S/L)^{0.5}*(TAN(\theta)^{1.5})),1)$	1,00
--------------------	--	--	------

Use factor de distribución momento viga interior **0,722**

## 1.3. FACTOR DE RUEDA PARA CORTE

### Para una viga interior

* Un carril cargado	Nb>3		
		$=0.36+(S/7600)$	0,689

* Dos o más carriles cargados		$=0.2+(S/3600)-(S/10700)^2$	0,840
-------------------------------	--	-----------------------------	-------

Factor de distribución de momento viga interior sin esviaje **0,840**

Factor por esviaje	1,000
$=1+0.2*(L*ts^3/Kg)^{0.3}*TAN(\theta)$	
Use factor de distribución a cortante viga interior	0,840

<b>1.4. CARGA DINÁMICA DE IMPACTO</b>	IM	33%
---------------------------------------	----	-----

### 1.5. MOMENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DE LA LUZ

#### Solicitaciones CC14

Momento por carril	804,62	kN-m
Momento por camión	1819,97	kN-m
Momento por tandem	1449,99	kN-m
Momento por carril + camión	2624,59	kN-m
Momento por carril + tandem	2254,61	kN-m
	$M_L$	2624,59 kN-m

<b>1.6. MOMENTO MÁS IMPACTO</b>	$M_{L+I}$	3225,18 kN-m
---------------------------------	-----------	--------------

<b>1.7. MOMENTO MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$M_{L+I}$	<b>2329,38</b> kN-m
--	-----------	---------------------

### 1.8. CORTE MÁXIMO EN LOS APOYOS

Cortante por carril	128,74	kN
Cortante por camión	318,70	kN
Cortante por tandem	240,99	kN
Cortante por carril + camión	447,44	kN
Cortante por carril + tandem	369,73	kN
	$V_L$	447,44 kN

<b>1.9. CORTANTE MÁS IMPACTO</b>	$V_{L+I}$	552,61 kN
----------------------------------	-----------	-----------

<b>1.10. CORTANTE MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$V_{L+I}$	<b>464,11</b> kN
--	-----------	------------------

### 1.11. SOLICITACIONES MAYORADAS

	$M_{u L+I}$	4.076,4 kN-m
	$V_{u L+I}$	<b>812,20</b> kN

## 2. CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO SISMICO DE PUENTES 1995

**2.1. FACTOR DE RUEDA PARA FLEXIÓN**

Factor de rueda	$FR=S/1,8 =$	1,39
-----------------	--------------	------

**2.2. FACTOR DE RUEDA PARA CORTE**

Factor de rueda	$FR=S/1,8 =$	1,39
-----------------	--------------	------

**2.3. CARGA DINÁMICA DE IMPACTO**

I	0,25
---	------

**2.4. MOMENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DE LA LUZ**

$M_L$	1959,96	kN-m
-------	---------	------

**2.5. MOMENTO MÁS IMPACTO**

$M_{L+I}$	2.442,41	kN-m
-----------	----------	------

**2.6. MOMENTO MÁS IMPACTO POR VIGA**

$M_{L+I}$	1.696,12	kN-m
-----------	----------	------

**2.7. CORTE MÁXIMO EN LOS APOYOS**

$V_L$	337,10	kN
-------	--------	----

**2.8. CORTANTE MÁS IMPACTO**

$V_{L+I}$	420,08	kN
-----------	--------	----

**2.9. CORTANTE MÁS IMPACTO POR VIGA**

$V_{L+I}$	291,72	kN
-----------	--------	----

**2.10. SOLICITACIONES MAYORADAS**

$Mu_{L+I}$	3.682,27	kN-m
------------	----------	------

$Vu_{L+I}$	633,33	kN
------------	--------	----

**18.4. LUZ L=30,0M****SOLICITACIONES EN EL CENTRO DE LA LUZ L=30.00M****1. CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO DE PUENTES 2014****1.1. VARIABLES DE ENTRADA**

Longitud de la luz	L	30.000	mm
Concreto del nervio	f'c	28	MPa
Concreto del tablero	f'c	28	MPa
Esviaje del tablero	θ	0	Grad
Número de Carriles	Nc	3	
Número de Vigas	Nb	5	
Espaciamiento entre vigas	S	2.500	mm
Longitud del voladizo	Sv	1.200	mm
Ancho de la barrera	bb	350	mm
Altura viga T	H	1.800	mm
Espesor del tablero	ts	200	mm
Altura viga no compuesta	h 1	1.600	mm
Sobrealto viga	hs	0	mm
Ancho del alma	tw	170	mm
Área de la viga no compuesta	A 1	545500	mm <sup>2</sup>
Momento de Inercia viga no compuesta	I 1	173.897.830.000	mm <sup>4</sup>
Centroide viga no compuesta	Yb1	826	mm

## 1.2. COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA FLEXIÓN

### Para una viga interior

Distancia entre centros de gravedad de la viga y tablero	eg	874	mm
Módulo de elasticidad vigas	E <sub>E</sub>	24.870	MPa
Módulo de elasticidad tablero	E <sub>D</sub>	24.870	MPa
Relación modulo elasticidad	n	1,00	
Coeficiente de rigidez longitudinal	kg	590.592.188.000	
		$=n*(I_1+A_1*(eg)^2)$	
* Un carril cargado	Nb>3		
		$=0.06+(S/4300)^{0.4}*(S/L)^{0.3}*(Kg/(L*ts^3))^{0.1}$	0,478
* Dos o más carriles cargados			
		$=0.075+(S/2900)^{0.6}*(S/L)^{0.2}*(Kg/(L*ts^3))^{0.1}$	0,684
Factor por esviaje			
		$=SI(\theta>0.524,(1-(0.25*(Kg/L/ts^3)^{0.25}*(S/L)^{0.5}*(TAN(\theta)^{1.5})),1)$	1,00
Use factor de distribución momento viga interior			0,684

## 1.3. FACTOR DE RUEDA PARA CORTE

### Para una viga interior

* Un carril cargado $N_b > 3$		
	$=0.36+(S/7600)$	0,689
* Dos o más carriles cargados		
	$=0.2+(S/3600)-(S/10700)^2$	0,840
Factor de distribución de momento viga interior sin esviaje		0,840
Factor por esviaje		1,000
	$=1+0.2*(L*ts^3/Kg)^{0.3}*TAN(\theta)$	
<b>Use factor de distribución a cortante viga interior</b>		<b>0,840</b>
<b>1.4. CARGA DINÁMICA DE IMPACTO</b>	<b>IM</b>	<b>33%</b>
<b>1.5. MOMENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DE LA LUZ</b>		
<b>Solicitaciones CC14</b>		
Momento por carril		1158,67 kN-m
Momento por camión		2269,97 kN-m
Momento por tándem		1762,49 kN-m
Momento por carril + camión		3428,64 kN-m
Momento por carril + tándem		2921,16 kN-m
	$M_L$	3428,64 kN-m
<b>1.6. MOMENTO MÁS IMPACTO</b>	$M_{L+I}$	4177,733 kN-m
<b>1.7. MOMENTO MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$M_{L+I}$	<b>2857,45</b> kN-m
<b>1.8. CORTE MÁXIMO EN LOS APOYOS</b>		
Cortante por carril		154,49 kN
Cortante por camión		325,59 kN
Cortante por tándem		242,49 kN
Cortante por carril + camión		480,07 kN
Cortante por carril + tándem		396,98 kN
	$V_L$	480,07 kN
<b>1.9. CORTANTE MÁS IMPACTO</b>	$V_{L+I}$	587,516 kN
<b>1.10. CORTANTE MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$V_{L+I}$	<b>493,43</b> kN
<b>1.11. SOLICITACIONES MAYORADAS</b>		

	Mu		
	L+I	5.000,5	kN-m
	Vu		
	L+I	<b>863,50</b>	kN

## 2. CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO SISMICO DE PUENTES 1995

### 2.1. FACTOR DE RUEDA PARA FLEXIÓN

Factor de rueda $FR=S/1,7 =$	1,47
------------------------------	------

### 2.2. FACTOR DE RUEDA PARA CORTE

Factor de rueda $FR=S/1,8 =$	1,39
------------------------------	------

### 2.3. CARGA DINÁMICA DE IMPACTO

I	0,23
---	------

### 2.4. MOMENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DE LA LUZ

M <sub>L</sub>	2524,73	kN-m
----------------	---------	------

### 2.5. MOMENTO MÁS IMPACTO

M <sub>L+I</sub>	3.101,81	kN-m
------------------	----------	------

### 2.6. MOMENTO MÁS IMPACTO POR VIGA

M <sub>L+I</sub>	<b>2.280,74</b>	kN-m
------------------	-----------------	------

### 2.7. CORTE MÁXIMO EN LOS APOYOS

V <sub>L</sub>	375,83	kN
----------------	--------	----

### 2.8. CORTANTE MÁS IMPACTO

V <sub>L+I</sub>	461,73	kN
------------------	--------	----

### 2.9. CORTANTE MÁS IMPACTO POR VIGA

V <sub>L+I</sub>	<b>320,65</b>	kN
------------------	---------------	----

### 2.10. SOLICITACIONES MAYORADAS

Mu		
L+I	4.951,48	kN-m
Vu		
L+I	696,13	kN

**18.5. LUZ L=35,0M****SOLICITACIONES EN EL CENTRO DE LA LUZ L=35.00M****1. CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO DE PUENTES 2014****1.1. VARIABLES DE ENTRADA**

Longitud de la luz	L	35.000	mm
Concreto del nervio	f'c	28	MPa
Concreto del tablero	f'c	28	MPa
Esviaje del tablero	$\theta$	0	Grad
Número de Carriles	Nc	3	
Numero de Vigas	Nb	5	
Espaciamiento entre vigas	S	2.500	mm
Longitud del voladizo	Sv	1.200	mm
Ancho de la barrera	bb	350	mm
Altura viga T	H	2.100	mm
Espesor del tablero	ts	200	mm
Altura viga no compuesta	h 1	1.900	mm
Sobrealto viga	hs	0	mm
Ancho del alma	tw	190	mm
Área de la viga no compuesta	A 1	633400	mm <sup>2</sup>
Momento de Inercia viga no compuesta	I 1	285.317.800.000	mm <sup>4</sup>
Centroide viga no compuesta	Yb1	1008	mm

**1.2. COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA FLEXIÓN****Para una viga interior**

Distancia entre centros de gravedad de la viga y tablero	eg	992	mm
Módulo de elasticidad vigas	E <sub>E</sub>	24.870	MPa
Módulo de elasticidad tablero	E <sub>D</sub>	24.870	MPa
Relación modulo elasticidad	n	1,00	
Coeficiente de rigidez longitudinal	kg	908.623.937.600	

$$=n*(I_1+A_1*(eg)^2)$$

\* Un carril cargado

Nb&gt;3

$$=0.06+(S/4300)^{0.4}*(S/L)^{0.3}*(Kg/(L*ts^3))^{0.1}$$

0,470

\* Dos o más carriles cargados

$=0.075+(S/2900)^{0.6}*(S/L)^{0.2}*(Kg/(L*ts^3))^{0.1}$	0,682
Factor por esviaje	
$=SI(\theta>0.524,(1-(0.25*(Kg/L/ts^3)^{0.25}*(S/L)^{0.5})*(TAN(\theta)^{1.5})),1)$	1,00
Use factor de distribución momento viga interior	0,682

### 1.3. FACTOR DE RUEDA PARA CORTE

#### Para una viga interior

\* Un carril cargado Nb>3

$=0.36+(S/7600)$	0,689
* Dos o más carriles cargados	
$=0.2+(S/3600)-(S/10700)^2$	0,840
Factor de distribución de momento viga interior sin esviaje	0,840
Factor por esviaje	1,000
$=1+0.2*(L*ts^3/Kg)^{0.3}*TAN(\theta)$	
Use factor de distribución a cortante viga interior	0,840

### 1.4. CARGA DINÁMICA DE IMPACTO

IM

33%

### 1.5. MOMENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DE LA LUZ

#### Solicitaciones CC14

Momento por carril	1577,10	kN-m
Momento por camión	2719,98	kN-m
Momento por tándem	2074,99	kN-m
Momento por carril + camión	4297,07	kN-m
Momento por carril + tándem	3652,09	kN-m
	M <sub>L</sub>	4297,07 kN-m

### 1.6. MOMENTO MÁS IMPACTO

M<sub>L+I</sub>

5194,664 kN-m

### 1.7. MOMENTO MÁS IMPACTO POR VIGA

M<sub>L+I</sub>

3543,00 kN-m

### 1.8. CORTE MÁXIMO EN LOS APOYOS

Cortante por carril	180,24	kN
Cortante por camión	330,50	kN
Cortante por tándem	243,56	kN
Cortante por carril + camión	510,74	kN
Cortante por carril + tándem	423,80	kN

	$V_L$	510,74	kN
<b>1.9. CORTANTE MÁS IMPACTO</b>	$V_{L+I}$	619,804	kN
<b>1.10. CORTANTE MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$V_{L+I}$	<b>520,55</b>	kN
<b>1.11. SOLICITACIONES MAYORADAS</b>			
	$M_u$		
	$L+I$	6.200,3	kN-m
	$V_u$		
	$L+I$	<b>910,95</b>	kN
<b>2. CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO SISMICO DE PUENTES 1995</b>			
<b>2.1. FACTOR DE RUEDA PARA FLEXIÓN</b>			
	Factor de rueda $FR=S/1,7 =$		1,47
<b>2.2. FACTOR DE RUEDA PARA CORTE</b>			
	Factor de rueda $FR=S/1,8 =$		1,39
<b>2.3. CARGA DINÁMICA DE IMPACTO</b>	$I$	0,21	
<b>2.4. MOMENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DE LA LUZ</b>	$M_L$	3227,42	kN-m
<b>2.5. MOMENTO MÁS IMPACTO</b>	$M_{L+I}$	3.915,93	kN-m
<b>2.6. MOMENTO MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$M_{L+I}$	<b>2.879,36</b>	kN-m
<b>2.7. CORTE MÁXIMO EN LOS APOYOS</b>	$V_L$	408,05	kN
<b>2.8. CORTANTE MÁS IMPACTO</b>	$V_{L+I}$	495,10	kN
<b>2.9. CORTANTE MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$V_{L+I}$	<b>343,82</b>	kN

**2.10. SOLICITACIONES MAYORADAS**

	Mu		
	L+I	6.251,09	kN-m
	Vu		
	L+I	746,43	kN

**18.6. LUZ L=40,0M****SOLICITACIONES EN EL CENTRO DE LA LUZ L=40.00M****1. CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO DE PUENTES 2014****1.1. VARIABLES DE ENTRADA**

Longitud de la luz	L	40.000	mm
Concreto del nervio	f'c	28	MPa
Concreto del tablero	f'c	28	MPa
Esviaje del tablero	$\theta$	0	Grad
Número de Carriles	Nc	3	
Número de Vigas	Nb	5	
Espaciamiento entre vigas	S	2.500	mm
Longitud del voladizo	Sv	1.200	mm
Ancho de la barrera	bb	350	mm
Altura viga T	H	2.350	mm
Espesor del tablero	ts	200	mm
Altura viga no compuesta	h 1	2.150	mm
Sobrealto viga	hs	0	mm
Ancho del alma	tw	200	mm
Área de la viga no compuesta	A 1	7583	mm <sup>2</sup>
Momento de Inercia viga no compuesta	I 1	444.316.070.00	mm <sup>4</sup>
Centroide viga no compuesta	Yb1	1124	mm

**1.2. COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA FLEXIÓN****Para una viga interior**

Distancia entre centros de gravedad de la viga y tablero	eg	1.126	mm
Módulo de elasticidad vigas	E <sub>E</sub>	24.870	MPa

Módulo de elasticidad tablero	$E_D$	24.870	MPa
Relación modulo elasticidad	$n$	1,00	
		453.930.373.7	
Coeficiente de rigidez longitudinal	$kg$	08	
		$=n*(I_1+A_1*(eg)^2)$	
* Un carril cargado	$Nb>3$		
		$=0.06+(S/4300)^{0.4}*(S/L)^{0.3}*(Kg/(L*ts^3))^{0.1}$	0,423
* Dos o más carriles cargados			
		$=0.075+(S/2900)^{0.6}*(S/L)^{0.2}*(Kg/(L*ts^3))^{0.1}$	0,619
Factor por esviaje			
		$=SI(\theta>0.524,(1-(0.25*(Kg/L/ts^3)^{0.25}*(S/L)^{0.5}*(TAN(\theta)^{1.5})),1)$	1,00
Use factor de distribución momento viga interior			0,619

### 1.3. FACTOR DE RUEDA PARA CORTE

#### Para una viga interior

* Un carril cargado	$Nb>3$		
		$=0.36+(S/7600)$	0,689
* Dos o más carriles cargados			
		$=0.2+(S/3600)-(S/10700)^2$	0,840
Factor de distribución de momento viga interior sin esviaje			0,840
Factor por esviaje			1,000
		$=1+0.2*(L*ts^3/Kg)^{0.3}*TAN(\theta)$	
Use factor de distribución a cortante viga interior			0,840

### 1.4. CARGA DINÁMICA DE IMPACTO

IM 33%

### 1.5. MOMENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DE LA LUZ

#### Solicitaciones CC14

Momento por carril		2059,90	kN-m
Momento por camión		3169,98	kN-m
Momento por tándem		2387,49	kN-m
Momento por carril + camión		5229,88	kN-m
Momento por carril + tándem		4447,39	kN-m
	$M_L$	5229,88	kN-m

### 1.6. MOMENTO MÁS IMPACTO

$M_{L+I}$  6275,97 kN-m

<b>1.7. MOMENTO MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$M_{L+I}$	<b>3885,50</b>	kN-m
<b>1.8. CORTE MÁXIMO EN LOS APOYOS</b>			
Cortante por carril		205,99	kN
Cortante por camión		334,19	kN
Cortante por tándem		244,37	kN
Cortante por carril + camión		540,18	kN
Cortante por carril +tándem		450,35	kN
	$V_L$	540,18	kN
<b>1.9. CORTANTE MÁS IMPACTO</b>	$V_{L+I}$	650,458	kN
<b>1.10. CORTANTE MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$V_{L+I}$	<b>546,29</b>	kN
<b>1.11. SOLICITACIONES MAYORADAS</b>			
	$Mu_{L+I}$	6.799,6	kN-m
	$Vu_{L+I}$	<b>956,01</b>	kN
<b>2. CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO SISMICO DE PUENTES 1995</b>			
<b>2.1. FACTOR DE RUEDA PARA FLEXIÓN</b>			
Factor de rueda	$FR=S/1,7 =$	1,47	
<b>2.2. FACTOR DE RUEDA PARA CORTE</b>			
Factor de rueda	$FR=S/1,8 =$	1,39	
<b>2.3. CARGA DINÁMICA DE IMPACTO</b>	I	0,20	
<b>2.4. MOMENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DE LA LUZ</b>			
	$M_L$	3.998,40	kN-m
<b>2.5. MOMENTO MÁS IMPACTO</b>	$M_{L+I}$	4.798,08	kN-m
<b>2.6. MOMENTO MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$M_{L+I}$	<b>3.528,00</b>	kN-m

---

<b>2.7. CORTE MÁXIMO EN LOS APOYOS</b>	$V_L$	439,04	kN
--	-------	--------	----

---

<b>2.8. CORTANTE MÁS IMPACTO</b>	$V_{L+I}$	526,85	kN
----------------------------------	-----------	--------	----

---

<b>2.9. CORTANTE MÁS IMPACTO POR VIGA</b>	$V_{L+I}$	365,87	kN
---	-----------	--------	----

---

<b>2.10. SOLICITACIONES MAYORADAS</b>	$M_u$		
	$M_{L+I}$	7.659,29	kN-m
	$V_u$		
	$V_{uL+I}$	794,30	kN

---