

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**DISEÑO Y COMPARACIÓN ECONÓMICA DE LA SUPER-
ESTRUCTURA DE UN PUENTE DE UN SOLO VANO
CONSIDERANDO VARIANTES DE LOSA CON VIGAS DE
HORMIGÓN POSTENSADO Y VIGAS DE ACERO**

**EVALUACIÓN TÉCNICA, CONSTRUCTIVA Y ECONÓMICA DE LA
SUPER-ESTRUCTURA DE UN PUENTE DE UN SOLO VANO TIPO
VIGA-LOSA CON VIGAS DE HORMIGÓN POSTENSADO**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR PRESENTADO COMO
REQUISITO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL**

ANGIE CAROLINA ARÉVALO ROMÁN

angie.arevalo@epn.edu.ec

DIRECTOR: LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ

luis.hernandezr@epn.edu.ec

DMQ, Agosto 2023

CERTIFICACIONES

Yo, ANGIE CAROLINA ARÉVALO ROMÁN declaro que el trabajo de integración curricular aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

ANGIE CAROLINA ARÉVALO ROMÁN

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por ANGIE CAROLINA ARÉVALO ROMÁN, bajo mi supervisión.

ING. LUIS TNERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ,
PhD

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

A través de la presente declaración, afirmamos que el trabajo de integración curricular aquí descrito, así como el (los) producto(s) resultante(s) del mismo, son públicos y estarán a disposición de la comunidad a través del repositorio institucional de la Escuela Politécnica Nacional; sin embargo, la titularidad de los derechos patrimoniales nos corresponde a los autores que hemos contribuido en el desarrollo del presente trabajo; observando para el efecto las disposiciones establecidas por el órgano competente en propiedad intelectual, la normativa interna y demás normas.

ANGIE CAROLINA ARÉVALO ROMÁN

ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ, PhD

DEDICATORIA

Para las personas más importantes en mi vida, mis padres, Luis Arévalo y Yomar Román y a mi hermana, Gianella Arévalo, quienes me han brindado su amor incondicional y apoyo a lo largo de toda mi vida. Su constante aliento y sacrificio me ha impulsado y dado la valentía necesaria para no rendirme en los momentos más difíciles. Son mi ejemplo a seguir, que me motiva a esforzarme por ser una mejor persona y a enfrentar cada día con determinación.

Para mis amigos, que me han acompañado a lo largo de este camino, se han convertido en mi familia y estoy profundamente agradecida por su compañía en aquellos momentos en los que sentía que no podía, alentándome, cuidándome y sacándome una sonrisa cuando lo necesitaba.

AGRADECIMIENTO

A mis padres, pues cada paso que he dado a lo largo de mi carrera ha sido posible gracias a la base sólida que me proporcionaron. Sus valores, su dedicación y su ejemplo han sido mi inspiración constante para esforzarme por alcanzar mis metas. Quiero expresarles mi más profundo agradecimiento por creer en mí, por estar siempre a mi lado y por ser mis pilares durante este viaje académico. Este trabajo no solo marca mi logro personal, sino también un reflejo del amor y el apoyo que ustedes me han brindado a lo largo de los años.

A mi hermana, quien ha sido una fuente constante de inspiración para mí y cuya fe en mi capacidad para alcanzar mis objetivos me motivó a seguir adelante incluso cuando los desafíos parecían abrumadores. Su presencia y aliento a lo largo de este camino han significado más de lo que lo que podría expresar.

A mi compañero de TIC, Boris Guerrero, por su colaboración excepcional y su valioso apoyo a lo largo de este viaje académico. Ha sido gratificante compartir esta experiencia con una persona que admiro profundamente.

A mi gran amigo, Jonathan Villa, por haber estado a mi lado en los momentos en que más necesitaba y por brindarme su apoyo incondicional. Su presencia ha sido un factor crucial en mi camino hacia donde me encuentro en este momento y ha desempeñado un papel significativo en mi trayectoria, permitiéndome superar obstáculos y alcanzar metas.

A mis amigos, Jonathan, Carlos V., Carlos C., Boris, Erik, Paúl, Steven y Jophier, que, a lo largo de estos 5 años, se han convertido en parte importante en mi vida, me llevo en el corazón los recuerdos de cada anécdota juntos y espero nuestra amistad perdure en los años.

A el Phd. Ing. Luis Tinerfe Hernández Rodríguez por creer en mi potencial y por brindarme las herramientas necesarias para alcanzar mis metas. Su mentoría ha sido un faro de luz en medio de la complejidad académica y ha fortalecido mi confianza en mis capacidades.

A todos los docentes de la Escuela Politécnica Nacional que fueron parte de mi formación profesional, por impartirme desde el primer día de este viaje académico sus sabios conocimientos y brindarme las herramientas necesarias para alcanzar mis objetivos.

ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABLAS	XIV
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	XVII
RESUMEN	XX
ABSTRACT	XXI
1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO.....	1
1.1 Objetivo general	2
1.2 Objetivos específicos	2
1.3 Alcance	2
1.4 Marco teórico	3
1.4.1 Puente viga-losa.....	3
1.4.1.1 Superestructura.....	3
1.4.1.1.1 Viga.....	3
1.4.1.1.2 Tablero.....	3
1.4.1.1.3 Diafragma.....	3
1.4.1.1.4 Barreras, guardavías y barandillas	3
1.4.1.1.5 Apoyos	4
1.4.1.1.6 Juntas.....	4
1.4.2 Vigas presforzadas.....	4
1.4.2.1 Definición.....	4
1.4.3 Vigas postensadas	5
1.4.3.1 Definición.....	5
1.4.3.2 Ventajas	6
1.4.3.3 Desventajas.....	7
1.4.4 Materiales.....	7
1.4.4.1 Hormigón normal y liviano	7
1.4.4.1.1 Resistencia a la compresión.....	7
1.4.4.1.2 Coeficiente de expansión térmica.....	8
1.4.4.1.3 Módulo de elasticidad.....	8

1.4.4.1.4	Coeficiente de Poisson.....	9
1.4.4.2	Acero de refuerzo.....	9
1.4.4.2.1	Características generales.....	9
1.4.4.2.2	Módulo de elasticidad.....	10
1.4.4.3	Acero para postensado.....	10
1.4.4.3.1	Características generales.....	10
1.4.4.3.2	Módulo de elasticidad.....	10
1.4.4.4	Dispositivos de anclaje y acoplamiento para postensado.....	11
1.4.4.5	Ductos para postensado.....	12
1.4.4.5.1	Características.....	13
1.4.4.5.2	Tamaño de los ductos.....	14
1.4.4.5.3	Placas de cuña (Wedge Plates) y cuñas de anclaje.....	14
1.4.4.5.4	Placas de apoyo (Bearing Plates).....	14
1.4.4.5.5	Equipo hidráulico para el postensado.....	15
2	METODOLOGÍA.....	17
2.1	Descripción de la configuración estructural.....	17
2.2	Análisis de cargas.....	18
2.2.1	Estados límites.....	18
2.2.1.1	Estado de límite de Resistencia.....	18
2.2.1.2	Estado límite de Fatiga y Fractura.....	18
2.2.1.3	Estado límite de Servicio.....	18
2.2.1.4	Estado límite de eventos extremos.....	18
2.2.2	Modificador de las cargas por redundancia, ductilidad e importancia operativa.....	18
2.2.2.1	Ductilidad.....	19
2.2.2.2	Redundancia.....	19
2.2.2.3	Importancia operacional.....	20
2.2.3	Carga muerta: DC, DW, y EV.....	20
2.2.4	CARGA VIVA.....	21
2.2.4.1	Camión de diseño.....	22
2.2.4.2	Tándem de diseño.....	22
2.2.4.3	Carril de diseño.....	23
2.2.4.4	Factor de impacto.....	23
2.2.4.5	Factor de Presencia múltiple.....	23
2.2.4.6	Aplicación de la carga viva vehicular de diseño.....	24
2.2.5	Carga de Fatiga.....	24
2.2.6	Carga de Fuerza Centrífuga.....	25

2.2.7	Fuerza de frenado	25
2.2.8	Fuerza de colisión	26
2.2.9	Carga sobre las barandas.....	26
2.2.9.1	Baranda para peatones	26
2.2.9.2	Baranda para ciclistas	27
2.2.10	Carga peatonal	27
2.2.11	Cargas de viento: WS y WL.....	27
2.2.12	Carga de sismo	28
2.2.12.1	Zonificación sísmica	29
2.2.12.2	Curvas de peligro sísmico	30
2.2.12.3	Espectro de aceleraciones de respuesta	31
2.2.12.4	Espectro de respuesta de diseño	31
2.2.12.5	Clasificación de sitio	33
2.2.13	Combinaciones de carga	33
2.3	Diseño preliminar del puente.....	37
2.3.1	Pre-dimensionamiento de la losa.....	37
2.3.2	Pre-dimensionamiento de vigas.....	38
2.3.2.1	Altura de la viga.....	38
2.3.2.2	Base de la viga	40
2.4	Diseño de las vigas postensadas.....	41
2.4.1	Diseño a flexión	41
2.4.1.1	Propiedades de la sección.....	41
2.4.1.2	Módulos de Sección mínimos requeridos	41
2.4.1.2.1	Cargas y momentos flectores	42
2.4.1.2.2	Momentos Flectores	44
2.4.1.3	Esfuerzos permisibles.....	44
2.4.1.4	Comprobación de los módulos de sección.....	48
2.4.1.5	Cálculo de la excentricidad de los cables y fuerza inicial en el centro de la luz	48
2.4.1.6	Estados límites aplicables	50
2.4.1.7	Número de Torones requeridos por viga.....	50
2.4.1.8	Cálculo del acero longitudinal	51
2.4.1.9	Acero de refuerzo superior (A'_s).....	51
2.4.1.10	Verificación por Estado Límite de Resistencia I.	52
2.4.1.10.1	Momento Resistente de la viga.....	52
2.4.1.11	Perfil del tendón resultante	54
2.4.1.12	Cálculo de las pérdidas	54

2.4.1.12.1	Pérdidas instantáneas	54
2.4.1.12.2	Pérdidas diferidas en el tiempo.....	55
2.4.1.12.3	Fuerzas del cable de presfuerzo.....	56
2.4.1.13	Cálculo del acero de contracción y temperatura	57
2.4.1.14	Revisión de fisuración por distribución de armadura.....	57
2.4.1.15	Revisión por fatiga.....	58
2.4.2	Diseño a corte	59
2.4.2.1	Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo.....	59
2.4.2.2	Factor de distribución en la viga interior.....	60
2.4.2.3	Cálculo del cortante nominal.....	60
2.4.2.3.1	Componente fuerza postensado.....	60
2.4.2.3.2	Cálculo del esfuerzo cortante del hormigón.....	61
2.4.2.3.3	Cortante resistente del concreto V_c	61
2.4.2.3.4	Cortante resistente del acero V_s	62
2.4.2.3.5	Cortante nominal real $V_{n\text{ real}}$	63
2.5	Ejemplo de cálculo en vigas interiores	63
2.5.1	Diseño a flexión	63
2.5.1.1	Propiedades de la sección.....	64
2.5.1.1.1	Centro de gravedad.....	64
2.5.1.1.2	Inercia	65
2.5.1.1.3	Módulos de Sección	65
2.5.1.1.4	Distancias de Núcleo.....	65
2.5.1.2	Módulos de Sección mínimos requeridos	66
2.5.1.2.1	Cargas y momentos flectores	66
2.5.1.2.2	Momentos Flectores.....	69
2.5.1.3	Esfuerzos permisibles.....	69
2.5.1.4	Comprobación de los módulos de sección.....	71
2.5.1.5	Cálculo de la excentricidad de los cables y fuerza inicial en el centro de la luz	71
2.5.1.6	Comprobación de esfuerzos en centro de la luz	75
2.5.1.6.1	Estado de Servicio I.....	75
2.5.1.6.2	Estado de Servicio III.....	77
2.5.1.7	Número de Torones requeridos por viga.....	78
2.5.1.8	Cálculo del acero longitudinal	78
2.5.1.9	Acero de refuerzo superior (A'_s).....	79
2.5.1.10	Verificación por Estado Límite de Resistencia I.	79
2.5.1.10.1	Momento aplicado	79

2.5.1.10.2	Momento Resistente de la viga.....	80
2.5.1.11	Perfil del tendón resultante	81
2.5.1.12	Cálculo de las pérdidas	84
2.5.1.12.1	Pérdidas instantáneas	84
2.5.1.12.2	Pérdidas dependientes del tiempo.....	85
2.5.1.12.3	Fuerzas del cable de Presfuerzo	87
2.5.1.13	Diseño a flexión de la viga interior postensada en la segunda iteración (Hoja de cálculo)	88
2.5.1.13.1	Cálculo del acero de contracción y temperatura	89
2.5.1.13.2	Revisión de fisuración por distribución de armadura.....	89
2.5.2	Diseño a corte	90
2.5.2.1	Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo.....	90
2.5.2.2	Cálculo de V_u	91
2.5.2.2.1	Carga muerta (DC).....	91
2.5.2.2.2	Superficie de rodadura (DW)	91
2.5.2.2.3	Carga viva (LL+IM).....	92
2.5.2.3	Factor de distribución en la viga interior.....	93
2.5.2.4	Estado límite de Resistencia I.....	94
2.5.2.5	Cálculo del cortante nominal.....	95
2.5.2.5.1	Componente fuerza pretensado	95
2.5.2.5.2	Cálculo del esfuerzo cortante del hormigón.....	95
2.5.2.5.3	Cortante resistente del concreto V_c	95
2.5.2.5.4	Cortante resistente del acero V_s	99
2.5.2.5.5	Cortante nominal real $V_{n,real}$	100
2.6	Ejemplo de cálculo en vigas exteriores	101
2.6.1	Diseño a flexión	101
2.6.1.1	Propiedades de la sección.....	101
2.6.1.2	Módulos de Sección mínimos requeridos	102
2.6.1.2.1	Cargas y momentos flectores	102
2.6.1.2.2	Peso propio	102
2.6.1.2.3	Carga viva	104
2.6.1.3	Cálculo de las pérdidas	108
2.6.1.4	Diseño a flexión de la viga interior postensada en la segunda iteración (Hoja de cálculo)	109
2.6.2	Diseño a corte	110
2.7	Diseño de diafragmas de hormigón armado.	110
3	RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	112

3.1	Resultados	112
3.1.1	Dimensiones finales.....	112
3.1.2	Peso de la estructura.....	116
3.1.3	Análisis de costos y comparación con la variante de vigas de acero.	118
3.1.3.1	Cantidades de obra	118
3.1.3.2	Programación de obra	119
3.1.3.3	Presupuesto	120
3.2	Conclusiones.....	126
3.3	Recomendaciones.....	129
4	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	130
5	ANEXOS.....	131
5.1	ANEXO I. Notación utilizada en ecuaciones	131
5.2	ANEXO II. Momentos máximos en tramos simplemente apoyados para la carga viva vehicular.	138
5.3	ANEXO III. Factor de distribución de carga viva para momento en vigas interiores	139
5.4	ANEXO IV. Diseño de la losa.....	140
5.5	ANEXO V. Diseño a flexión segunda iteración viga interior.	146
5.6	ANEXO VI. Pérdidas en la segunda iteración para la viga interior	152
5.7	ANEXO VII. Diseño preliminar a flexión de la viga externa.	153
5.8	ANEXO VIII. Pérdidas diseño preliminar viga externa	160
5.9	ANEXO IX. Diseño segunda iteración viga exterior	161
5.10	ANEXO X. Pérdidas segunda iteración viga externa.	169
5.11	ANEXO XI. Diseño a corte viga externa.....	170
5.12	ANEXO XII. Diseño del diafragma	173
5.13	ANEXO XIII. Análisis de precios unitarios	177
5.14	ANEXO XIV. Planos Estructurales	186

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Vista transversal de la superestructura de un puente Viga-Losa.	4
Figura 1.2. <i>Presfuerzo</i>	5
Figura 1.3. <i>Viga postensada</i>	6
Figura 1.4. Barra de presfuerzo y anclaje.....	11
Figura 1.5. Ducto de Acero corrugado.....	13
Figura 1.6. Ducto de Plástico corrugado	13
Figura 1.7. Sistema básico de anclaje de placa de apoyo.....	15
Figura 1.8. Gato para postensado de monotorón.....	15
Figura 1.9. Gato para postensado de multitorones.....	16
Figura 1.10. Gato para postensado típico para tendones de barra.	16
Figura 2.1. Vista frontal del puente con vigas de hormigón postensadas.....	17
Figura 2.2. Perfil longitudinal del puente con vigas de hormigón postensadas ...	17
Figura 2.3. Camión de Diseño	22
Figura 2.4. Tándem de diseño.....	22
Figura 2.5. Carril de Diseño.....	23
Figura 2.6. Zonas sísmicas en Ecuador.	29
Figura 2.7. Curvas de peligro sísmico, Quito.....	30
Figura 2.8. Curva de peligro sísmico, Quito.....	31
Figura 2.9. Espectro de Respuesta de Diseño	32
Figura 2.10. (a) Corte transversal de la losa y (b) Acero adicional para el volado.	38
Figura 2.11. Prediseño de la sección de las Vigas.	40
Figura 2.12. Figuras que conforman la viga de concreto.....	41
Figura 2.13. Gráfica de las inecuaciones de Magnel.....	49
Figura 2.14. Profundidad de corte efectiva	59
Figura 2.15. Sección crítica por cortante	59
Figura 2.16. Dimensionamiento de la viga interior principal.	64
Figura 2.17. Distancias al eje neutro de la sección transversal de la viga interior.	65
Figura 2.18. Diagrama de momento por efecto de las cargas de los diafragmas.67	
Figura 2.19. Distancia entre los centros de gravedad de la viga y la losa.	68
Figura 2.20. Gráfica de las inecuaciones de Magnel.....	73

Figura 2.21. Ubicación del ducto para los cables del postensado.	74
Figura 2.22. Trazado del cable del postensado.	84
Figura 2.23. Diagrama de corte por carga muerta (peso propia y diafragmas) (T).	91
Figura 2.24. Diagrama de corte por carga debido a la superficie de rodadura (T).	92
Figura 2.25. Diagrama de corte debido al camión de diseño (T).	92
Figura 2.26. Diagrama de corte debido al tándem de diseño (T).	93
Figura 2.27. Diagrama de corte debido a la carga de carril (T).	93
Figura 2.28. Diagrama de momento por carga muerta (peso propia y diafragmas) (T).	96
Figura 2.29. Diagrama de momento por carga debido a la superficie de rodadura (T).	96
Figura 2.30. Diagrama de momento debido al camión de diseño (T).	97
Figura 2.31. Diagrama de momento debido al tándem de diseño (T).	97
Figura 2.32. Diagrama de momento debido a la carga de carril (T).	98
Figura 2.33. Corte transversal de la viga interior.	101
Figura 2.34. Áreas de la barrera.	103
Figura 2.35. Ley de Momentos (Regla de la palanca)	104
Figura 2.36. Distribución de cargas para un carril cargado.	106
Figura 2.37. Distribución de cargas para dos carriles cargados.	107
Figura 2.38. Corte transversal de la viga exterior.	110
Figura 2.39. Corte transversal del diagrama para puentes losa sobre vigas.	111
Figura 2.40. Corte longitudinal del diafragma para puentes losa sobre vigas. ...	111
Figura 3.1. (a) Corte transversal final de la losa y (b) Corte transversal del volado.	112
Figura 3.2. Corte transversal final de la viga interior.	113
Figura 3.3. Corte transversal final de la viga exterior.	113
Figura 3.4. Corte transversal del diafragma.	114
Figura 3.5. (a) Corte transversal final de la losa y (b) volado variante vigas de acero.	114
Figura 3.6. Corte transversal final de la viga interior variantes vigas de acero. .	115
Figura 3.7. Corte transversal final de la viga exterior variante vigas de acero. .	115
Figura 3.8. Corte transversal de los elementos del diafragma variante vigas de acero.	116

Figura 3.9. Porcentaje del peso total de la superestructura del puente con vigas postensado.....	117
Figura 3.10. Porcentaje del peso total de la superestructura del puente con vigas de acero	118
Figura 3.11. Porcentaje del presupuesto total de la superestructura de la superestructura con vigas de hormigón postensado.	121
Figura 3.12. Porcentaje del presupuesto total de la superestructura de la superestructura con vigas de acero.	122
Figura 3.13. Flujo de caja variante vigas de hormigón postensado.....	123
Figura 3.14. Flujo de caja variante vigas de acero.	124

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Valores típicos del módulo de elasticidad de los agregados E_a	9
Tabla 1.2. Propiedades de barras y cables de presfuerzo	10
Tabla 2.1. Pesos unitarios de materiales empleados en construcción	21
Tabla 2.2. Factor de impacto, IM	23
Tabla 2.3. Factores de presencia múltiple, m	24
Tabla 2.4. Fracción de tráfico en un solo carril	25
Tabla 2.5. Fracción de camiones en el tráfico	25
Tabla 2.6. Coeficiente de exposición y elevación de presión, K_z	28
Tabla 2.7. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	30
Tabla 2.8. Factor de Sitio (F_a) para el Rango de Período Corto del Espectro de Aceleración	32
Tabla 2.9. Factor de Sitio (F_v) para el Rango de Período Largo del Espectro de Aceleración	33
Tabla 2.10. Definición para la clasificación de Sitios	33
Tabla 2.11. Combinaciones y Factores de Carga	35
Tabla 2.12. Factores de carga para cargas permanentes, γ_p	36
Tabla 2.13. Factores de carga para Carga Viva para Combinación de Carga de Servicio III, γ_{LL}	37
Tabla 2.14. Altura mínima para superestructuras de peralte constante	39
Tabla 2.15. Límites temporales de esfuerzos de tracción en hormigón pretensado antes de pérdidas	45
Tabla 2.16. Límites de Esfuerzo a compresión en Hormigón Presforzado en Estado Límite de Servicio después de Pérdidas	46
Tabla 2.17. Límites temporales de esfuerzos de tracción en hormigón pretensado después de pérdidas	47
Tabla 2.18. Propiedades comerciales de los torones.	50
Tabla 2.19. Límites de esfuerzo para acero presforzado	51
Tabla 2.20. Valores de k.	52
Tabla 2.21. Coeficientes de fricción para tendones de postensado	55
Tabla 2.22. Valores de Θ y β para secciones con refuerzo transversal.	62
Tabla 2.23. Cálculo del centro de gravedad de la viga T con respecto al patín superior.	64
Tabla 2.24. Ecuaciones de Magnel, donde el eje de las abscisas corresponde a la excentricidad y el eje de las ordenadas a $1/P_i$	73

Tabla 2.25. Características del tendón	82
Tabla 2.26. Replanteo del perfil del tendón.	83
Tabla 2.27. Resumen del cálculo de las pérdidas totales en la viga interior.....	87
Tabla 2.28. Resumen de las Fuerzas en el cable de Presfuerzo en la viga interior.	87
Tabla 2.29. Cálculo de las pérdidas totales en la segunda iteración en la viga interior.	88
Tabla 2.30. Resumen de las Fuerzas en el cable de Presfuerzo en la segunda iteración en la viga interior.....	88
Tabla 2.31. Características del diseño a flexión de la viga interior en la segunda iteración.....	88
Tabla 2.32. Cálculo del centro de gravedad de la viga T exterior con respecto al patín superior.	102
Tabla 2.33. Propiedades de la sección para la viga exterior postensada.	102
Tabla 2.34. Cálculo del centro de gravedad de la barrera.	103
Tabla 2.35. Datos para el factor de distribución por ley de momentos.	105
Tabla 2.36. Datos para el factor de distribución para un carril cargado.	106
Tabla 2.37. Datos para el factor de distribución para dos carriles cargados.....	107
Tabla 2.38. Características del diseño a flexión de la viga exterior.	108
Tabla 2.39. Cálculo de las pérdidas en la viga exterior.....	108
Tabla 2.40. Resumen de las Fuerzas en el cable de Presfuerzo.....	108
Tabla 2.41. Cálculo de las pérdidas totales en la viga exterior en la segunda iteración.....	109
Tabla 2.42. Resumen de las Fuerzas en el cable de Presfuerzo en la segunda iteración.....	109
Tabla 2.43. Características del diseño a flexión de la viga exterior en la segunda iteración.....	110
Tabla 3.1. Peso total de la superestructura del puente con vigas postensadas.	117
Tabla 3.2. Peso total de la superestructura del puente con vigas de acero.....	117
Tabla 3.3. Cantidades de obra de la superestructura para un puente de 28 m con vigas postensadas.....	119
Tabla 3.4. Cantidades de obra de la superestructura para un puente de 28 m con vigas de acero.	119
Tabla 3.5. Programación de obra de la superestructura para un puente de 28 m con vigas postensadas.....	120

Tabla 3.6. Programación de obra de la superestructura para un puente de 28 m con vigas de acero.....	120
Tabla 3.7. Presupuesto de la superestructura para un puente de 28 m con vigas postensadas.....	121
Tabla 3.8. Presupuesto de la superestructura para un puente de 28 m con vigas de acero.....	122
Tabla 3.9. Comparación del costo total entre la variante de vigas de hormigón postensado y vigas de acero.....	123
Tabla 3.10. Costo por semanas de la superestructura del puente con vigas de hormigón postensado.....	123
Tabla 3.11. Costo por semanas de la superestructura del puente con vigas de acero.....	124
Tabla 3.12. Resumen de momentos últimos y de diseño para las vigas de hormigón postensado.....	126

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1.1. Coeficiente de expansión térmica para hormigones de densidad normal	8
Ecuación 1.2. Módulo de Elasticidad en función de f'_c	8
Ecuación 1.3. <i>Módulo de Elasticidad en función de E_a</i>	8
Ecuación 1.4. <i>Módulo de Elasticidad</i>	9
Ecuación 2.1. Ecuación básica de la metodología LRFD	18
Ecuación 2.2. Factor de modificación de cargas para el máximo valor de γ_i	19
Ecuación 2.3. Factor de modificación de cargas para un mínimo valor de γ_i	19
Ecuación 2.4. Camiones promedio por día en un carril	24
Ecuación 2.5. Fuerza centrífuga	25
Ecuación 2.6. Carga viva concentrada sobre barandillas	27
Ecuación 2.7. Presión de diseño por viento	27
Ecuación 2.8. Probabilidad de excedencia	31
Ecuación 2.9. Espesor mínimo para losas de concreto	37
Ecuación 2.10. Altura mínima para vigas de hormigón en estructuras pretensadas.	39
Ecuación 2.11. Base mínima para vigas en puentes simplemente apoyados	40
Ecuación 2.12. Módulo de sección mínimo referido a la fibra superior.	41
Ecuación 2.13. Módulo de sección mínimo referido a la fibra inferior.	41
Ecuación 2.14. Rigidez longitudinal	42
Ecuación 2.15. Relación de los módulos de elasticidad de la viga y la losa.	42
Ecuación 2.16. Factor de distribución para un carril cargado	43
Ecuación 2.17. Factor de distribución para dos carriles cargados.	43
Ecuación 2.18. Factor de distribución empleando la Ley de Momentos, para un carril cargado	43
Ecuación 2.19. Factor de distribución para dos o más carriles cargados en la viga exterior.	43
Ecuación 2.20. Factor de corrección por distribución	44
Ecuación 2.21. Reacción en viga exterior en términos de carriles.	44
Ecuación 2.22. Resistencia a la compresión en el momento del preesfuerzo	45
Ecuación 2.23. Esfuerzo de la fibra superior en tensión.	46
Ecuación 2.24. Límite del esfuerzo a compresión	46

Ecuación 2.25. Esfuerzo límite a compresión en Hormigón Presforzado después de Pérdidas por carga total.	47
Ecuación 2.26. Esfuerzo límite a compresión en Hormigón Presforzado después de Pérdidas por presforzado y cargas permanentes.	47
Ecuación 2.27. Esfuerzo límite a tracción en Hormigón Presforzado después de Pérdidas.	48
Ecuación 2.28. Primera Inecuación de Magnel, en condiciones iniciales para la fibra superior.	48
Ecuación 2.29. Segunda Inecuación de Magnel, en condiciones iniciales para la fibra inferior.	49
Ecuación 2.30. Tercera Inecuación de Magnel, en condiciones finales para la fibra superior.	49
Ecuación 2.31. Cuarta Inecuación de Magnel, en condiciones finales para la fibra inferior.	49
Ecuación 2.32. Modificador de carga	50
Ecuación 2.33. Acero longitudinal mínimo.	51
Ecuación 2.34. Esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo.	52
Ecuación 2.35. Constante k, dependiente del tipo de tendón a usar.	52
Ecuación 2.36. Distancia desde la fibra de compresión extrema hasta el eje neutro para una sección rectangular.	53
Ecuación 2.37. Distancia desde la fibra de compresión extrema hasta el eje neutro para una sección T.	53
Ecuación 2.38. Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo.	53
Ecuación 2.39. Resistencia nominal a flexión	53
Ecuación 2.40. Total de pérdidas.	54
Ecuación 2.41. Pérdidas debido a la fricción.	54
Ecuación 2.42. Tensión en el acero de presfuerzo en el momento del postensado.	55
Ecuación 2.43. Pérdidas debido al acortamiento elástico	55
Ecuación 2.44. Pérdidas dependientes del tiempo	56
Ecuación 2.45. Factor de corrección para la humedad relativa del aire.	56
Ecuación 2.46. Factor de corrección para la resistencia especificada del hormigón en el momento de la transferencia del pretensado al elemento de hormigón.	56
Ecuación 2.47. Acero de contracción y temperatura [cm^2/m].	57
Ecuación 2.48. Espaciamiento para el acero de contracción y temperatura.	57
Ecuación 2.49. Acero de contracción y temperatura.	57

Ecuación 2.50. Relación modular.....	58
Ecuación 2.51. Distancia desde la fibra inferior de la viga hasta el centroide del acero en tracción.....	58
Ecuación 2.52. Distancia desde la fibra superior de la viga hasta el centroide del acero en tracción.....	58
Ecuación 2.53. Acero de distribución.	58
Ecuación 2.54. Espaciamiento para el acero de distribución.	58
Ecuación 2.55. Profundidad de corte efectiva.	60
Ecuación 2.56. Factor de distribución para un carril cargado.....	60
Ecuación 2.57. Factor de distribución para dos carriles cargados.	60
Ecuación 2.58. Cortante aplicado de la fuerza efectiva de pretensado.....	61
Ecuación 2.59. Fuerza en los tendones de presfuerzo antes de las pérdidas. ...	61
Ecuación 2.60. Cambio angular total de la trayectoria del tendón de pretensado.	61
Ecuación 2.61. Esfuerzo cortante del hormigón.....	61
Ecuación 2.62. Ancho efectivo del alma.	61
Ecuación 2.63. Cortante resistente del concreto.....	61
Ecuación 2.64. Deformación unitaria del concreto.	62
Ecuación 2.65. Cortante resistente del acero.....	62
Ecuación 2.66. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal para $vu < 0.125 \cdot f'c$	63
Ecuación 2.67. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal para $vu \geq 0.125 \cdot f'c$	63
Ecuación 2.68. Área de acero transversal mínimo.....	63
Ecuación 2.69. Cortante resistente nominal.....	63
Ecuación 2.70. Cortante resistente.	63

RESUMEN

En el presente trabajo de integración curricular se aborda el diseño técnico y económico de la superestructura de un puente tipo viga-losa simplemente apoyado de 28 metros con vigas de hormigón postensado. Empleando la norma AASHTO LRFD 2020, complementada por la ACI 318-19, NEC-15 y la NEVI-12, para el diseño técnico. Y en cuanto al diseño económico, se empleó el método de análisis de precios unitarios.

Tomando en consideración el diseño definitivo obtenido, se efectúa una comparación con la variante de acero. Esto tiene como propósito identificar cuál de las opciones resulta más ventajosa en términos de su aplicabilidad en Ecuador.

La superestructura diseñada tiene una sección transversal de 8 metros de ancho, que incluye voladizos de 1 metro en los extremos. Esta estructura está compuesta por 4 vigas dispuestas a una separación de 2 metros entre sí. La superficie de circulación se compone de dos carriles de 3.6 metros de ancho, recubiertos con una capa de asfalto bituminoso, no se cuenta con veredas o bordillo intermedio.

Los resultados proporcionan las dimensiones definitivas de los elementos, peso total de la superestructura, cantidades de obra, programación de obra y presupuesto. Obteniendo un costo total de \$113,578.33 para la superestructura, lo que se traduce a \$507.05/m².

Tras llevar a cabo la comparación propuesta de vigas de acero, se llegó a la conclusión de que la utilización de vigas de hormigón resulta más económica. Esta elección presenta una ventaja significativa, con un ahorro de \$115,684.50 en comparación con su contraparte.

PALABRAS CLAVE: superestructura, hormigón postensado, AASHTO LRFD 2020, puente viga-losa.

ABSTRACT

In the present curricular integration work, the technical and economic design of the superstructure of a simply supported 28-meter-long girder-slab bridge with post-tensioned concrete girders is addressed. The AASHTO LRFD 2020 code, supplemented by ACI 318-19, NEC-15, and NEVI-12, was employed for the technical design. As for the economic design, the method of unit price analysis was used.

Considering the finalized design, a comparison is conducted with the steel variant. The aim is to determine which of the options proves more advantageous in terms of its applicability in Ecuador.

The designed superstructure features a cross-sectional width of 8 meters, including 1-meter cantilevers at the ends. This structure consists of 4 beams arranged at a 2-meter separation. The traffic surface comprises two lanes of 3.6 meters in width, covered with a layer of asphalt bitumen. No sidewalks or intermediate curbs are present.

The results yield the definitive dimensions of the elements, the total weight of the superstructure, quantities of work, construction scheduling, and budget. An overall cost of \$113,578.33 for the superstructure is obtained, translating to \$507.05/m².

Upon completing the proposed comparison with steel beams, the conclusion is reached that the use of concrete girders is more cost-effective. This choice offers a significant advantage, resulting in savings of \$115,684.50 compared to its counterpart.

KEYWORDS: Superstructure, post-tensioned concrete, AASHTO LRFD 2020, girder-slab bridge.

1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

Los puentes tienen como objetivo principal el comunicar dos espacios separados por un accidente geográfico como lo puede ser un valle, cuerpo de agua o cualquier otro obstáculo físico. Además, son un pilar fundamental en la infraestructura vial de cualquier país, ya que son elementos de gran relevancia para la conectividad entre ciudades, acortando distancias y disminuyendo de tal forma los tiempos de desplazamiento y a su vez los costos en el transporte, fomentando de tal manera el desarrollo y progreso económico de dichas ciudades.

De tal forma que, en Ecuador, la construcción de puentes no es menos relevante en la incidencia del progreso nacional, un claro ejemplo es el Puente de la Unidad Nacional construido en 1971 encargado de comunicar a la ciudad de Guayaquil con los demás cantones del Guayas y a la par con las regiones interandinas, el cual benefició a la ciudad con desarrollo comercial y turístico, o el Puente Bahía- San Vicente inaugurado en 2010 que permitió potenciar el puerto de Manta facilitando el transporte de mercancías provenientes tanto del norte como centro del país hacia la ciudad ya mencionada, entre otros. Con lo cual, debido a la relevancia de estas estructuras y recordando la geografía diversa y accidentada del país es imprescindible contar con puentes de diferentes luces que resulten al menor costo posible, por ello es vital plantear mejores tecnologías de diseño y construcción y métodos modernos que permitan disminuir la mano de obra, el costo de material y el mantenimiento [1].

Con ello se plantea la utilización de hormigón postensado en la construcción de vigas para puentes, el cual permite utilizar secciones estructuralmente más eficientes consiguiendo incrementar las luces y optimizando los materiales. A pesar de que, en otros países generalmente desarrollados, existe un gran avance en el diseño y construcción de puentes tipo viga losa con hormigón postensado, en Ecuador no sucede lo mismo, con ello se evidencia la necesidad de incursionar en este sistema constructivo.

Por lo que este trabajo tiene como objetivo el diseño de la superestructura, la cual incluye las vigas tanto interiores como exteriores, diafragmas y la losa, de un puente de un solo vano de 28 metros utilizando hormigón postensado para lo cual se emplearán normas nacionales, entre las cuales se encuentran la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) [2] y la Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12) [3] e internacionales como la norma de la Asociación Americana de Concreto (ACI-19) [4] de las cuales se tomará en consideración los materiales, especificaciones técnicas y procedimientos constructivos, por otro lado,

debido a la falta de información para el diseño de puentes en Ecuador se emplearán las Especificaciones de Diseño de Puentes (AASHTO LRFD 2020) [5].

Además, se planteará los pasos requeridos para la construcción de la superestructura con los cuales se podrán establecer los rubros que permitirán efectuar el análisis económico de los elementos diseñados, esto se efectuará considerando los precios de mano de obra materiales de construcción y equipo en Ecuador, con el fin de lograr una comparación económica con la variante de vigas de acero, de tal forma que se pueda establecer la opción más favorable para la aplicación dentro del país.

1.1 Objetivo general

Realizar el diseño y costo de la superestructura de un puente tipo viga losa de 28 metros de luz sin apoyo intermedio, utilizando vigas de hormigón postensado.

1.2 Objetivos específicos

1. Diseñar la superestructura de un puente de 28 m de luz sin apoyos intermedios con vigas de hormigón postensado, de acuerdo con lo indicado ACI-19, NEC-15, AASHTO LRFD 2020 y NEVI-12.
2. Describir los criterios a considerar para el diseño a flexión y corte de puentes con vigas de hormigón postensado.
3. Realizar el costo de la superestructura del puente diseñado, basándose en los precios de materiales de construcción, mano de obra y equipo presentes en el país.
4. Comparar técnica y económicamente las superestructuras del puente con vigas de hormigón postensado y con vigas de acero para determinar la más ventajosa para su aplicación en Ecuador.

1.3 Alcance

El proyecto actual se enfoca en el diseño de vigas tanto interiores como exteriores, diafragmas y losa de un puente de un solo vano tipo viga-losa de 28 metros de luz desprovisto de pilares intermedios utilizando hormigón postensado para lo cual se emplearán normas nacionales, entre las cuales se encuentran la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) [2] y la Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12) [3] e internacionales como la norma de la Asociación Americana de Concreto (ACI-19) [4] y las Especificaciones de Diseño de Puentes (AASHTO LRFD 2020) [5].

Además, se efectuará el análisis económico de los elementos descritos apoyándose en los precios de mano de obra, materiales de construcción y equipo en Ecuador, y con ello realizar una comparación económica y técnica con la superestructura de un puente realizado con vigas de acero para establecer la variante más favorable para su uso dentro del país.

1.4 Marco teórico

1.4.1 Puente viga-losa

Estos puentes son la forma más natural y sencilla de puente entre dos puntos. El uso de vigas como elemento de puente natural es abundantemente evidente en la naturaleza, como un tronco de árbol caído sobre un arroyo o formaciones rocosas sobre suelo erosionado, todo lo cual proporciona tanto a las personas como a los animales un acceso seco y seguro a través de un obstáculo. El uso de vigas como elemento puente hecho por el hombre probablemente evolucionó como una extensión exterior del sistema de piso o techo de una vivienda interior [6].

1.4.1.1 Superestructura

1.4.1.1.1 Viga

Elemento longitudinal del puente que soporta la losa del tablero transportando las cargas externas y transmitiéndolas a los elementos que forman parte de la subestructura, como lo son: los apoyos, estribos, tapas de pilares o vigas transversales [6].

1.4.1.1.2 Tablero

Descansa directamente sobre las vigas longitudinales o sobre largueros y viguetas transversales, proporcionando una superficie de rodadura, soportando directamente las cargas externas y posterior a ello transfiriéndolas a las vigas [6].

1.4.1.1.3 Diafragma

Mejora la distribución de cargas entre vigas y ayudan a estabilizar las vigas durante la construcción, sin embargo al ser opcionales suelen eliminarse debido a su costo inicial [7].

1.4.1.1.4 Barreras, guardavías y barandillas

Elementos estructurales secundarios de seguridad vial que se colocan a lo largo del puente, sirven como elemento de contención de los vehículos dentro de la superficie de

conducción designada, su función radica en redireccionar a los vehículos y mantenerlos dentro de la carretera [8].

1.4.1.1.5 Apoyos

Se función es transferir todas las cargas desde los elementos de la superestructura a aquellos que conforman la subestructura, además de proporcionar a la superestructura de rotación y traslación [6].

1.4.1.1.6 Juntas

Permite el movimiento de los distintos tramos que conforman la superestructura producidos por demandas sísmicas, térmicas y de contracción. Se deben utilizar con moderación pues demandan costos de mantenimiento [6].

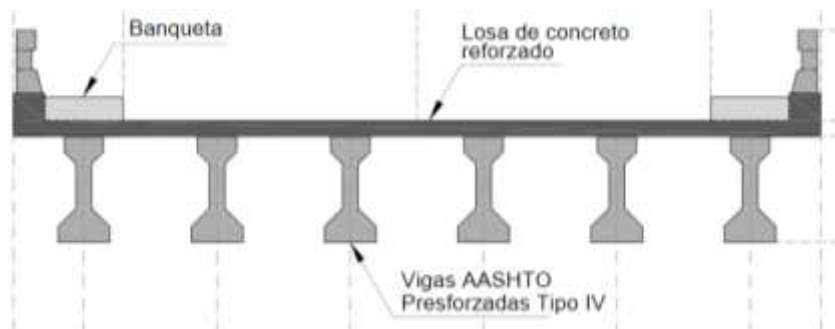


Figura 1.1. Vista transversal de la superestructura de un puente Viga-Losa.

Fuente: Carranza, 2018 [9].

1.4.2 Vigas presforzadas

1.4.2.1 Definición

El presfuerzo se enfoca en la imposición de esfuerzos internos a una estructura que tienen dirección opuesta a los que se va a causar por las cargas de servicio o trabajo impuestas. Este sistema es empleado principalmente en la construcción de vigas de hormigón, para compensar los esfuerzos de tensión resultantes por las cargas sobrepuestas y a su vez por el peso propio del elemento. En el caso más general, las cargas impuestas causarán un momento positivo en el miembro, el cual al presforzarse se inducirá a un momento negativo que contrarrestará parcialmente o en su totalidad al momento positivo. El efecto de colocar presfuerzo con el propósito de contrarrestar el impacto del peso propio de la viga, se conoce como "viga sin peso propio".

En la **Figura 1.2.** se puede representar al presfuerzo con una fila de libros que es sujeta en sus extremos por unas manos, la “viga” puede llegar a resistir cargas verticales siempre que el esfuerzo de compresión resultante de la presión ejercida por las manos sea mayor que el esfuerzo de tensión ejercido por el peso propio de los libros, proporcionando así resistencia a momento a una viga que no la tendría si no estuviese comprimida o presforzada [10].

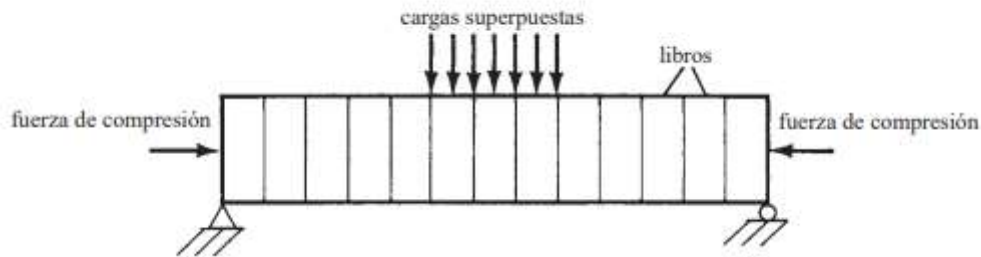


Figura 1.2. Presfuerzo
Fuente: McCormac, 2011 [10].

Este sistema toma en cuenta la propiedades de los cables a retomar su longitud original una vez estirados, lo que provoca que la parte interior de la viga se comprima, produciendo así un momento de flexión negativo que contrarrestará el momento positivo generado por cualquier carga de gravedad colocado sobre el elemento y el causado por el peso de la viga [10].

1.4.3 Vigas postensadas

1.4.3.1 Definición

Una de las subdivisiones del concreto presforzados es el hormigón postensado, el cual consiste en el tensado de los tendones una vez que se haya vertido el hormigón y se espere a que este obtenga la resistencia requerida [10].

El proceso constructivo se enfoca en colocar en la cimbra tubos que van a ser los conductos ya sean de plástico o metal como se ejemplifica en la **Figura 1.3**, por los cuales van a pasar los tendones que se podrían colocar previamente al colado del hormigón o insertar después. Posterior a ello, una vez obtenida la resistencia requerida del hormigón solicitada por el proyecto, los tendones se tensan y unen en los extremos mecánicamente con dispositivos de anclaje, los cuales permitirán a los tendones mantener su condición tensada. De esta forma, las fuerzas de presfuerzos que se van a transferir al hormigón serán por apoyo extremo y no por adherencia [10].

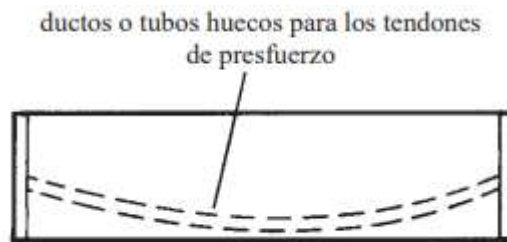


Figura 1.3. *Viga postensada.*
Fuente: McCormac, 2011 [10]

Sin embargo, en el postensado se tienen dos posibilidades, emplear tendones adheridos o no adheridos. En el primer caso, los ductos colocados suelen ser de plástico o metal tal como de aluminio o acero. Y además resulta factible usar varillas de acero, tubos o núcleos de caucho que se colocan conjuntamente al vertido del hormigón y que se retiran tiempo después, para luego del tensado inyectar lechada de cemento dentro del ducto (grout) y con ello conseguir la adherencia requerida. La función que cumple la lechada no es únicamente de adherencia, también funciona como una capa útil para preservar al acero contra la corrosión y en ausencia de esta, que es el caso de los tendones no adheridos, vienen recubiertos de grasa para protegerlos [10].

Características

1.4.3.2 Ventajas

- En caso de que se produzca fisuración debido al efecto de una tracción algo excesiva, considerando que la armadura aún debe estar en régimen elástico, si la pieza se descarga, las fisuras se cerrarán automáticamente [11].
- Debido a que las vigas trabajan a partir del presfuerzo, es posible trabajar con las secciones transversales completas para resistir las cargas, de tal manera que a diferencia del hormigón convencional, se puede emplear secciones más pequeñas que van a resistir las mismas cargas o a su vez secciones iguales para vanos más grandes [10].
- Los elementos presforzados tienden a no agrietarse bajo cargas de trabajo, al presentar menos grietas a comparación del concreto reforzado este requiere menos mantenimiento y dura más, de tal manera que en costo general incluyendo costo inicial y de mantenimiento el concreto presforzado es más económico [10].

- Debido a que el momento negativo causado por el presfuerzo causa combadura en las vigas, las deflexiones totales resultantes serán menores [10].
- En última instancia, se observa una disminución en los esfuerzos de tracción diagonal, y secciones sometidas a cargas de trabajo con mayor resistencia. Además, se destaca un mejor comportamiento ante el impacto y la fatiga. Esto implica que la estructura posee una mayor capacidad para soportar cargas cíclicas y situaciones de impacto [10].

1.4.3.3 Desventajas

- El acero no tiene la misma libertad que en el hormigón armado de curvarse debido a que lo restringe el tubo, amortiguando el efecto del tesado de forma irregular y no es fácil de prever [11].
- No basta con considerar el estado final de tensión en la estructura, también se debe tomar en cuenta el efecto inicial provocado por el tensado cuando aún no existe una carga exterior. Debido a esto, en algunos casos se opta por emplear vigas T invertidas para resistir esa compresión excéntrica que los tendones producen sobre el miembro [11].
- El hormigón y acero para postensado debe ser de alta resistencia, además involucra una cimbra más compleja que requiere una mano de obra calificada que implica un costo superior [10].
- Se debe revisar condiciones adicionales de esfuerzo durante el diseño que suceden cuando las fuerzas iniciales por presfuerzo son aplicadas por primera vez, después de que se han presentado las pérdidas del presfuerzo y finalmente cuando se presenten ciertas condiciones de carga [10].
- Existe un costo adicional correspondiente a las placas de extremo de viga y los dispositivos de anclajes [10].

1.4.4 Materiales

1.4.4.1 Hormigón normal y liviano

1.4.4.1.1 Resistencia a la compresión

Los valores del f_c a utilizarse dentro del diseño deberán escogerse según los criterios determinados en las normas, las cuales establecen ciertos límites. La norma AASHTO,

2020 recalca que hormigones cuya resistencia se encuentre por debajo de los 16 MPa no deberán ser utilizados en aplicaciones estructurales. Mientras que la NEC 15 [2] limita a una resistencia mínima de 21 MPa, además menciona que para el hormigón postensado el f'_c de diseño no deberá ser menor a 28 MPa, resistencia que se obtendrá a 28 días después de la colocación del hormigón. De igual manera, en dicha sección se observa que el hormigón a utilizar en para concreto postensado entra en la clase P cuya restricción limita a 20 mm el tamaño nominal del agregado [5].

1.4.4.1.2 Coeficiente de expansión térmica

Deberá ser definido a partir de ensayos de laboratorio con la dosificación exacta a utilizarse en obra, sin embargo, si se carece de estos datos se empleará las siguiente fórmula para hormigones de densidad normal [5].

$$\text{Coeficiente de expansión térmica} = 10.8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$$

Ecuación 1.1. Coeficiente de expansión térmica para hormigones de densidad normal

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

1.4.4.1.3 Módulo de elasticidad

La norma AASHTO del 2020 propone que en el caso de hormigones con $\gamma_c = 2320 \text{ kg/m}^3$ el módulo de elasticidad podrá ser calculado con la **Ecuación 1.2.** y sustituyendo f'_c en MPa:

$$E_c = 15260\sqrt{f'_c}$$

Ecuación 1.2. Módulo de Elasticidad en función de f'_c .

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

La Norma NEC-SE-HM propone que el módulo de elasticidad puede calcularse a partir de la **Ecuación 1.3.**

$$E_c = 1.15 \cdot \sqrt[3]{E_a} \cdot \sqrt{f'_c}$$

Ecuación 1.3. Módulo de Elasticidad en función de E_a

Fuente: NEC-SE-HM, 2014 [2].

La **Tabla 1.1.** muestra los valores de E_a correspondiente al módulo de elasticidad de los agregados que se hallan en Ecuador.

Tabla 1.1. Valores típicos del módulo de elasticidad de los agregados E_a

Tipo	Procedencia	E_a (GPa)
Caliza (Formación. San Eduardo)	Guayaquil – Guayas	67.9
Chert (Formación. Guayaquil)	Guayaquil – Guayas	15.8
Diabasa (Formación. Piñón)	Chivería – Guayas	89.3
Tonalita	Pascuales – Guayas	74.9
Basalto (Formación. Piñón)	Picoazá – Manabí	52.5
Basalto	Pifo – Pichincha	27.2
Ígnea (Andesitas, basaltos, Granodioritas)	Río Jubones – El Oro	110.5
Volcánica	La Península – Tungurahua	17.5

Fuente: NEC-SE-HM [2]

Siguiendo los métodos establecidos en la norma ACI 318-19, se calculará E_c a partir de la **Ecuación 1.4**, que se aplica a hormigones de densidad normal.

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$$

Ecuación 1.4. *Módulo de Elasticidad*

Fuente: Committee 318, 2019 [4].

1.4.4.1.4 Coeficiente de Poisson

Este puede ser determinado en base a ensayos físicos, sin embargo, puede ser asumido como 0.2 tanto para hormigones de baja y normal densidad. El efecto de este coeficiente puede llegar a despreciarse para elementos que se anticipan se someterán a fisuración [5].

1.4.4.2 Acero de refuerzo

1.4.4.2.1 Características generales

La norma AASHTO en su edición 2020 menciona el acero de refuerzo, como el alambre conformado en frío, alambre corrugado y las mallas soldadas de alambre liso y corrugado deberán cumplir con los requisitos especificados en la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications. Además, este acero deberá ser corrugado, a excepción de estribos cerrados, espirales y mallas de alambre en los que se emplearan barras lisas [5].

Para el grado de acero que se selecciones se debe cumplir que el límite nominal de fluencia en el diseño tenga el mínimo valor especificado. Sin embargo, es importante tener en cuenta que no se deben emplear esfuerzos de fluencia que excedan los 520 MPa. La

documentación técnica debe indicar claramente el grado de los alambres o barras juntamente. El uso de barras que tengan un límite de fluencia menor a 420 MPa, se permitirá si es aprobado por el propietario correspondiente [5].

1.4.4.2 Módulo de elasticidad

Deberá ser asumido como 200 000 MPa para límites de fluencia mínimos especificados hasta 690 MPa [5].

1.4.4.3 Acero para postensado

1.4.4.3.1 Características generales

Los cables de siete alambres sin recubrimiento, de baja relajación, así como barras lisas o corrugadas sin recubrimiento de alta resistencia, deben estar en conformidad con las siguientes normas:

- AASHTO M 203/M 203M (ASTM A416/A416M), o
- AASHTO M 275/M 275M (ASTM A722/A722M)[5].

En la **Tabla 1.2.** se especificará la resistencia y el esfuerzo de fluencia del acero en función de su material y tipo.

Tabla 1.2. Propiedades de barras y cables de presfuerzo

Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia	
			a la tracción f_{pu} (MPa)	Límite elástico f_{py} (MPa)
Torones	1724 MPa	6.33 a 15.24	1724	85% de f_{pu} excepto
	1860 MPa	9.52 a 15.24	1860	90% f_{pu} para torones de baja relajación
Barra	Tipo 1 , Lisas	19 a 35	1035	85% f_{pu}
	Tipo 2 , Corrugadas	16 a 63.5	1035	80% f_{pu}

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

1.4.4.3.2 Módulo de elasticidad

Dado a la inexistencia de datos que posean mayor precisión, para acero presforzado el módulo de elasticidad puede ser considerado como:

Para torones $E_p = 197\ 000$ MPa y

Para barras $E_p = 207\ 000$ MPa [5].

1.4.4.4 Dispositivos de anclaje y acoplamiento para postensado

En cada extremo de un tendón, la fuerza se transfiere al hormigón mediante un sistema de anclaje. Para torones pretensados, el anclaje se realiza mediante adherencia y fricción del torón desnudo colado en el hormigón, mientras que, para tendones postensados, el anclaje se logra mediante el uso de bloques de anclaje o un anclaje de extremo muerto encapsulado. La **Figura 1.4.** presenta una disposición de anclaje para una barra postensada. La barra se mantiene en su lugar mediante la tuerca roscada y la fuerza de la barra se transfiere a través de las roscas y la tuerca al bloque de anclaje que se vierte en el hormigón [12].



Figura 1.4. Barra de presfuerzo y anclaje

Fuente: Hewson, 2003 [12].

Los dispositivos de anclaje y acoplamiento utilizados en el postensado deben cumplir con las especificaciones del capítulo 10.3.2 de las normas AASHTO. El resumen de su detalle y diseño se presenta a continuación:

- Los dispositivos de acoplamiento y anclaje deben asegurar un anclaje de al menos el 95% de la resistencia última mínima especificada para el acero de presfuerzo, sin exceder el movimiento de acuñamiento previsto en el diseño de los anclajes.
- Para zonas en las cuales los tendones tengan una curvatura fuerte, se debe evitar el uso de estos dispositivos de acoplamiento.

- Los dispositivos de acoplamiento solo deben ser utilizados en las zonas admitidas por el ingeniero a cargo o que se encuentren detalladas en los documentos técnicos del proyecto.
- La longitud en la cual se colocará los dispositivos de acoplamiento debe ser la suficiente para que se puedan dar los movimientos que se requiera.
- Si existen dispositivos de anclaje o acoplamiento adherentes en secciones críticas en términos de resistencia límite, la resistencia requerida de los tendones adherentes no debe ser mayor que la resistencia del conjunto del tendón, incluyendo el dispositivo de anclaje o acoplamiento, ensayado en un estado no adherente.
- Si se encuentran presentes dispositivos de acoplamiento o anclaje que están adheridos en secciones críticas en términos de resistencia, la demanda de resistencia en los tendones adherentes no debe superar la capacidad de resistencia del tendón, considerando el dispositivo de acoplamiento o anclaje, y verificada en un estado en el que no exista adherencia.
- Los límites especificados no deben ser excedidos por los esfuerzos en el hormigón que se encuentre en la parte inferior de las placas de distribución.
- Se necesita verificar la clasificación por medio de ensayos de este tipo de dispositivos, a excepción de que en ensayos o experiencias previas del ingeniero estos hayan resultado satisfactorios.

Los anclajes, tendones, acoplamientos y accesorios deben ser protegidos a fin de que dichos elementos no se corroan [5].

1.4.4.5 Ductos para postensado

Con el postensado interno, se utiliza un ducto para formar un vacío a través del hormigón en el cual se colocará el tendón. Tradicionalmente, los conductos están hechos de acero corrugado como se ejemplifica en la **Figura 1.5.**, sin embargo, estos pueden ser no metálicos como los ductos de plástico de alta densidad **Figura 1.6.** [12].



Figura 1.5. Ducto de Acero corrugado
Fuente: MTT-MAXIM, 2015 [13].



Figura 1.6. Ducto de Plástico corrugado
Fuente: Federal Highway Administration, 2016 [14].

1.4.4.5.1 Características

Los ductos para tendones deben ser metálicos o no metálicos y deberán cumplir los requerimientos del capítulo 10.8.2 de la norma AASHTO. El radio mínimo de curvatura de los ductos de los tendones deberá tener en cuenta el tamaño del tendón, el tipo y la forma de ducto, y la ubicación relativa al anclaje de tensión, sujeto a las recomendaciones del fabricante [5].

Los ductos deben cumplir con que su radio de curvatura sea igual o mayor a 6000 mm, a excepción de las áreas de anclaje en las cuales se permite un radio de 3600 mm. No se podrán utilizar ductos de polietileno en caso de que el tendón tenga un radio de curvatura menor a 9000 mm. En situaciones en las que se utilicen tendones que sean adherente además de ductos de polietileno, es necesario realizar una investigación de la adherencia entre los ductos y el hormigón circundante, así como las consecuencias en los ductos que pueda producir la presión al momento de inyectar el mortero en los ductos y el concreto

adyacente. Los apoyos de los ductos deberán cumplir con un intervalo máximo especificado en el contrato y cumplir con el artículo 10.4.1.1 de la AASHTO. Para ambientes corrosivos, se recomienda generalmente el uso de ductos no metálicos. En el contrato se debe detallar el tipo de material a emplear para el ducto en caso de que solo se admita un tipo en particular [5].

1.4.4.5.2 Tamaño de los ductos

Se debe cumplir con que el ducto posea un diámetro interior mínimo de 6 mm más grande que el diámetro nominal que tenga el cable o barra utilizado. Para tendones compuestos por varios cables o barras, el área interior del ducto debe ser al menos el doble del área del acero de presfuerzo. Sin embargo, hay una excepción: cuando los tendones se instalan mediante la técnica de tracción, el conducto debe tener un área mínima de 2.5 el área neta del acero presforzado. En cuanto al tamaño de los ductos en el concreto estructural, este no debe exceder en 0.54 el menor grosor bruto de hormigón presente en el conducto [5].

1.4.4.5.3 Placas de cuña (Wedge Plates) y cuñas de anclaje

Son aquellas que transfieren la fuerza de pretensado de los torones al anclaje y se ubican juntamente con la placa de apoyo como se presenta en la **Figura 1.7**.

Para que los torones tengan un adecuado anclaje es fundamental el buen rendimiento de las cuñas. Se han desarrollado varias cuñas para sistemas y aplicaciones particulares, por lo que no existe una única cuña estándar. Sin embargo, las cuñas para sistemas de postensado deben tener las siguientes características:

- Longitud de cuña de mínimo 2,5 veces el diámetro del hilo.
- Ángulo de cuña de 5 a 7 grados.
- Dientes internos cerrados para agarre del cordón.
- Acero aleado o de bajo carbono cementado.
- Dos o tres partes con un clip de retención de alambre de resorte o una junta tórica en una ranura alrededor del extremo grueso de la cuña. [14]

1.4.4.5.4 Placas de apoyo (Bearing Plates)

Una placa de apoyo básica es una placa plana que se apoya contra el concreto. Esto incluye placas rectangulares, cuadradas, o redondas, cizalladas o cortadas con soplete de una placa de acero fácilmente disponible. Las placas de apoyo básicas se utilizan junto con

chapas de metal galvanizadas o trompetas de plástico para hacer la transición desde el espacio entre hilos en la placa de cuña hasta el conducto. Los anclajes básicos de placas de apoyo deben satisfacer con los requisitos propuestos en la sección 10.3.2 de la AASHTO [14].

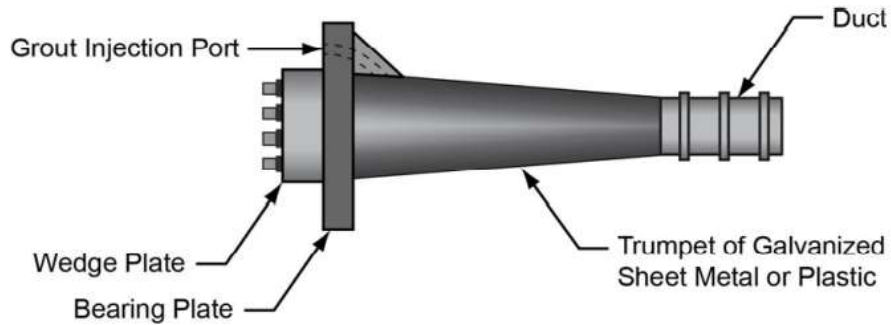


Figura 1.7. Sistema básico de anclaje de placa de apoyo
Fuente: Federal Highway Administration, 2016 [14].

1.4.4.5.5 Equipo hidráulico para el postensado

Los gatos típicos para tendones de un solo torón y de varios torones se muestran en las **Figura 1.8.** y **Figura 1.9.** respectivamente. La **Figura 1.10.** muestra un gato típico para tendones de barra. Estos gatos son accionados hidráulicamente, con aceite bombeado en el pistón para aplicar carga al tendón. Los gatos más grandes pueden generar una fuerza de tracción superior a 11770 kN (1200 toneladas) [12].



Figura 1.8. Gato para postensado de monotorón.
Fuente: CPS, 2019 [15].



Figura 1.9. Gato para postensado de multitorones
Fuente: CPS, 2019 [15].



Figura 1.10. Gato para postensado típico para tendones de barra.
Fuente: Hewson, 2003 [12].

2 METODOLOGÍA

2.1 Descripción de la configuración estructural

El corte transversal de la superestructura del puente detallada en la **Figura 2.1** está conformada de dos vigas de borde de hormigón postensado ubicadas a una distancia de 1 metro respecto a cada extremo de la sección, además de contar con vigas centrales de iguales características con 2 metros entre ejes y de diafragmas entre vigas. Adicional a ello, en la parte superior a las vigas se encuentra la losa con una distancia total de 8 metros la cual cuenta con una capa de asfalto con una pendiente correspondiente al 2% y barreras en cada extremo. Se trabajó con un hormigón $f_c = 30$ MPa, acero longitudinal de $f_y = 420$ MPa y las características de los torones se detallarán más adelante. Adicional a ello, para el diseño preliminar se utilizó un porcentaje de pérdidas dependientes del tiempo Δf_{pLT} del 20% ($R(1 - \Delta f_{pLT}) = 80\%$).

Además, en cuanto a la notación que se utilizará en las ecuaciones, se adjuntará cada término con su respectivo significado en el **ANEXO I**.



Figura 2.1. Vista frontal del puente con vigas de hormigón postensadas

Fuente: Autoría propia.

Por otro lado, en el perfil longitudinal de la superestructura como se puede visualizar en la **Figura 2.2** contará de un solo vano de 28 m con apoyos en sus extremos.

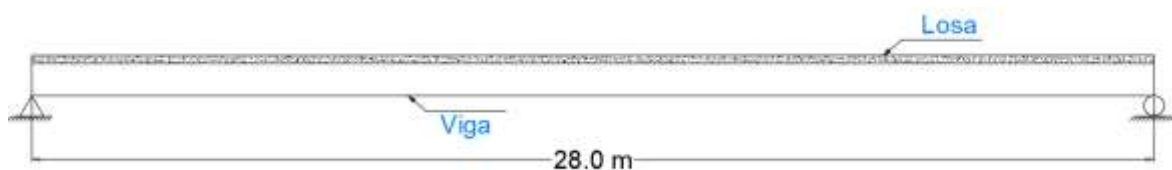


Figura 2.2. Perfil longitudinal del puente con vigas de hormigón postensadas

Fuente: Autoría propia.

2.2 Análisis de cargas

2.2.1 Estados límites

2.2.1.1 Estado de límite de Resistencia

Se considera necesario para asegurar que el puente tenga la capacidad de proporcionar la estabilidad y resistencia adecuadas tanto a nivel local como global de la estructura. De este modo, el puente será capaz de soportar las combinaciones de carga que se consideran significativas estadísticamente y que se considera que ocurran a lo largo de su vida útil [5].

2.2.1.2 Estado límite de Fatiga y Fractura

Este se basa en los requisitos de material establecidos en las especificaciones de la AASHTO de materiales [5].

Mientras que se define a las limitaciones en el intervalo de esfuerzos que surgen debido al paso repetido de un camión de diseño a través de un número preestablecido de ciclos de esfuerzo al estado límite de fatiga.

2.2.1.3 Estado límite de Servicio

Está definido por las restricciones en las deformaciones, esfuerzos, y apertura de fisuras que se presentan en condiciones normales de funcionamiento [5].

2.2.1.4 Estado límite de eventos extremos

Deben ser tomado para asegurar que la estructura de un puente sobreviva durante situaciones de emergencia, como terremotos, inundaciones, colisiones con buques, vehículos, témpanos de hielo, o incluso bajo condiciones de socavación [5].

2.2.2 Modificador de las cargas por redundancia, ductilidad e importancia operativa

Cada componente y conexión debe cumplir con cada uno de los estados límite, la Ecuación 2.1, salvo que se especifique lo contrario. Para los estados límites de eventos extremos y de servicio, los factores de resistencia se considerarán como 1.0 [5].

$$\sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Ecuación 2.1. Ecuación básica de la metodología LRFD

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Es recomendable utilizar el siguiente valor de factor de modificación para cargas con un máximo valor de γ_i :

$$\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0.95$$

Ecuación 2.2. Factor de modificación de cargas para el máximo valor de γ_i .

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Para cargas con un mínimo valor de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$$

Ecuación 2.3. Factor de modificación de cargas para un mínimo valor de γ_i .

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

2.2.2.1 Ductilidad

El diseño y el detalle la configuración estructural del puente deben la producción de significativas deformaciones inelásticas y claramente perceptibles previo a que se produzca la falla, durante los estados límite de eventos extremos y resistencia [5].

Con lo cual, para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1.05$ Componentes y conexiones no dúctiles.

= 1.00 Diseños y detalles convencionales de acuerdo con las especificaciones

≥ 0.95 Componentes y conexiones que han sido objeto de medidas adicionales para aumentar su ductilidad más allá de lo definido en estas especificaciones.

Otros estados límites:

$\eta_D = 1.00$

2.2.2.2 Redundancia

La redundancia se refiere a la capacidad del sistema estructural para soportar cargas y mantener su integridad incluso después de sufrir daños en uno o más de sus componentes. La falla de uno de los componentes no necesariamente implica el colapso total de la estructura. Para cada estado límite tomado en consideración, la clasificación de los componentes como redundantes o no redundantes debe determinarse en función de su contribución a la seguridad del puente [5].

$\eta_R \geq 1.05$ Miembros no redundantes.

= 1.00 Niveles convencionales de redundancia.

≥ 0.95 Niveles excepcionales de redundancia.

Otros estados límites

$$\eta_R = 1.00$$

2.2.2.3 Importancia operacional

El dueño tiene la facultad de asignar la importancia operativa a una unión, elemento estructural o incluso al puente en su totalidad [5].

$\eta_I \geq 1.05$ Puentes esenciales o críticos.

= 1.00 Puentes típicos.

≥ 0.95 Puentes menos importantes.

Otros estados límites

$$\eta_I = 1.00$$

Los puentes asignados como esenciales o críticos son aquellos que, una vez inspeccionados tras un evento de diseño, deben mantenerse abiertos al tráfico y estar accesibles para vehículos de emergencia. Este procedimiento se lleva a cabo con el propósito de garantizar la seguridad, la defensa, la economía u otros objetivos secundarios, asegurando así la protección inmediata de la vida una vez ocurrido el evento de diseño [5].

Además, los puentes considerados esenciales deben cumplir con los requisitos mencionados anteriormente para a un sismo de 1000 años como periodo de retorno, mientras que los puentes asignados como críticos deben hacerlo para un periodo de retorno de 2500 años [5].

2.2.3 Carga muerta: DC, DW, y EV

Engloban el peso de cada uno de los elementos de la estructura, así como los accesorios conectados a ella, la capa de tierra, futuras sobrecargas y expansiones previstas [5].

Serán tomadas en cuenta de acuerdo con lo expuesto en la **Tabla 2.1**.

Tabla 2.1. Pesos unitarios de materiales empleados en construcción

Material	Peso unitario (kN/m³)	Peso unitario (kg/m³)
Acero	78.5	8005
Alquitrán	12	1224
Asfalto Bituminoso	22	2249
Arena de pómez seca	7	714
Arena húmeda	16	1632
Arena saturada	18	1835
Arena seca	14.5	1479
Asfalto	13	1326
Bloque hueco de hormigón	12	1224
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.5	867
Cal y arena	16	1632
Cemento compuesto cal y arena	18	1835
Cemento compuesto y arena 1:3 a 1: 5	20	2039
Grava (canto rodado)	16	1632
Gravilla húmeda	20	2039
Gravilla seca	15.5	1581
Hormigón amado	24	2447
hormigón simple	22	2243
Ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos)	10	1020
Ladrillo cerámico perforado (20 a 30% de huecos)	14	1428
Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos)	19	1937
Ripio húmedo	20	2039
Ripio seco	16	1632
Tierra húmeda	18	1835
Tierra saturada	20	2039
Tierra seca	14	1428

Fuente: NEC-15, Cargas No Sísmicas, 2015 [2].

2.2.4 CARGA VIVA

La carga viva de vehículos en las carreteras de puentes o estructuras secundarias, consistirá en una combinación de [5]:

- Camión o tándem de diseño

- Y la carga de carril de diseño.

2.2.4.1 Camión de diseño

La norma AASHTO LRFD 2020, describe que la carga viva vehicular utilizada para puentes es la HL-93, que se compone del camión, del tándem de diseño y de la carga de carril [5]. En Ecuador en cuestión, se utiliza el camión HL-93 con un aumento del 37.8% en la carga, lo que resulta en el camión de diseño representado en la **Figura 2.3**.

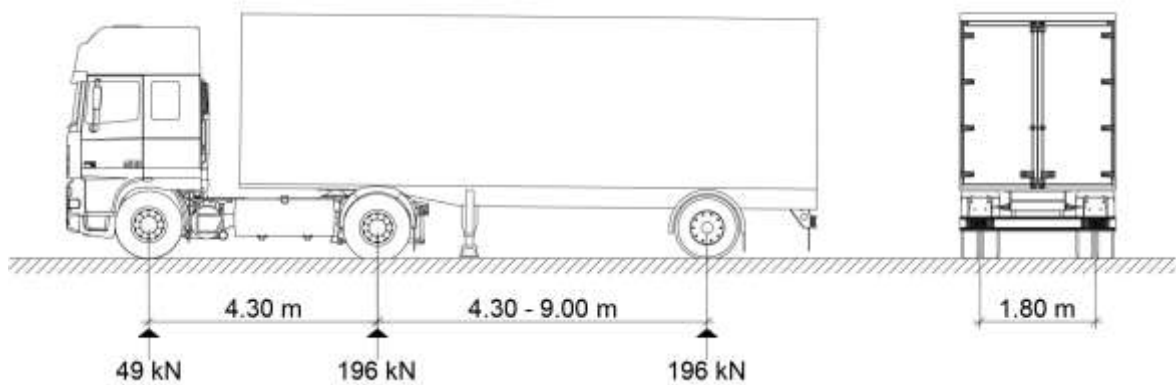


Figura 2.3. Camión de Diseño
Fuente: Autoría Propia

2.2.4.2 Tándem de diseño

Este se compone de dos ejes de 125 kN, distanciados entre ellos a 1.2m. Además, se considerará una separación transversal de 1.8 m entre las ruedas [5]. Para el caso de Ecuador se usa el tándem de la AASHTO con un aumento de carga del 37.8%. representado en la **Figura 2.4**.

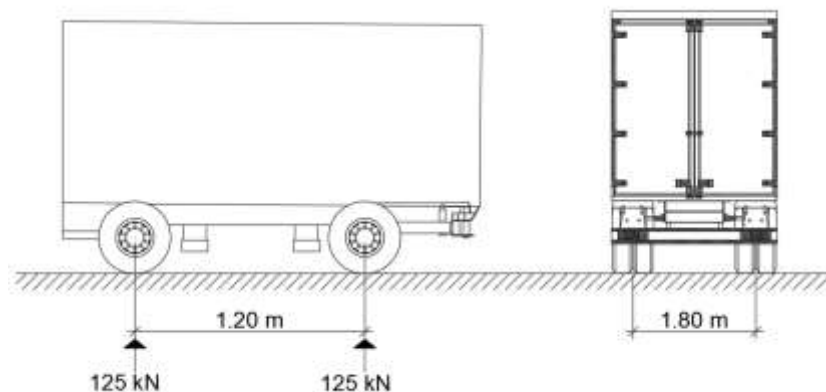


Figura 2.4. Tándem de diseño
Fuente: Autoría Propia

2.2.4.3 Carril de diseño

Se define como una carga de 9.3 kN/m distribuida uniformemente en dirección longitudinal. En cuanto a la distribución transversal, se considera uniformemente repartida en un ancho de 3 m. Es importante destacar que no se toma en cuenta la carga dinámica en la carga del carril [5].

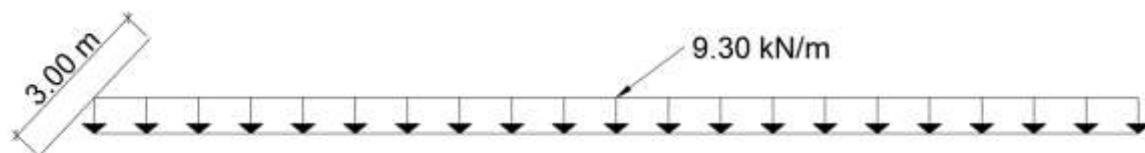


Figura 2.5. Carril de Diseño

Fuente: Autoría Propia

2.2.4.4 Factor de impacto

A excepción de las fuerzas de frenado y las centrífugas, los efectos estáticos del camión o del tándem de diseño, deben ser aumentados según lo establecido en la **Tabla 2.2** para considerar la carga dinámica permitida. Se aplicará un factor a la carga, que es igual a $(1 + IM/100)$. Es importante tener en cuenta que no se aplica a la carga de carril ni a las cargas de peatones o ciclistas [5].

Tabla 2.2. Factor de impacto, IM

Componente	IM
• Juntas de cubierta- todos los estados límite	75%
• Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los demás estados límite	33%

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

2.2.4.5 Factor de Presencia múltiple

Si no se indica lo contrario, se calculará el resultado de la fuerza de carga viva extrema tomando en cuenta todas las posibles combinaciones del número de carriles cargados por su respectivo factor de presencia múltiple. El cual considera la probabilidad de la presencia simultánea de varios carriles y se detallará en la tabla siguiente [5].

Tabla 2.3. Factores de presencia múltiple, m

Número de Carriles Cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.2
2	1
3	0.85
>3	0.65

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

2.2.4.6 Aplicación de la carga viva vehicular de diseño

Salvo especificación contraria, se considerará como resultado máximo para la fuerza extrema el valor más elevado de los siguientes:

- La combinación del efecto del tándem de diseño y la carga del carril.
- La combinación del camión de diseño con ejes de separación variable y la carga del carril.
- En caso del momento negativo que se presente entre los puntos de contraflexión sometida a una carga uniforme en la totalidad de los tramos y la reacción en los pilares interiores, se tomará un 90% del efecto de dos camiones de diseño que tengan una distancia de al menos 15 m desde el eje principal de un camión y el eje trasero del segundo camión, combinado con el 90% del efecto de la carga del carril de. Los ejes de cada camión tendrán una distancia de 4.3 m. Los dos camiones de diseño se colocarán en tramos contiguos para obtener los efectos máximos de fuerza.

2.2.5 Carga de Fatiga

Se calculará considerando la frecuencia de tráfico promedio diario de camiones en un solo carril ($ADTT_{SL}$, por sus siglas en inglés), la cual se aplicará a cada uno de los elementos del puente, incluso a los ubicados bajo carriles con un flujo de camiones menor. Si no se dispone de datos más precisos, se utilizará como estimación:

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

Ecuación 2.4. Camiones promedio por día en un carril.

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

Fracción de tráfico en un solo carril, se detallará en **Tabla 2.4.**

Tabla 2.4. Fracción de tráfico en un solo carril

Número de carriles disponibles para camiones	<i>p</i>
1	1.00
2	0.85
3 o más	0.80

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

El Tráfico Diario Promedio de Camiones (ADTT) se puede calcular con el Tráfico Diario Promedio (ADT) multiplicado a la fracción de camiones en el flujo de tráfico. En ausencia de información específica de la fracción de camiones en el lugar, se pueden utilizar los datos de la **Tabla 2.5** como referencia para puentes convencionales.

Tabla 2.5. Fracción de camiones en el tráfico

Tipo de vía	Fracción de camiones en el tráfico
Rural	0.20
Urbana	0.15
Otras urbanas	0.15
Otras rurales	0.10

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

2.2.6 Carga de Fuerza Centrífuga

Para calcular los efectos resultante de la fuerza de vuelco en las cargas de las ruedas, es necesario tener en cuenta el efecto centrífugo provocado por la carga viva. Este efecto se determina a partir de la **Ecuación 2.5.**[5]:

$$F_{CE} = C \cdot W = f \cdot \frac{v^2}{g \cdot R} \cdot W$$

Ecuación 2.5. Fuerza centrífuga

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

Se aplica el factor de presencia múltiple y no es necesario aplicar el de impacto.

2.2.7 Fuerza de frenado

Se tomará como la mayor de:

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

La fuerza de frenado se aplicará en cada uno de los carriles de diseño que estén sometidos a carga y presenten tráfico en la misma dirección. Se considerará que estas fuerzas actúan de forma horizontal a una distancia de 1.8 m sobre la superficie de la calzada, en cualquier trayectoria longitudinal, con la finalidad de generar efectos de fuerza extrema. En el caso de puentes que puedan ser modificados para ser unidireccionales en el futuro, se realizará la carga simultánea de todos los carriles de diseño.

Se deberá aplicar el factor de presencia múltiple, sin embargo, no se considerará el de impacto.

2.2.8 Fuerza de colisión

Salvo especificación contraria, según las condiciones del sitio, se llevará a cabo una evaluación de los estribos y pilares ubicados dentro de la zona despejada definida por la Guía de diseño de caminos de AASHTO para detectar posibles colisiones. En caso de colisión, se abordará mediante el diseño de resistencia estructural, redirección de la carga o absorción de esta. Si se elige la opción de resistencia estructural, será necesario que el pilar o estribo estén dimensionados para resistir una carga estática de 2670 kN. Esta fuerza se considerará aplicada en un rango de dirección de 0 a 15° con relación al borde de la carretera, en un plano horizontal y a una distancia de 0.6 a 1.6 m por encima del nivel del suelo. Se determinará la dirección y ubicación específicas que generen el cortante o momento crítico en el componente del pilar, así como en las conexiones con la cimentación o la tapa del pilar.

2.2.9 Carga sobre las barandas

2.2.9.1 Baranda para peatones

La carga viva prescrita para las barandillas peatonales de diseño será de $w = 0.73 \text{ kN/m}$, actuando tanto en la dirección transversal como en la vertical, simultáneamente. Adicional a ello, cada componente longitudinal deberá ser calculado para resistir una carga de 0.89 kN concentrada, que actuará en conjunción con las cargas mencionadas previamente. Esta carga concentrada puede aplicarse sobre la parte superior del componente longitudinal en cualquier punto y dirección.

En lo que respecta a los postes para las barandillas destinadas a peatones, se exigirá que estén calculados para soportar una carga viva concentrada de diseño. Esta carga se aplicará de manera transversal en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior. No obstante, en caso de barandillas que tengan una altura superior a 1.5 m, se aplicará en un punto que esté situado a 1.5 m sobre la superficie de la acera.

La carga viva concentrada sobre barandillas, conocido como P_{LL} , se calculará utilizando la siguiente fórmula:

$$P_{LL} = 890 + 0.73L$$

Ecuación 2.6. Carga viva concentrada sobre barandillas

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

2.2.9.2 Baranda para ciclistas

Se emplearán barandillas destinadas a ciclistas en los puentes diseñados en específico para el tránsito de bicicletas y en aquellos donde se considere necesaria la protección específica de los ciclistas.

Si la altura del riel excede los 140 cm sobre la calzada, el diseñador deberá determinar las cargas de diseño correspondientes. Para los primeros 140 cm de altura del pasamanos, las cargas de diseño no deben ser inferiores a las especificadas en el Artículo 13.8.2, a menos que la altura total del pasamanos sea mayor a 140 cm. En ese caso, se aplicará sobre un sitio situado 140 cm sobre la calzada.

2.2.10 Carga peatonal

Se aplicará una carga equivalente a 3.6 kN/m² a las aceras que tengan un ancho superior a 0.6 m. Esta se considerará a la vez junto con la carga viva de diseño del carril vehicular. Sin embargo, si los vehículos tienen acceso a la acera, no se tomará en cuenta la carga peatonal de manera simultánea. En el caso de que se planee eliminar una acera en el futuro, las cargas vivas de los vehículos se aplicarán a 0.3 m a partir del borde interior de la barrera para el cálculo del voladizo, y a 0.6 m desde el borde interior de la barrera para el dimensionamiento de los otros elementos. No se tomará en cuenta el factor de impacto en estos cálculos.

2.2.11 Cargas de viento: WS y WL

La presión del viento se determinará como:

$$P_z = 613 \cdot 10^{-6} \cdot V^2 \cdot K_z \cdot G \cdot C_D$$

Ecuación 2.7. Presión de diseño por viento

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

El coeficiente de presión de exposición y elevación, 1 para todas las combinaciones a excepción del estado límite de servicio IV y resistencia III donde se usa la **Tabla 2.6.**

.

El factor de presión de exposición y elevación se subdivide de acuerdo con la rugosidad de la superficie del terreno

Categoría “B”: Se refiere a áreas urbanas y suburbanas, así como boscosas o terrenos que contienen varias obstrucciones estrechamente espaciadas, como viviendas unifamiliares o estructuras de mayor tamaño.

Categoría “C”: Engloba terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, donde las alturas de las obstrucciones generalmente son inferiores a 33.0 pies. Esto incluye campos abiertos planos y pastizales.

Categoría “D”: Se refiere a áreas planas y despejadas, como superficies de agua, marismas suaves, salinas y hielo intacto. En esta categoría no hay obstrucciones presentes.

Tabla 2.6. Coeficiente de exposición y elevación de presión, K_z

Altura de la Estructura Z (m)	Exposición al Viento Categoría B	Exposición al Viento Categoría C	Exposición al Viento Categoría D
≤10	0.71	1	1.15
12	0.75	1.05	1.2
15	0.81	1.1	1.25
18	0.85	1.14	1.29
21	0.89	1.18	1.32
24	0.92	1.21	1.35
27	0.95	1.24	1.38
30	0.98	1.27	1.41
37	1.03	1.32	1.45
43	1.07	1.36	1.49
49	1.11	1.4	1.52
55	1.15	1.43	1.55
61	1.18	1.46	1.58
76	1.24	1.52	1.63
91	1.3	1.57	1.68

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

2.2.12 Carga de sismo

Los puentes deben ser diseñados de manera que presenten una reducida posibilidad de colapso, aunque puedan tener daños sustanciales y experimentar interrupciones en su servicio frente a movimientos sísmicos en un periodo de 75 años de vida útil, con 7% como probabilidad de excedencia, equivalente a 1000 años de periodo de retorno. En

ciertos casos, podría resultar necesario efectuar una sustitución parcial o completa del puente. Bajo la aprobación del propietario del puente, es posible contemplar niveles de desempeño más elevados [5].

El procedimiento establecido en la NEC-15 para calcular la fuerza sísmica tiene en cuenta un mapa de zonificación sísmica, con 475 años como periodo de retorno. Sin embargo, este procedimiento no es aplicable a puentes según las especificaciones de la AASHTO.

Dado que la norma AASHTO no ofrece detalles específicos para determinar la carga sísmica en Ecuador, se empleará la NEC-15, en particular el capítulo de Peligro Sísmico, que establece los requisitos y metodologías para el diseño resistente al sismo en el país.

2.2.12.1 Zonificación sísmica.

La ubicación específica donde se llevará a cabo la construcción definirá la zona sísmica, entre las 6 detalladas para Ecuador. Estas se clasifican según el valor Z que corresponde al factor de zona, el cual se puede determinar consultando el mapa presentado en la **Figura 2.6**.

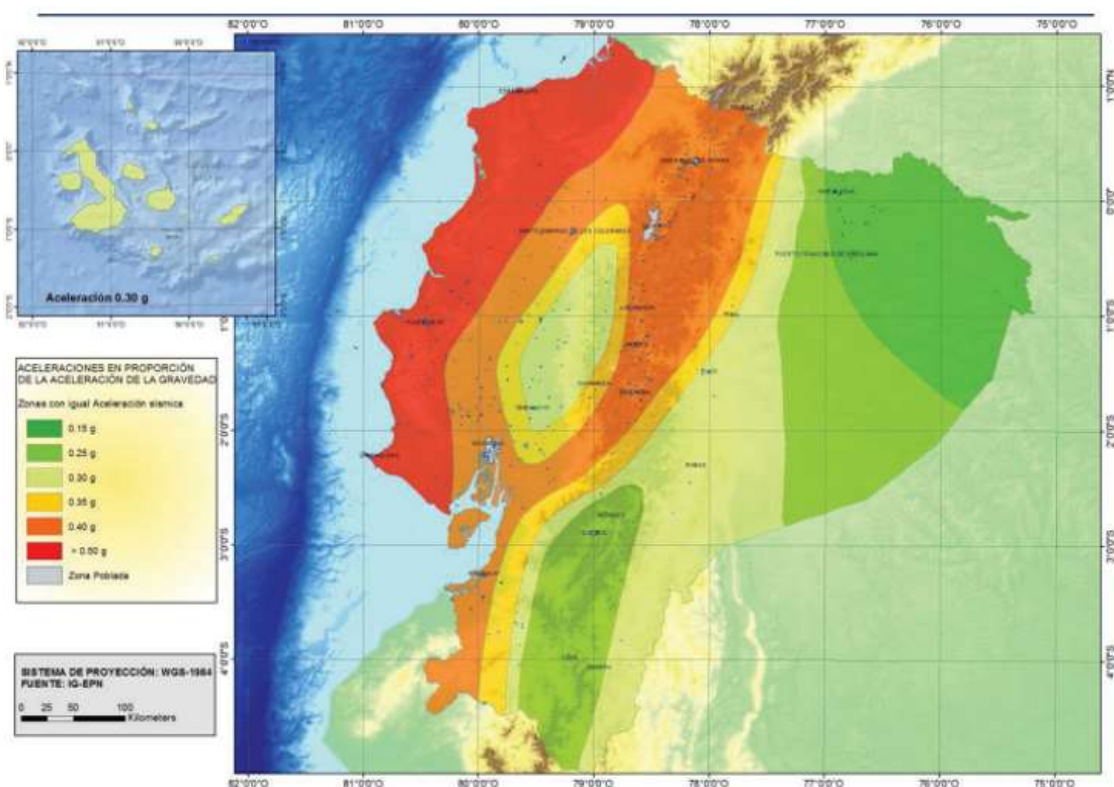


Figura 2.6. Zonas sísmicas en Ecuador.

Fuente: NEC-15, Peligro Sísmico- Diseño Sismorresistente, 2015 [16].

El mapa utilizado para la zonificación sísmica en el diseño se deriva de un estudio de peligro sísmico que considera en un periodo de 50 años una probabilidad de 10% de excedencia (equivalente a 475 como período de retorno). Este estudio ha determinado que la zona costera de Ecuador, conocida como Zona VI, presenta los valores más altos de aceleración sísmica en roca, llegando a una saturación de 0.50 g.

Tabla 2.7. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-15, Peligro Sísmico- Diseño Sismorresistente, 2015 [16].

2.2.12.2 Curvas de peligro sísmico

Para estructuras no edificables, como obras portuarias, puentes, y otras estructuras especiales, requiere la consideración de varios niveles de peligro sísmico para garantizar el cumplimiento de diversos niveles de desempeño. Estos niveles se determinan utilizando curvas de peligro sísmico probabilista que proporcionan la relación entre la aceleración sísmica esperada en roca (PGA) y la probabilidad anual de excedencia. Estas curvas permiten determinar los distintos niveles de aceleración sísmica que deben ser considerados en el diseño.

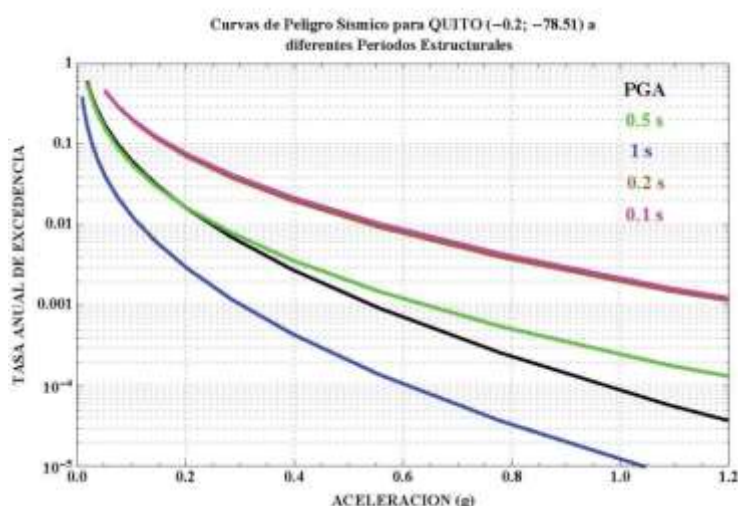


Figura 2.7. Curvas de peligro sísmico, Quito

Fuente: NEC-15, Peligro Sísmico- Diseño Sismorresistente, 2015 [16].

2.2.12.3 Espectro de aceleraciones de respuesta

La AASHTO requiere que se considere un período de retorno de 1000 años con un 5% de amortiguamiento para una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años de vida útil. Este período de retorno se obtiene utilizando una modelación de los sismos como un proceso de Poisson, y se representa mediante la siguiente ecuación:

$$P[N > 1] = 1 - e^{-\lambda t}$$

Ecuación 2.8. Probabilidad de excedencia

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

Con lo cual para una probabilidad de excedencia del 7% se obtiene una tasa anual de excedencia aproximada de 0.001 años⁻¹ y un 1000 años como periodo de retorno.

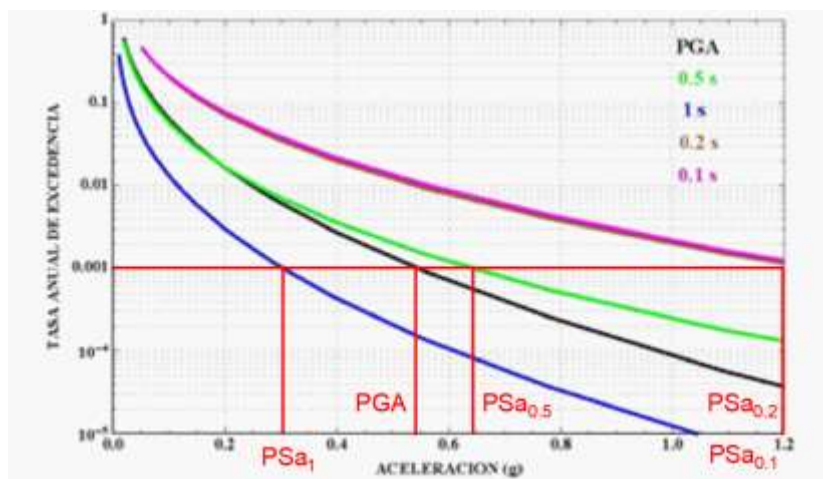


Figura 2.8. Curva de peligro sísmico, Quito

Fuente: NEC-15, Peligro Sísmico- Diseño Sismorresistente, 2015 [16].

2.2.12.4 Espectro de respuesta de diseño

A continuación, se indica el espectro de respuesta al 5% de amortiguamiento.

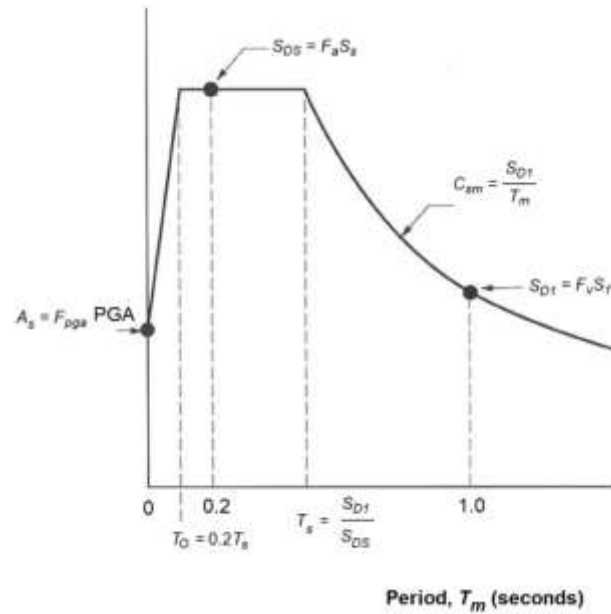


Figura 2.9. Espectro de Respuesta de Diseño
Fuente: AASHTO, 2020 [5]

Para el cálculo de los valores de los términos descritos previamente, se emplearán las siguientes tablas, que describen los factores de amplificación del suelo propuestos por la AASHTO.

Tabla 2.8. Factor de Sitio (F_a) para el Rango de Período Corto del Espectro de Aceleración

Clase de Sitio	Coeficiente de Aceleración Espectral en el Período = 0.2s (S_s) ¹				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Nota: ¹Usar una línea de interpolación lineal para valores intermedios de S_s

²Se debe realizar investigaciones geotécnicas y de respuesta dinámica específicas para todos los sitios de clase F

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

Tabla 2.9. Factor de Sitio (F_v) para el Rango de Período Largo del Espectro de Aceleración

Clase de Sitio	Coeficiente de Aceleración Espectral en el Período = 1s (S_1) ¹				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F ²	*	*	*	*	*

Nota: ¹Usar una línea de interpolación lineal para valores intermedios de S_1

²Se debe realizar investigaciones geotécnicas y de respuesta dinámicas específicas para todos los sitios de clase F

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

2.2.12.5 Clasificación de sitio

El sitio debe ser clasificado en función de las definiciones de clase de sitio. Asignándole una letra de la A a la F. La clasificación se basa en la rigidez del sitio, la cual se determina mediante la velocidad de la onda de corte en la prueba de penetración estándar (SPT) [5].

Tabla 2.10. Definición para la clasificación de Sitios

Clase de Sitio	Tipo y Perfil de Suelo
A	Roca dura con una velocidad de onda de corte medida (v_s) mayor 1500 m/s
B	Roca con: 760 m/s < v_s < 1500 m/s
C	Suelo muy denso y roca con: 366 m/s < v_s < 660 m/s o con $N > 50$ golpes/ft, o $s_u > 96$ kPa
D	Suelo rígido con: 180 m/s < v_s < 366 m/s, o con $15 < N < 50$ golpes/ft o 48 kPa < s_u < 96 kPa
E	Perfil de suelo con: 180 m/s < v_s o con $N < 15$ golpes/ft o $s_u < 48$ kPa o cualquier perfil con más de 3 m de arcilla suave definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40\%$ y $s_u < 24$ kPa
F	Suelo que requiere una evaluación específica como: Turbas o arcillas orgánicas (espesor > 3 m de turba arcilla altamente orgánica) Arcilla altamente plástica (espesor > 8 m con $PI > 75$) Arcillas suaves o semirrígidas muy gruesas (espesor > 37 m)

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

2.2.13 Combinaciones de carga

Las diferentes combinaciones aplicables de carga, factorizadas según se especifica en la **Tabla 2.11**, resulta a partir de los estados límite siguientes:

- **Resistencia I:** Es una combinación básica de carga para el uso normal vehicular del puente. No toma en consideración el viento.

- **Resistencia II:** Utilización de la estructura por vehículos de diseño especial definidos por el Propietario, vehículos con autorización para evaluación, sin tomar en cuenta el efecto del viento.
- **Resistencia III:** Operación del puente en condiciones de exposición a la velocidad del viento de diseño correspondiente a su ubicación.
- **Resistencia IV:** Destaca los impactos en las superestructura de la carga muerta.
- **Resistencia V:** Operación vehicular normal con una velocidad de viento de 55 mph.
- **Evento extremo I:** Incluye el efecto sísmico.
- **Evento extremo II:** Relacionada con la colisión de embarcaciones y vehículos, hielo, carga, inundaciones controladas, y eventos hidráulicos con carga viva minúscula que sea diferente de la carga por colisión vehicular.
- **Servicio I:** Relacionada con el uso normal operativo con un viento de 31 m/s y todas las cargas nominales. También se aplica a estructuras enterradas metálicas, placas de revestimiento para túneles y tuberías termoplásticas para limitar deflexiones, así como al análisis transversal y a la tensión en vigas dovelas de concreto.
- **Servicio II:** Controla la fluencia en deslizamiento en conexiones críticas y estructuras de acero debido a la carga viva resultante de vehículos. En el caso de estructuras que enfrentan condiciones de carga de camiones particulares, como en accesos a áreas industriales o puertos con un número inusual de cargas autorizadas, es necesario contemplar un incremento específico en el factor de carga de acuerdo con las circunstancias del sitio.
- **Servicio III:** Análisis de forma longitudinal para controlar la fisuración en relación con la tracción en superestructuras de concreto pretensado, así como la tracción principal en el alma de vigas dovelas de concreto.
- **Servicio IV:** Exclusivamente para controlar fisuración por tracción en columnas de hormigón pretensado.
- **Fatiga I:** En relación con la fractura y fatiga inducido por la vida útil debida a cargas infinitas.
- **Fatiga II:** En relación con la fractura y fatiga inducido por la vida útil debida a cargas infinitas.

Tabla 2.11. Combinaciones y Factores de Carga

Estado Límite	DC	LL	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
	DD													
Resistencia I	Va	1.75	1	-	-	1	0.5/1.2	vTG	vSE	-	-	-	-	-
Resistencia II	Va	1.35	1	-	-	1	0.5/1.2	vTG	vSE	-	-	-	-	-
Resistencia III	Va	-	1	1	-	1	0.5/1.2	vTG	vSE	-	-	-	-	-
Resistencia IV	Va	-	1	-	-	1	0.5/1.2	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	Va	1.35	1	1	1	1	0.5/1.2	vTG	vSE	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	1	vEQ	1	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-	-
Evento Extremo II	1	0.5	1	-	-	1	-	-	-	-	1	1	1	1
Servicio I	1	1	1	1	1	1	1/1.2	vTG	vSE	-	-	-	-	-
Servicio II	1	1.3	1	-	-	1	1/1.2	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1	vLL	1	-	-	1	1/1.2	vTG	vSE	-	-	-	-	-
Servicio IV	-	-	1	1	-	1	1/1.2	-	1	-	-	-	-	-
Fatiga I (LL, IM, CE)	-	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II (LL, IM, CE)	-	0.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

Tabla 2.12. Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga, tipo de cimentación y método utilizado para calcular la resistencia de arrastre		Factor de carga	
		Máximo	Mínimo
DC: Componentes y accesorios		1.25	0.9
DC: Resistencia V		1.5	0.9
DD: Arrastre	Pilas, α Método Tomlinson	1.4	0.25
	Pilotes, λ Método	1.05	0.3
	Ejes perforados, O'Neill y Reese (2010) Método	1.25	0.35
DW: Superficies de desgaste y utilidades		1.5	0.65
EH: Presión horizontal de la tierra			
• Activo		1.5	0.9
• En reposo		1.35	0.9
• AEP para muros anclados		1.35	NA
EL: Esfuerzos de construcción bloqueados		1	1
EV: Presión Vertical de la Tierra			
• Estabilidad global y compuesta		1	NA
• Muros de contención y estribos		1.35	1
• Cargas de refuerzo del suelo de estabilidad interna del muro MSE			
o Método de rigidez			
• Rotura de armaduras y conexiones		1.35	NA
• Falla de suelo – geosintéticos (Servicio I)		1.2	NA
o Método de Gravedad Coherente		1.35	NA
• Estructura enterrada rígida		1.3	0.9
• Marcos rígidos		1.35	0.9
• Estructuras Enterradas Flexibles			
o Alcantarillas de caja metálica, alcantarillas de placa estructural con ondulaciones profundas y			
Alcantarillas de fibra de vidrio		1.5	0.9
o Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
o Todos los demás		1.95	0.9
• Estabilidad interna y compuesta para fallas del suelo en paredes de clavos de suelo		1	NA

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

Tabla 2.13. Factores de carga para Carga Viva para Combinación de Carga de Servicio III, γ_{LL}

Elemento	γ_{LL}
Elementos de hormigón presforzados diseñados utilizando estimaciones refinadas de pérdidas dependientes del tiempo como se especifica en el Artículo 5.9.5.4 junto con el aprovechamiento de la ganancia elástica	1
Todos los demás componentes de hormigón presforzado	0.8

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

2.3 Diseño preliminar del puente

2.3.1 Pre-dimensionamiento de la losa

La AASHTO en su artículo 9.7.1.1 menciona que la altura de la losa de hormigón no debe ser menor a 18 cm, excluyendo cualquier superficie de mejoramiento [5].

Para calcular el espesor de la losa para un vano simple se tiene que:

$$t_{min} = \frac{1.2 \cdot (S' + 3000)}{30}$$

Ecuación 2.9. Espesor mínimo para losas de concreto

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

Donde S' es la luz libre entre vigas.

$$t_{min} = \frac{1.2 \cdot ((2000 - 400) + 3000)}{30} = 184 \text{ mm}$$

Adicional a ello, en la AASHTO en el artículo 13.7.3.1.2 se menciona que el mínimo espesor requerido para el volado en losas que resisten barreras de concreto es de 20 cm [5]. Por lo tanto, se escogió un valor constructivo de 20 cm como espesor de losa.

Seguido a ello, el diseño de la losa se adjunta en el **ANEXO IV**, obteniendo las siguientes dimensiones y cantidades de acero.

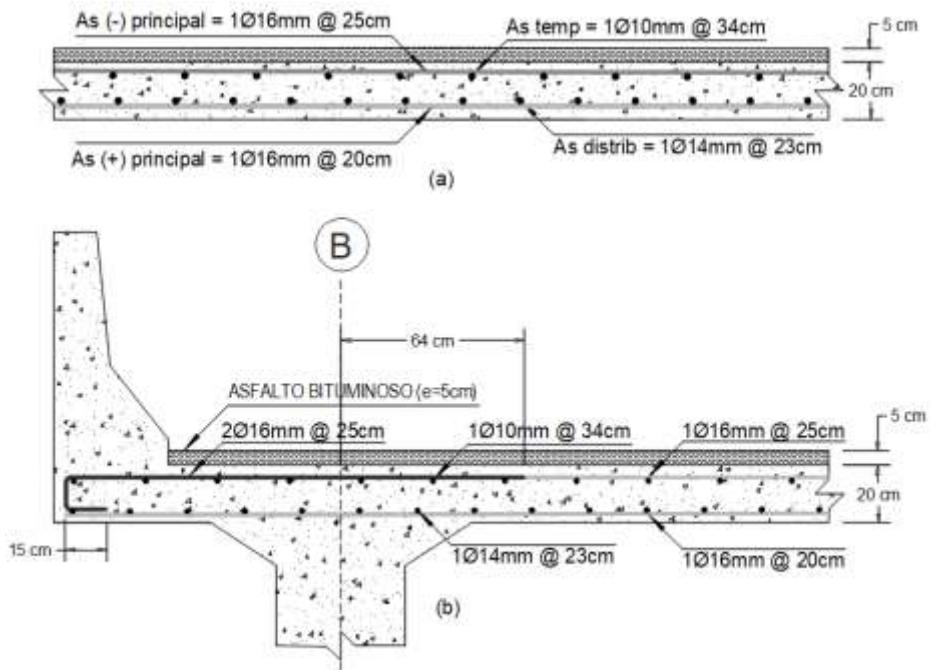


Figura 2.10. (a) Corte transversal de la losa y (b) Acero adicional para el volado.

Fuente: Autoría propia.

2.3.2 Pre-dimensionamiento de vigas

2.3.2.1 Altura de la viga.

El proceso de establecer la sección transversal de un puente inicia con la determinación de la altura adecuada de la estructura para una determinada distancia entre apoyos (luz). Se emplearán los criterios propuestos por la AASHTO detallados en la **Tabla 2.14**.

Tabla 2.14. Altura mínima para superestructuras de peralte constante.

Superestructura		Altura Mínima (Incluyendo Losa)	
		Cuando se usa una altura variable, los valores puede ser ajustados para tomar en cuenta cambios relativos de rigidez en las secciones de momento positivo y negativo	
Material	Tipo	Vano Simple	Vano Continuo
Hormigón Armado	Losas con Refuerzo Principal Paralelo al Tráfico	$\frac{1.2 \cdot (S' + 0.30)}{30}$	$\frac{1.2 \cdot (S' + 0.30)}{30} \geq 0.165 \text{ m}$
	Vigas T	0.070L	0.065L
	Vigas Cajón	0.060L	0.055L
	Vigas para Puentes Peatonales	0.035L	0.033L
Hormigón Presforzado	Losas	$0.030L \geq 0.165 \text{ m}$	$0.027L \geq 0.165 \text{ m}$
	Vigas Cajón Coladas in Situ	0.045L	0.040L
	Vigas I Prefabricadas	0.045L	0.040L
	Vigas para Puentes Peatonales	0.033L	0.030L
	Vigas Cajón Adyacentes	0.030L	0.025L
Acero	Altura Total de Viga I Compuesta	0.040L	0.032L
	Altura de la Viga I, en una Sección Compuesta	0.033L	0.027L
	Celosías	0.100L	0.100L

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

Para el Pre-dimensionamiento se utilizará la fórmula obtenida de la **Tabla 2.14** para Hormigón Presforzado para un vano simple:

$$h = 0.045 \cdot L$$

$$h = 0.045 \cdot 28 \text{ m} = 1.26 \text{ m}$$

Adicional a ello, se contemplaron otros criterios como el propuesto por Johannes Johannson el cual menciona que la altura para una viga simplemente apoyada se encuentra en un intervalo de $L/15$ a $L/20$ donde L es la longitud total del puente [17].

$$h \approx \frac{L}{15} \text{ a } \frac{L}{20}$$

Ecuación 2.10. Altura mínima para vigas de hormigón en estructuras pretensadas.

Fuente: Rodríguez, 2020 [17].

Con ello se tiene que:

$$h \approx \frac{28 \text{ m}}{15} \text{ a } \frac{28 \text{ m}}{20}$$

$$h \approx 1.87 \text{ a } 1.4 \text{ m}$$

Considerando los criterios mencionados previamente, se opta por emplear 1.6 m para la altura de la viga para un vano simple.

2.3.2.2 Base de la viga

Dado que la AASHTO LRFD no contempla ningún criterio para definir el valor de la base de la viga, se propone el criterio de Guyon el cual propone que para puentes de con una longitud de entre 18 a 36 m simplemente apoyados [17], un ancho mínimo b :

$$b \geq \frac{h}{25} + 10 \text{ cm}$$

Ecuación 2.11. Base mínima para vigas en puentes simplemente apoyados

Fuente: Rodríguez, 2020 [17].

$$b \geq \frac{160 \text{ cm}}{25} + 10 \text{ cm}$$

$$b \geq 16.4 \text{ cm}$$

Por lo cual se opta por escoger $b = 40 \text{ cm}$, valor que cumple con el requerimiento mencionado.

De esta forma, las dimensiones finales obtenidas del pre-dimensionamiento son:

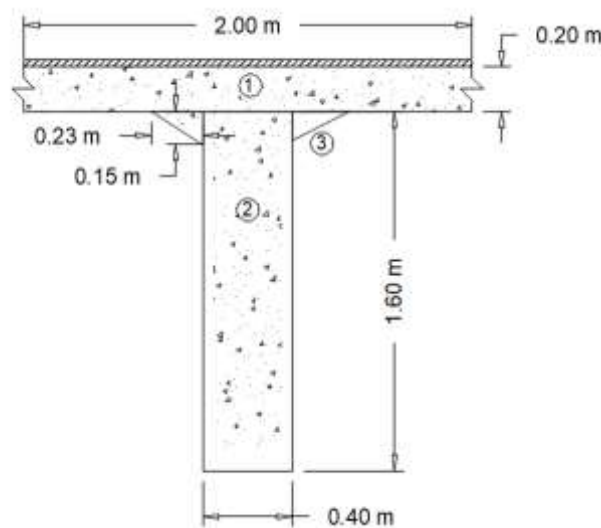


Figura 2.11. Prediseño de la sección de las Vigas.

Fuente: Autoría propia.

2.4 Diseño de las vigas postensadas.

2.4.1 Diseño a flexión

2.4.1.1 Propiedades de la sección

Se considerará que la viga trabaja juntamente con la losa, la cual tiene un ancho colaborante S establecido previamente por la distribución de las vigas a lo ancho del puente, con ello se tiene que la sección resultante es una viga T, la cual se subdividirá en secciones rectangulares y triangulares para facilitar su análisis. Con ello, las figuras en las que se ha subdividido la sección se presentarán en la **Figura 2.12**.

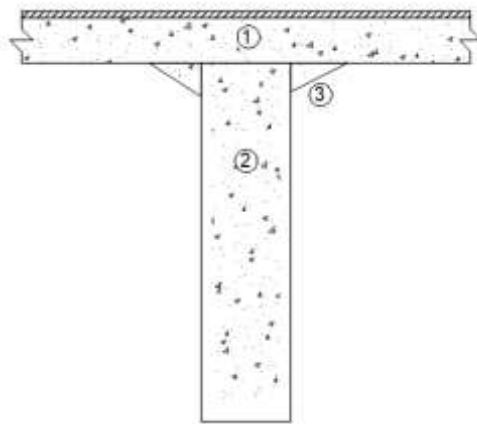


Figura 2.12. Figuras que conforman la viga de concreto.

Fuente: Autoría propia.

Entre las propiedades a calcularse está el centro de gravedad, la inercia, los módulos de sección y las distancias de núcleo.

2.4.1.2 Módulos de Sección mínimos requeridos

$$S_{1 \min} = \frac{M_{(d+l)} + (1 - R) \cdot M_o}{-f_{cs} + R \cdot f_{ti}}$$

Ecuación 2.12. Módulo de sección mínimo referido a la fibra superior.

Fuente: Rodríguez, 2020 [17].

$$S_{2 \min} = \frac{M_{(d+l)} + (1 - R) \cdot M_o}{-R \cdot f_{ci} + f_{ts}}$$

Ecuación 2.13. Módulo de sección mínimo referido a la fibra inferior.

Fuente: Rodríguez, 2020 [17].

2.4.1.2.1 Cargas y momentos flectores

Todos los momentos detallados a continuación se establecieron en la distancia en la cual ocurre el momento máximo por carga vehicular.

- **Peso propio**

En cuanto al momento resultante por el peso propio de la superestructura se consideraron los tres elementos que la conforman, en un inicio la losa y las vigas que van a trabajar como un único elemento, los diafragmas que serán ubicados como cargas puntuales a distancias especificadas posteriormente y por último se tomó en cuenta el asfalto como una carga distribuida.

- **Carga viva**

El máximo momento resultante de la carga viva, en este caso es la carga vehicular más la amplificación dinámica, que se produce a una distancia de 13.28 m desde el apoyo como se mencionó previamente tomando un valor de 441.42 T·m, detallado en el **ANEXO I**.

$$M_{(LL+IM)} = 441.42 T \cdot m$$

Distribución de la carga viva g en la viga interior

El primer paso es calcular el parámetro de rigidez longitudinal K_g para lo cual se emplea el capítulo de la **AASHTO 4.6.2.2.1-1** [5].

$$K_g = n \cdot (I + A \cdot e_g^2)$$

Ecuación 2.14. Rigidez longitudinal

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

Donde en el capítulo **AASHTO 4.6.2.2.1-2**, n se presenta como la relación de los módulos de elasticidad de la viga y la losa correspondiente y dado que ambos elementos son de hormigón, $n = 1$.

$$n = \frac{E_B}{E_D}$$

Ecuación 2.15. Relación de los módulos de elasticidad de la viga y la losa.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Para los factores de distribución se emplearán las ecuaciones propuestas en el **ANEXO II**.

- **Para un carril**

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$$

Ecuación 2.16. Factor de distribución para un carril cargado.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

- **Para dos carriles**

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$$

Ecuación 2.17. Factor de distribución para dos carriles cargados.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Por último, se escoge el mayor entre los factores de distribución calculados y se multiplica por el momento resultante de carga viva.

Distribución de la carga viva g en la viga exterior

- **Para un carril**

Se empleará la ley de Momentos o regla de la palanca que, para un carril cargado, se emplea la siguiente ecuación.

$$R_A = \frac{(2 \cdot S - S_{eje})}{2 \cdot S} \cdot P$$

Ecuación 2.18. Factor de distribución empleando la Ley de Momentos, para un carril cargado.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Obteniendo de esta forma el factor g , que se emplea en el diseño para el estado límite de fatiga, sin embargo, como estos elementos se diseñan a por Resistencia y Servicio se incluye el factor de presencia múltiple, equivalente a $m = 1.2$ para un carril cargado.

- **Para dos carriles**

Para dos o más carriles de diseño cargado se empleará la siguiente ecuación:

$$g = e \cdot g_{int}$$

Ecuación 2.19. Factor de distribución para dos o más carriles cargados en la viga exterior.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Donde:

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

Ecuación 2.20. Factor de corrección por distribución.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Factor de distribución de la carga viva g en el caso de puentes viga-losa con diafragmas rígidamente conectados

En puentes de viga y losa que cuentan con diafragmas o marcos transversales, es importante destacar que el factor de distribución no debe ser considerado como inferior al que se obtendría al suponer que la sección transversal se deforma y gira en la misma medida que una sección transversal completamente rígida [17]. El procedimiento se realiza a través de la siguiente aproximación:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2}$$

Ecuación 2.21. Reacción en viga exterior en términos de carriles.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

2.4.1.2.2 Momentos Flectores

Para los momentos flectores, se consideraron:

- Momento por cargas de servicio (Momento por carga viva + asfalto)

$$M_{(d+l)} = M_{(LL+IM)} + M_{asf}$$

- Momento por cargas iniciales (Momento por cargas de losa y viga + diafragmas)

$$M_o = M_{pp} + M_{diaf}$$

- Momento por cargas iniciales + asfalto

$$M_D = M_o + M_{asf}$$

- Momento por cargas iniciales +cargas de servicio

$$M_T = M_o + M_{(d+l)}$$

2.4.1.3 Esfuerzos permisibles

Esfuerzos iniciales permisibles antes de las pérdidas.

La resistencia a la compresión f'_{ci} del hormigón especificada debe considerar en el momento del preesfuerzo para elementos preesforzados y en el momento de la carga inicial para elementos no preesforzados. En caso de desconocer la edad del hormigón

en el momento del diseño, se puede asumir que la resistencia a la compresión f'_{ci} es igual al 80% de la resistencia nominal f'_c .

$$f'_{ci} = 0.8 \cdot f'_c$$

Ecuación 2.22. Resistencia a la compresión en el momento del preesfuerzo.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

- **Para la fibra superior en tensión.**

Para encontrar los esfuerzos requeridos se empleará la información de la **Tabla 2.15**, la cual se presentará a continuación.

Tabla 2.15. Límites temporales de esfuerzos de tracción en hormigón pretensado antes de pérdidas

Tipo de puente	Ubicación	Límite de Esfuerzo
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	<ul style="list-style-type: none"> • En la zona de tracción precomprimida sin refuerzo adherido 	N/A
	<ul style="list-style-type: none"> • En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin refuerzo auxiliar adherido. 	$0.25 \cdot \sqrt{f'_{ci}} \leq 1.38 [MPa]$
	<ul style="list-style-type: none"> • En áreas con refuerzo adherido suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto, calculada suponiendo una sección no agrietada, cuando el refuerzo se dimensiona utilizando un esfuerzo de $0.5f_y$ no mayor que 210 MPa 	$0.63 \cdot \sqrt{f'_{ci}} [MPa]$
	<ul style="list-style-type: none"> • Para esfuerzos durante el manejo en pilares pretensados 	$0.415 \cdot \sqrt{f'_{ci}} [MPa]$
Puentes construidos por segmentos	Esfuerzos longitudinales a través de juntas en la zona de tracción precomprimida. <ul style="list-style-type: none"> • Uniones con refuerzo auxiliar adherido mínimo a través de las uniones, que sea suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0.5f_y$; con tendones internos o tendones externos • Juntas sin el refuerzo auxiliar mínimo adherido a través de las juntas 	$0.25 \cdot \sqrt{f'_{ci}} [MPa]$ Tracción Nula
	Esfuerzos transversales <ul style="list-style-type: none"> • Para cualquier tipo de unión 	$0.25 \cdot \sqrt{f'_{ci}} [MPa]$
	Esfuerzos en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> • Para áreas sin refuerzo adherido no preesforzados • En áreas con refuerzo adherido (barras de refuerzo o acero de preesfuerzo) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada asumiendo una sección no fisurada, donde el refuerzo se dimensiona usando un esfuerzo de $0.5 f_y$ que no exceda 210 MPa 	Tracción Nula $0.5 \cdot \sqrt{f'_{ci}} [MPa]$

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Con ello para calcular el límite del esfuerzo de la fibra superior en tensión antes de las pérdidas se empleará:

$$0.25 \cdot \sqrt{f'_{ci}} \leq 1.38 \text{ (MPa)}$$

Ecuación 2.23. Esfuerzo de la fibra superior en tensión.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

- **Para la fibra inferior en compresión**

De acuerdo con el capítulo 5.9.2.3.1a de la AASHTO, se establece que el límite del esfuerzo a compresión para los componentes de hormigón presforzado, debe ser 0,65 veces la resistencia especificada del hormigón a la compresión, f'_{ci} (MPa) [5].

$$f_{ci} = -0.65 \cdot f'_{ci}$$

Ecuación 2.24. Límite del esfuerzo a compresión.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Esfuerzos finales permisibles después de las pérdidas.

La tabla a continuación muestra los límites de esfuerzo a compresión en hormigón presforzado en el estado límite de servicio después de pérdidas:

Tabla 2.16. Límites de Esfuerzo a compresión en Hormigón Presforzado en Estado Límite de Servicio después de Pérdidas

Ubicación	Límites de Esfuerzo
<ul style="list-style-type: none"> • Debido a la suma de presfuerzo efectivo y cargas permanentes 	$0.45 \cdot f'_c \text{ [MPa]}$
<ul style="list-style-type: none"> • Debido a la suma del presfuerzo efectivo, las cargas permanentes y las cargas transitorias, así como durante el transporte y la manipulación 	$0.6 \cdot \phi_w \cdot f'_c \text{ [MPa]}$

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

El factor de resistencia ϕ_w , empleado para reducir los factores de resistencia detallados en el Artículo 5.5.4.2 de acuerdo con la AASHTO, se define de la siguiente manera:

- Si $\lambda_w \leq 15$, $\rightarrow \phi_w = 1$
- Si $15 < \lambda_w \leq 25$, $\rightarrow \phi_w = 1 - 0.025 \cdot (\lambda_w - 15)$
- Si $25 < \lambda_w \leq 35$, $\rightarrow \phi_w = 0.75$

CASO I: Carga Total

$$f_{cs} = -0.6 \cdot \phi_w \cdot f'_c$$

Ecuación 2.25. Esfuerzo límite a compresión en Hormigón Presforzado después de Pérdidas por carga total.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

CASO II: Presforzado + Cargas permanentes

$$f_{cs} = -0.45 \cdot f'_c$$

Ecuación 2.26. Esfuerzo límite a compresión en Hormigón Presforzado después de Pérdidas por presforzado y cargas permanentes.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

- Para la fibra superior en tensión.

Tabla 2.17. Límites temporales de esfuerzos de tracción en hormigón pretensado después de pérdidas

Tipo de puente	Ubicación	Límite de Esfuerzo
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	<ul style="list-style-type: none"> • En la zona de tracción precomprimida sin refuerzo adherido 	N/A
	<ul style="list-style-type: none"> • En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin refuerzo auxiliar adherido. 	$0.25 \cdot \sqrt{f'_{ci}} \leq 1.38$ [MPa]
	<ul style="list-style-type: none"> • En áreas con refuerzo adherido suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto, calculada suponiendo una sección no agrietada, cuando el refuerzo se dimensiona utilizando un esfuerzo de $0.5f_y$ no mayor que 210 MPa 	$0.63 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]
	<ul style="list-style-type: none"> • Para esfuerzos durante el manejo en pilares pretensados 	$0.415 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]
Puentes construidos por segmentos	<p>Esfuerzos longitudinales a través de juntas en la zona de tracción precomprimida.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Uniones con refuerzo auxiliar adherido mínimo a través de las uniones, que sea suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0.5f_y$; con tendones internos o tendones externos • Juntas sin el refuerzo auxiliar mínimo adherido a través de las juntas 	$0.25 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa] Tracción Nula
	<p>Esfuerzos transversales</p> <ul style="list-style-type: none"> • Para cualquier tipo de unión 	$0.25 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]
	<p>Esfuerzos en otras áreas</p> <ul style="list-style-type: none"> • Para áreas sin refuerzo adherido no presforzado • En áreas con refuerzo adherido (barras de refuerzo o acero de preesfuerzo) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada asumiendo una sección no fisurada, donde el refuerzo se dimensiona usando un esfuerzo de $0.5 f_y$, que no exceda 210 MPa 	Tracción Nula $0.5 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

La siguiente ecuación, tomada de la **Tabla 2.17**, se utilizará para encontrar los esfuerzos en puentes en zonas de tracción que presenten tendones de pretensado adheridos o refuerzo y secciones no fisuradas, y estén sometidos a condiciones moderadas de corrosión:

$$f_{ts} = 0.5 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Ecuación 2.27. Esfuerzo límite a tracción en Hormigón Presforzado después de Pérdidas.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Sin embargo, como se espera que no existan tracciones en la fibra inferior después de las pérdidas se toma como:

$$f_{ts} = 0 \text{ MPa}$$

2.4.1.4 Comprobación de los módulos de sección

Se debe cumplir que el módulo de la sección propuesta cumpla con el mínimo requerido.

- $S_1 > S_{1 \text{ min}}$
- $S_2 > S_{2 \text{ min}}$

2.4.1.5 Cálculo de la excentricidad de los cables y fuerza inicial en el centro de la luz

En este caso se utilizan las inecuaciones de Magnel, empleadas para determinar la excentricidad o la posición del conducto que aloja los cables de postensado. Estas inecuaciones se desglosan en dos estados o situaciones específicas: las condiciones iniciales, que conciernen a las pérdidas iniciales o instantáneas, y las condiciones finales, relacionadas con la vida útil del puente después de las pérdidas diferidas en el tiempo [17], donde se tiene que:

En condiciones iniciales:

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e - k_2}{M_o + f_{ti} \cdot S_1} \quad (f1)$$

Ecuación 2.28. Primera Inecuación de Magnel, en condiciones iniciales para la fibra superior.

Fuente: Rodríguez, 2020 [17].

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e + k_1}{M_o - f_{ci} \cdot S_2} \quad (f2)$$

Ecuación 2.29. Segunda Inecuación de Magnel, en condiciones iniciales para la fibra inferior.

Fuente: Rodríguez, 2020 [17].

En condiciones finales:

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R \cdot (e + k_1)}{M_T - f_{ts} \cdot S_2} \quad (f3)$$

Ecuación 2.30. Tercera Inecuación de Magnel, en condiciones finales para la fibra superior.

Fuente: Rodríguez, 2020 [17].

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R(e - k_2)}{M_T + f_{cs} \cdot S_1} \quad (f4)$$

Ecuación 2.31. Cuarta Inecuación de Magnel, en condiciones finales para la fibra inferior.

Fuente: Rodríguez, 2020 [17].

La representación gráfica de las cuatro inecuaciones presentadas previamente, se mostrarán en la **Figura 2.13**.

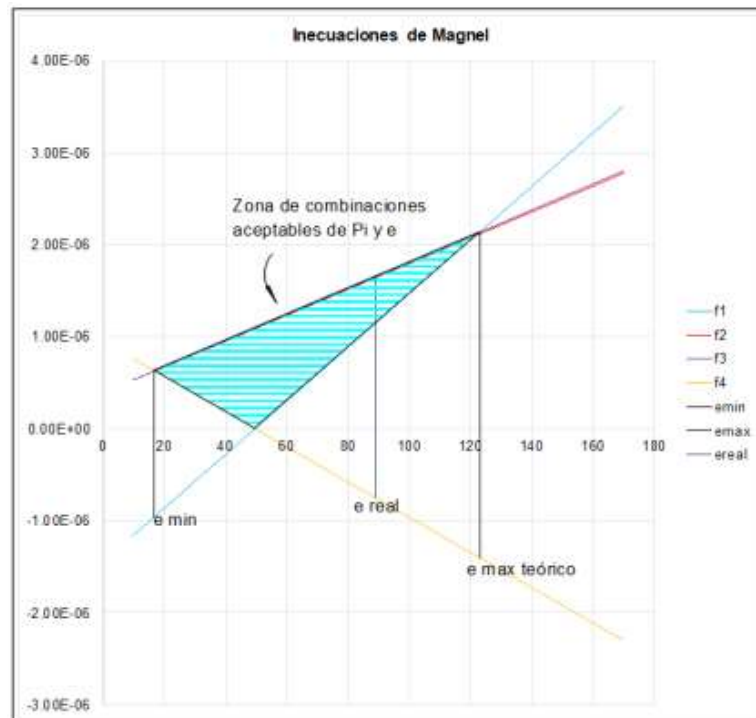


Figura 2.13. Gráfica de las inecuaciones de Magnel.

Fuente: Autoría propia.

2.4.1.6 Estados límites aplicables

Se emplearán tres Estados límites detallados a continuación, previamente descritos en la **Tabla 2.11**.

$$\text{Servicio I: } U = n \cdot [1.00 \cdot (DC + DW) + 1.00 \cdot (LL + IM)]$$

$$\text{Servicio III: } U = n \cdot [1.00 \cdot (DC + DW) + 0.80 \cdot (LL + IM)]$$

$$\text{Resistencia I: } U = n \cdot [1.25 \cdot (DC) + 1.50 \cdot (DW) + 1.75 \cdot (LL + IM)]$$

$$n = n_D \cdot n_R \cdot n_I = 1$$

Ecuación 2.32. Modificador de carga

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

2.4.1.7 Número de Torones requeridos por viga

Tabla 2.18. Propiedades comerciales de los torones.

Grado	Designación del torón No.	Diámetro del torón mm (pulg)	Resistencia a la rotura mínima del torón kN (lbf)	Área de acero del torón mm ² (plg ²)	Peso del torón kg/1000 m (lb/1000 ft)
Grado 1725 (250)	6	6.40 (0.250)	40.0 (9000)	23.20 (0.036)	182 (122)
	8	7.90 (0.313)	64.5 (14500)	37.40 (0.058)	294 (197)
	9	9.50 (0.375)	89.0 (20000)	51.60 (0.080)	405 (272)
	11	11.10 (0.438)	120.1 (27000)	69.70 (0.108)	548 (367)
	13	12.70 (0.500)	160.1 (36000)	92.9 (0.144)	730 (490)
	15	15.20 (0.600)	240.2 (54000)	139.40 (0.216)	1094 (737)
Grado 1860 (270)	9	9.53 (0.375)	102.3 (23000)	54.80 (0.085)	432 (290)
	11	11.11 (0.438)	137.9 (31000)	74.20 (0.115)	582 (390)
	13	12.70 (0.500)	183.7 (41300)	98.70 (0.153)	775 (520)
	15	15.24 (0.600)	260.7 (58600)	140.00 (0.217)	1102 (740)

Fuente: Emcocables, 2019 [18].

Los esfuerzos del acero debido al preesfuerzo o al estado límite de servicio no deberá sobrepasar el menor de los dos valores siguientes [5]:

- Especificado en la **Tabla 2.19**, perteneciente a la Tabla 5.9.2.2-1 de la AASHTO.
- Sugerido por el fabricante.

Tabla 2.19. Límites de esfuerzo para acero presforzado

Condición	Tipo de Tendón		
	Barras lisas de alta resistencia	Cables de Baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de transferencia (f_{pbt})	$0.70 \cdot f_{pu}$	$0.75 \cdot f_{pu}$	
En servicio después de pérdidas (f_{ps})	$0.80 \cdot f_{py}$	$0.80 \cdot f_{py}$	$0.80 \cdot f_{py}$
Postensado			
Antes del acufamiento, puede permitirse f_{pbt} a corto plazo.	$0.90 \cdot f_{py}$	$0.90 \cdot f_{py}$	$0.90 \cdot f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acufamiento de los anclajes.	$0.70 \cdot f_{pu}$	$0.70 \cdot f_{pu}$	$0.70 \cdot f_{pu}$
En otros lugares a lo largo de la longitud del miembro, lejos de anclajes y acopladores, inmediatamente después del acufamiento.	$0.70 \cdot f_{pu}$	$0.74 \cdot f_{pu}$	$0.70 \cdot f_{pu}$
En servicio después de pérdidas (f_{ps})	$0.80 \cdot f_{py}$	$0.80 \cdot f_{py}$	$0.80 \cdot f_{py}$

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

2.4.1.8 Cálculo del acero longitudinal

Dado que el acero de postensado correspondiente a los torones ya calculados previamente, será el encargado de soportar los momentos producidos en las vigas, solo se empleará la cantidad mínima de acero que requiera la sección. Con ello, se tiene que escoger el mayor valor entre los siguientes:

$$\begin{cases} A_{s \text{ mín } 1} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \\ A_{s \text{ mín } 2} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \end{cases}$$

Ecuación 2.33. Acero longitudinal mínimo.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

El siguiente paso es calcular el espaciamiento mínimo, detallado en el artículo 5.10.3.1 de la AASHTO. El cual corresponde al mayor valor entre [5]:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras
- 3.8 cm.

2.4.1.9 Acero de refuerzo superior (A'_s)

En este caso se utiliza el acero de distribución y temperatura correspondiente a la losa.

2.4.1.10 Verificación por Estado Límite de Resistencia I.

2.4.1.10.1 Momento Resistente de la viga

Según el capítulo 5.7.3.1.1 de la AASHTO de 2020, en el caso de secciones rectangulares o que tengan bridas sujetas a flexión alrededor de un eje, donde se aplica la distribución aproximada de esfuerzos indicada en el Artículo 5.7.2.2, y siempre que el esfuerzo en el acero de preesfuerzo, f_{pe} , no sea menor que el 50% del esfuerzo último del acero de preesfuerzo, f_{pu} , se puede considerar que el esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo, f_{ps} , es igual a [5]:

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p}\right)$$

Ecuación 2.34. Esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

En donde:

$$k = 2 \cdot \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right)$$

Ecuación 2.35. Constante k, dependiente del tipo de tendón a usar.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Tabla 2.20. Valores de k.

<i>Tipo de tendón</i>	f_{py}/f_{pu}	<i>Valor de k</i>
Cable de baja relajación	0.90	0.28
Barra de alta resistencia tipo 1.	0.85	0.38
Barra de alta resistencia tipo 2.	0.80	0.48

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

El siguiente paso es encontrar el eje neutro, cabe recalcar que la sección puede comportarse como una sección rectangular o T, con lo cual el primer paso es comprobar si el eje neutro se encuentra en el patín superior, donde, su valor deberá ser menor que la altura de la losa, caso contrario significaría que el eje neutro está ubicado el alma por lo cual la sección se estaría comportando como una viga T.

Para una sección rectangular se tiene que:

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_y}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Ecuación 2.36. Distancia desde la fibra de compresión extrema hasta el eje neutro para una sección rectangular.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Para una sección T:

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_y - \alpha_1 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Ecuación 2.37. Distancia desde la fibra de compresión extrema hasta el eje neutro para una sección T.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Además, para calcular el factor de bloque de esfuerzo β_1 se empleará la información del capítulo 5.6.2.2 de la AASHTO, que menciona [5]:

- $\beta_1 = 0.85$ para $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$
- $\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f'_c - 280)}{70} \geq 0.65$ para $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

Para el cálculo del esfuerzo promedio en el acero de prefuerzo se empleará la siguiente ecuación:

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p}\right)$$

Ecuación 2.38. Esfuerzo promedio en el acero de prefuerzo.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

En el caso de secciones con bridas sometidas a flexión alrededor de un eje y flexión biaxial con carga axial, donde se utiliza la distribución de tensión aproximada mencionada anteriormente y la profundidad del ala comprimida es menor que $a = \beta_1 \cdot c$, la resistencia nominal a la flexión puede tomarse como:

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s \cdot f_s \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s \cdot f'_s \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2}\right) + 0.85 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h'_f \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right)$$

Ecuación 2.39. Resistencia nominal a flexión

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Se debe cumplir que el momento resistente sea mayor al momento requerido, $\phi M_n > M_u$. Donde para secciones de concreto presforzado con tensión controlada en el Artículo 5.6.3.2.1-1 se menciona que $\phi = 1$ [5].

2.4.1.11 Perfil del tendón resultante

La ecuación que describirá el tendón será parabólica por lo cual cumple con la forma $y = k \cdot x^2$. Con lo cual el siguiente paso es encontrar los principales parámetros de la curva, tales como el radio de curvatura “R”, el ángulo de elevación máxima “ $\alpha_{\text{máx}}$ ” y el factor “k”. A partir de esto, se pueden obtener las tres ecuaciones que describirán el trazado del tendón, donde y_f representa la curva desde el fondo de la viga y y_s con respecto al plano superior de la sección.

2.4.1.12 Cálculo de las pérdidas

Para elementos postensados se empleará la siguiente ecuación propuesta en el Artículo 5.9.3.1-2 de la AASHTO.

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{LT}$$

Ecuación 2.40. Total de pérdidas.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

2.4.1.12.1 Pérdidas instantáneas

- **Pérdidas debido a la fricción**

La AASHTO plantea que las pérdidas debido a la fricción entre los cables del presfuerzo y la superficie interior del ducto puede tomarse como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \cdot (1 - e^{-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha)})$$

Ecuación 2.41. Pérdidas debido a la fricción.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Además, propone que, en el postensado, es posible aceptar un valor permisible a corto plazo de $0.90f_{py}$ durante períodos breves antes del asentamiento con el fin de compensar las pérdidas debidas al asentamiento y la fricción. Sin embargo, es importante asegurarse de que este valor no supere los límites establecidos en la **Tabla 2.19**.

$$f_{pj} = 0.9 \cdot f_{py}$$

Ecuación 2.42. Tensión en el acero de presfuerzo en el momento del postensado.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Tabla 2.21. Coeficientes de fricción para tendones de postensado.

Tipo de Acero	Tipo de Ducto	K (mm⁻¹)	μ
Alambre o hilo	Revestimiento rígido y semirrígido de metal galvanizado	6.56 · 10 ⁻⁷	0.15-0.25
	Polietileno	6.56 · 10 ⁻⁷	0.23
	Desviadores de tubo rígido de acero para tendones externos	6.56 · 10 ⁻⁷	0.25
Barras de alta resistencia	Revestimiento de metal galvanizado	6.56 · 10 ⁻⁷	0.30

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

- **Pérdidas debido al sistema de anclaje**

La deformación del anclaje se debe calcular tomando el valor más grande entre el necesario para controlar el esfuerzo en el acero de pretensado durante la transferencia y el indicado por el fabricante del anclaje. La magnitud de la reducción asumida con fines de diseño, usada para evaluar la pérdida por deslizamiento, será establecida en los documentos contractuales y confirmada durante la fase de construcción. Se empleará un valor de $\% \Delta f_{pA} = 3\%$ [5].

- **Pérdidas debido al acortamiento elástico**

Para elementos postensados, la pérdida por acortamiento elástico puede determinarse mediante la siguiente ecuación alternativa:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2 \cdot N} \cdot \frac{A_{ps} \cdot f_{pbt} \cdot (I_g + e_m^2 \cdot A_g) - e_m \cdot M_g \cdot A_g}{A_{ps} \cdot (I_g + e_m^2 \cdot A_g) + \frac{A_g \cdot I_g \cdot E_{ci}}{E_p}}$$

Ecuación 2.43. Pérdidas debido al acortamiento elástico

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

2.4.1.12.2 Pérdidas diferidas en el tiempo

Para elementos presforzados que están sometidos a cargas y condiciones normales ambientales, que cumplen con las siguientes condiciones:

- Los elementos están fabricados con concreto de peso normal.

- El hormigón es curado mediante métodos de vapor o curado húmedo.
- El presfuerzo se realiza utilizando barras o torones de baja relajación.
- Las condiciones de exposición y las temperaturas en el sitio se consideran promedio.

La pérdida de pretensado a largo plazo, Δf_{pLT} , debida a la fluencia del hormigón, la retracción del hormigón y la relajación del acero se debe estimar utilizando la siguiente fórmula:

$$\Delta f_{pLT} = 10 \cdot \frac{f_{pi} \cdot A_{ps}}{A_g} \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + 83 \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$$

Ecuación 2.44. Pérdidas dependientes del tiempo

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

En donde:

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01 \cdot H$$

Ecuación 2.45. Factor de corrección para la humedad relativa del aire.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

$$\gamma_{st} = \frac{35}{(7 + f'_{ci})}$$

Ecuación 2.46. Factor de corrección para la resistencia especificada del hormigón en el momento de la transferencia del pretensado al elemento de hormigón.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

2.4.1.12.3 Fuerzas del cable de presfuerzo

La intensidad de la fuerza de presfuerzo en un elemento de hormigón no permanece constante, sino que varía a lo largo de su ciclo de vida. Algunos de estos cambios son instantáneos, mientras que otros están sujetos al factor tiempo [17].

A la fuerza ejercida por el gato para el tensado del cable de presfuerzo se le conoce como P_j , la misma que se reduce inmediatamente por las pérdidas instantáneas, que incluyen la fricción, anclaje y acortamiento, tomando el valor de P_i . Seguido a ello sufre una nueva reducción en su magnitud, resultado de las pérdidas que tienen lugar entre el tiempo de inicio del tensado, y el tiempo en que se desee evaluar la caída de tensión. Estas últimas pueden llegar a ser significativas, incluso del orden del 20% o superiores. Tras dichas pérdidas se obtiene la fuerza de presfuerzo efectiva $P = R \cdot P_i$, donde $R = 1 - \Delta f_{pLT}$ [19].

2.4.1.13 Cálculo del acero de contracción y temperatura

Seguido a ello, se desarrolló el cálculo del Acero de temperatura y contracción a partir de la formula

$$A_{st} \geq \frac{750 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y}$$

Ecuación 2.47. Acero de contracción y temperatura [cm^2/m].

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Se debe cumplir que este acero se encuentre entre $2.33 \leq A_{st} \leq 12.70$ [cm^2/m].

Una vez que se cumpla dicho requerimiento el siguiente paso es calcular el espaciamiento necesario para este acero.

$$s = H_{total} - (h_{losa} + r + \phi_v + \phi_L \cdot 2)$$

Ecuación 2.48. Espaciamiento para el acero de contracción y temperatura.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Con lo cual, para el cálculo del acero de temperatura es necesario utilizar la siguiente fórmula:

$$A_{st \text{ a usar}} = A_{st} \cdot s$$

Ecuación 2.49. Acero de contracción y temperatura.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

2.4.1.14 Revisión de fisuración por distribución de armadura

Momento actuante:

Se considerará el estado límite de Servicio I para calcular el momento actuante ya mencionado previamente.

$$M_u = n \cdot [1.00 \cdot (M_{DC} + M_{DW}) + 1.00 \cdot (M_{LL+IM})]$$

Ubicación del eje neutro:

El primer paso es calcular la relación entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón. Y consiguientemente calcular la distancia de la fibra inferior al centroide del acero en tracción.

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

Ecuación 2.50. Relación modular.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

$$dc = r + \phi_v + \frac{\phi_T}{2}$$

Ecuación 2.51. Distancia desde la fibra inferior de la viga hasta el centroide del acero en tracción.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Una vez con dicho dato, se calcula dl que pertenece a la distancia desde la fibra superior de la viga al centroide del acero en tracción.

$$dl = h_t - dc$$

Ecuación 2.52. Distancia desde la fibra superior de la viga hasta el centroide del acero en tracción.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Si la distancia dl calculada es mayor a $dl_{max} = 90 \text{ cm}$, se concluye que es necesario colocar acero de piel. Con lo cual se emplea la siguiente ecuación.

$$A_{sk} \geq 0.1 \cdot (dl - 76) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{4}$$

Ecuación 2.53. Acero de distribución.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Ahora para el cálculo del espaciamiento se tiene que:

$$s = \frac{dl}{(\text{número de varillas de piel} - 1)}$$

Ecuación 2.54. Espaciamiento para el acero de distribución.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

2.4.1.15 Revisión por fatiga

No es requerido llevar a cabo la verificación de fatiga en el refuerzo para los elementos preesforzados diseñados con el propósito de tener un esfuerzo de tracción producido en la fibra extrema debido al estado límite de Servicio III dentro del límite de esfuerzo de tracción especificado en la **Tabla 2.17**

Los componentes estructurales con torones de pretensado y barras de refuerzo que permitan que el esfuerzo de tracción en el hormigón exceda el límite del Servicio III detallado en la **Tabla 2.17**, deben verificarse por fatiga [5].

2.4.2 Diseño a corte

2.4.2.1 Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo

Si la reacción en dirección del cortante que se aplique provoca compresión en la región extrema de un elemento, es necesario determinar la posición de la sección crítica para el cortante ubicado a una distancia d_v desde la superficie interna del soporte. Además, se requerirá refuerzo adicional para resistir el cortante en la sección crítica, y este refuerzo debe extenderse hasta el soporte [5].

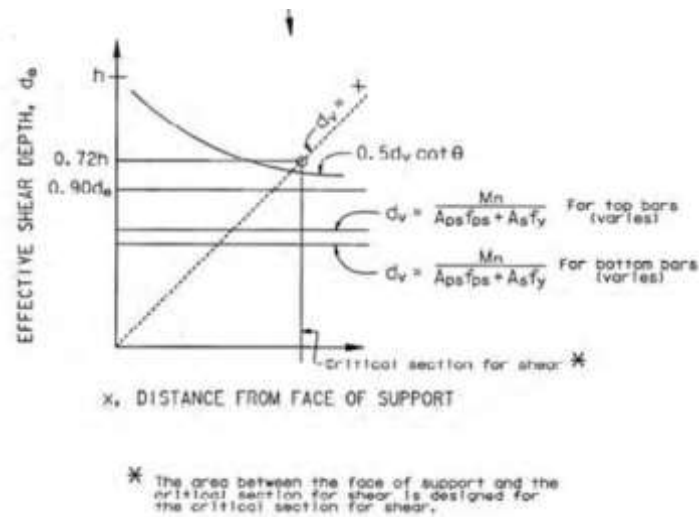


Figura 2.14. Profundidad de corte efectiva
Fuente: AASHTO, 2020 [5].

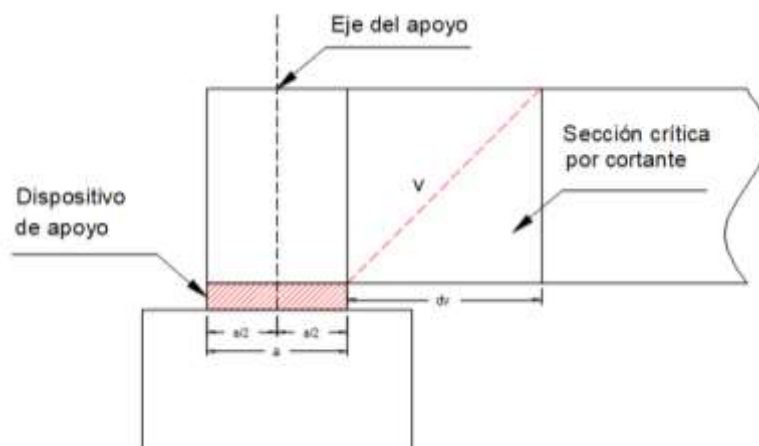


Figura 2.15. Sección crítica por cortante
Fuente: Autoría propia.

$$d_v = \frac{M_n}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}$$

Ecuación 2.55. Profundidad de corte efectiva.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Se debe cumplir que d_v sea menor que $0.9 \cdot d_p$ y $0.72 \cdot h$. Se escogerá el mayor de todos los calculados.

2.4.2.2 Factor de distribución en la viga interior

Se debe cumplir con las siguientes condiciones para aplicar las ecuaciones propuestas en el artículo de la AASHTO 4.6.2.2.3a-1 [5].

- $1100 \leq S \leq 4900$ (mm)
- $6100 \leq L \leq 73200$ (mm)
- $115 \leq t_s \leq 305$ (mm)
- $N_b \geq 4$
- **Para un carril cargado**

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

Ecuación 2.56. Factor de distribución para un carril cargado.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

- **Para dos carriles cargados**

$$g = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^2$$

Ecuación 2.57. Factor de distribución para dos carriles cargados.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

De los dos factores de distribución para carga viva se utiliza el mayor.

2.4.2.3 Cálculo del cortante nominal

2.4.2.3.1 Componente fuerza postensado

La contribución de corte debido a la fuerza efectiva del postensado se determina a partir de la siguiente ecuación.

$$V_p = P_j \cdot \alpha_v$$

Ecuación 2.58. Cortante aplicado de la fuerza efectiva de postensado.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Ahora, para el cálculo de la fuerza de los tendones de presfuerzo:

$$P_j = \frac{P_i}{1 - \Delta f_{pi}}$$

Ecuación 2.59. Fuerza en los tendones de presfuerzo antes de las pérdidas.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

$$\alpha_j = 2 \cdot k \cdot \left(d_v + \frac{a}{2} \right)$$

Ecuación 2.60. Cambio angular total de la trayectoria del tendón de pretensado.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

2.4.2.3.2 Cálculo del esfuerzo cortante del hormigón

El esfuerzo cortante sobre el hormigón se determinará como:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi \cdot b_v \cdot d_v}$$

Ecuación 2.61. Esfuerzo cortante del hormigón.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

$$b_v = \frac{V_n - V_p}{0.25 \cdot f'_c \cdot d_v}$$

Ecuación 2.62. Ancho efectivo del alma.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Se debe cumplir que el ancho propuesto del alma sea mayor que el requerido por la norma $b_{v \text{ propuesto}} > b_{v \text{ req}}$.

2.4.2.3.3 Cortante resistente del concreto V_c

Para encontrar la resistencia al corte del hormigón se emplea la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.083 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v d_v$$

Ecuación 2.63. Cortante resistente del concreto.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Donde β es el factor que indica la capacidad del hormigón fisurado en diagonal para transmitir tensión y cortante

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + 0.5 \cdot |V_u - V_p| \cot \theta - A_{ps} \cdot f_{po}\right)}{2 \cdot (E_c A_{ct} + E_s A_s + E_p A_{ps})}$$

Ecuación 2.64. Deformación unitaria del concreto.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

El siguiente paso es calcular el momento factorizado por resistencia I.

$$M_u = n \cdot [1.25 \cdot M_{DC} + 1.5 \cdot M_{DW} + 1.75 \cdot M_{(LL+IM)}]$$

Para encontrar el factor que indica la capacidad del hormigón fisurado β , se encontrará la siguiente relación $\frac{v_u}{f'_c}$ y la deformación unitaria.

Tabla 2.22. Valores de Θ y β para secciones con refuerzo transversal.

v_u/f'_c	$\varepsilon_x \cdot 1000$									
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 75	≤ 1.00	
≤ 0.075	22.3	20.4	21	21.8	24.3	26.6	30.5	33.7	36.4	
	6.32	4.75	4.1	3.75	3.24	2.94	2.59	2.38	2.23	
≤ 0.100	18.1	20.4	21.4	22.5	24.9	27.1	30.8	34.0	36.7	
	3.79	3.38	3.24	3.14	2.91	2.75	2.50	2.32	2.18	
≤ 0.125	19.9	21.9	22.8	23.7	25.9	27.9	31.4	34.4	37.0	
	3.18	2.99	2.94	2.87	2.74	2.62	2.42	2.26	2.13	
≤ 0.150	21.6	23.3	24.2	25.0	26.9	28.8	32.1	34.9	37.3	
	2.88	2.79	2.78	2.72	2.60	2.52	2.36	2.21	2.08	
≤ 0.175	23.2	24.7	25.5	26.2	28.0	29.7	32.7	35.2	36.8	
	2.73	2.66	2.65	2.60	2.52	2.44	2.28	2.14	1.96	
≤ 0.200	24.7	26.1	26.7	27.4	29.0	30.6	32.8	34.5	36.1	
	2.63	2.59	2.52	2.51	2.43	2.37	2.14	1.94	1.79	
≤ 0.225	26.1	27.3	27.9	28.5	30.0	30.8	32.3	34.0	35.7	
	2.53	2.45	2.42	2.40	2.34	2.14	1.86	1.73	1.64	
≤ 0.250	27.5	28.6	29.1	29.7	30.6	31.3	32.8	34.3	35.8	
	2.39	2.39	2.33	2.33	2.12	1.93	1.70	1.58	1.50	

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

2.4.2.3.4 Cortante resistente del acero V_s

El cortante resistente del acero se calculará a partir de la siguiente ecuación.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha}{s} \cdot \lambda_{duct}$$

Ecuación 2.65. Cortante resistente del acero.

Fuente: AASHTO, 2020 [5].

El siguiente paso es encontrar el espaciamiento máximo permitido por la norma.

- Si $v_u < 0.125 \cdot f'_c$, entonces

$$s_{m\acute{a}x} = 0.8 \cdot d_v \leq 60 \text{ cm}$$

Ecuación 2.66. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal para $v_u < 0.125 \cdot f'_c$
Fuente: AASHTO, 2020 [5].

- Si $v_u \geq 0.125 \cdot f'_c$, entonces

$$s_{m\acute{a}x} = 0.4 \cdot d_v \leq 30 \text{ cm}$$

Ecuación 2.67. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal para $v_u \geq 0.125 \cdot f'_c$
Fuente: AASHTO, 2020 [5].

El siguiente paso es calcular el área de acero transversal mínimo.

$$A_{v \text{ min}} = 0.083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_v \cdot s}{f_y}$$

Ecuación 2.68. Área de acero transversal mínimo.
Fuente: AASHTO, 2020 [5].

2.4.2.3.5 Cortante nominal real $V_{n \text{ real}}$

El cortante resistente nominal V_n debe ser determinado como el menor entre:

$$\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p \end{cases}$$

Ecuación 2.69. Cortante resistente nominal.
Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Con ello, se obtiene el cortante resistente:

$$V_r = \phi \cdot V_n$$

Ecuación 2.70. Cortante resistente.
Fuente: AASHTO, 2020 [5].

Se debe cumplir que el cortante requerido sea menor al cortante resistente.

2.5 Ejemplo de cálculo en vigas interiores

2.5.1 Diseño a flexión

Para el diseño de las vigas interiores de hormigón postensado se emplea un hormigón $f_c = 30 \text{ MPa}$, acero longitudinal de $f_y = 420 \text{ MPa}$ y torones PC Strand $\emptyset 12.7 \text{ mm}$ $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$. Adicional a ello para el diseño preliminar se utilizó un porcentaje de pérdidas dependientes del tiempo Δf_{pLT} del 20% ($R(1 - \Delta f_{pLT}) = 80\%$), con este dato se realizó la primera iteración desarrollada a continuación.

2.5.1.1 Propiedades de la sección

Las propiedades por calcular incluyen el Centro de Gravedad, la Inercia, los Módulos de Sección y las Distancias de Núcleos.

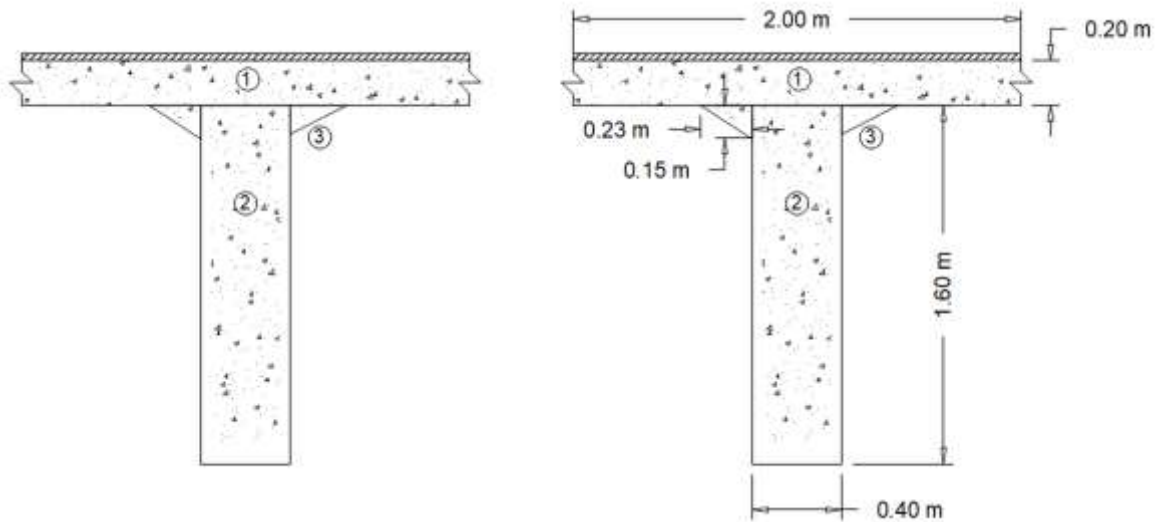


Figura 2.16. Dimensionamiento de la viga interior principal.

Fuente: Autoría propia.

2.5.1.1.1 Centro de gravedad

La información presentada a continuación pertenece al cálculo del centro de gravedad de la viga T el cual está referido al patín superior.

Tabla 2.23. Cálculo del centro de gravedad de la viga T con respecto al patín superior.

Sección	Base (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	y (cm)	Área · y (cm ³)	y ² · Área (cm ⁴)	I _{cg} (cm ⁴)
1	200	20	4000	10	40000	400000	133333.3333
2	40	160	6400	100	640000	64000000	13653333.33
3	23	15	345	25	8625	215625	4312.5
Σ			10745		688625	64615625	13790979.17

Fuente: Autoría propia.

Para el centro de gravedad:

$$\bar{y}_1 = \frac{\sum \bar{y} \cdot A}{A} = \frac{688625 \text{ cm}^3}{10745 \text{ cm}^2} = 64.09 \text{ cm}$$

Y para encontrar la distancia desde la parte inferior al centro de gravedad:

$$\bar{y}_2 = H - \bar{y}_1$$

$$\bar{y}_2 = 180 \text{ cm} - 64.09 \text{ cm} = 115.91 \text{ cm}$$

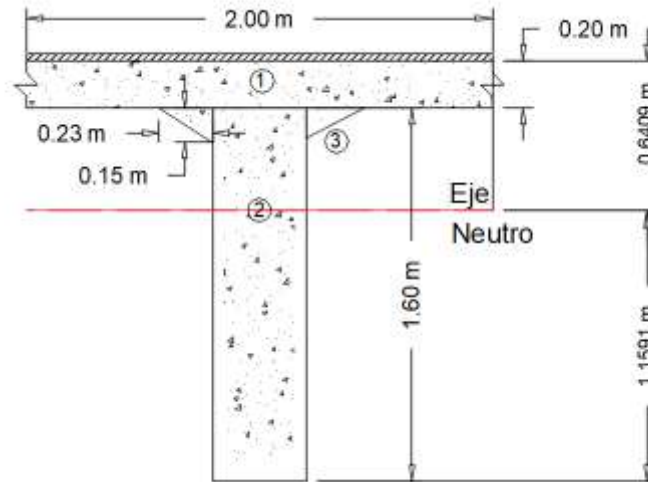


Figura 2.17. Distancias al eje neutro de la sección transversal de la viga interior.

Fuente: Autoría propia.

2.5.1.1.2 Inercia

Se calcula la inercia con respecto al patín superior, empleando la siguiente ecuación:

$$I_L = \sum I_{cg} + \sum \bar{y}^2 \cdot A$$

$$I_L = 13790979.17 \text{ cm}^4 + 64615625 \text{ cm}^4 = 78406604.17 \text{ cm}^4$$

Dado que se necesita la inercia con respecto al eje neutro se aplica el Teorema de Steiner.

$$I_{CG} = I_L - \bar{y}^2 \cdot A$$

$$I_{CG} = 78406604.17 \text{ cm}^4 - (64.09 \text{ cm})^2 \cdot 10745 \text{ cm}^2 = 34271214.73 \text{ cm}^4$$

2.5.1.1.3 Módulos de Sección

Para el cálculo de los módulos de sección se utilizaron las siguientes ecuaciones:

$$S_1 = \frac{I_{CG}}{\bar{y}_1} = \frac{34271214.73 \text{ cm}^4}{64.09 \text{ cm}} = 534735.76 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = \frac{I_{CG}}{\bar{y}_2} = \frac{34271214.73 \text{ cm}^4}{115.91 \text{ cm}} = 295670.91 \text{ cm}^3$$

2.5.1.1.4 Distancias de Núcleo

Para el cálculo de las distancias de núcleo se emplearon las siguientes ecuaciones:

$$k_1 = \frac{S_2}{A} = \frac{295670.91 \text{ cm}^3}{10745 \text{ cm}^2} = 27.52 \text{ cm}$$

$$k_2 = \frac{S_1}{A} = \frac{534735.76 \text{ cm}^3}{10745 \text{ cm}^2} = 49.77 \text{ cm}$$

2.5.1.2 Módulos de Sección mínimos requeridos

2.5.1.2.1 Cargas y momentos flectores

Como se mencionó previamente todos los momentos detallados a continuación se establecieron en la distancia en la cual ocurre el momento máximo por carga vehicular, que en este caso para un puente de 28 m ocurre a 13.28 m desde el apoyo, como se logra visualizar en el **ANEXO I**.

Peso propio

- **Losa y viga**

Se realizó el cálculo del momento resultante del peso propio de la viga juntamente con la losa:

$$W_{pp} = A \cdot \gamma_c = 1.0745 \text{ m}^2 \cdot 2.447 \frac{T}{\text{m}^3} = 2.629 \frac{T}{\text{m}}$$

$$M_{pp} = W_{pp} \cdot \frac{L}{2} \cdot x - W_{pp} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M_{pp} = 2.629 \frac{T}{\text{m}} \cdot \frac{28 \text{ m}}{2} \cdot 13.28 \text{ m} - 2.629 \frac{T}{\text{m}} \cdot \frac{(13.28 \text{ m})^2}{2} = 256.99 T \cdot \text{m}$$

- **Diafragmas**

Para establecer el momento por efecto de los diafragmas, en primera instancia se plantea que estos estarán ubicados cada 7 m a lo largo del puente, con un espesor de 25 cm. Con ello, se calcula el valor de la carga puntual a ubicar en el puente cada 7 m con:

$$P_{diaf} = H_{diaf} \cdot L_{diaf} \cdot e_{diaf} \cdot \gamma_c$$

$$P_{diaf} = 1.45 \text{ m} \cdot 1.6 \text{ m} \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 2.447 \frac{T}{\text{m}^3} = 1.42 T$$

$$M_{diaf} = \left(1.42 + \frac{1.42}{2}\right) T(13.28\text{m}) - 1.42T(13.28\text{m} - 7\text{m}) = 19.369 T \cdot \text{m}$$

Con ello a partir de la herramienta FTOOL se obtienen el siguiente diagrama de momentos.

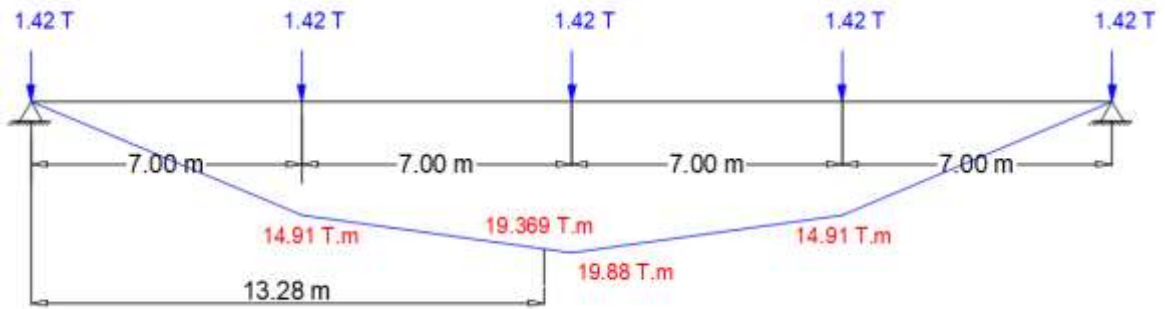


Figura 2.18. Diagrama de momento por efecto de las cargas de los diafragmas.

Fuente: Autoría propia.

$$M_{diaf} = 19.369 T \cdot m$$

- **Asfalto**

El cálculo del momento por carga de asfalto se obtuvo a partir de:

$$W_{asf} = e_{asf} \cdot S \cdot \gamma_{asf}$$

$$W_{asf} = 0.05 m \cdot 2 m \cdot 2.249 \frac{T}{m^3} = 0.2249 \frac{T}{m}$$

$$M_{asf} = 0.2249 \frac{T}{m} \cdot \frac{28 m}{2} \cdot 13.28 m - 0.2249 \frac{T}{m} \cdot \frac{(13.28 m)^2}{2} = 21.98 T \cdot m$$

Carga viva

El máximo momento producido por la carga viva que en este caso es la carga vehicular más el efecto resultante de la amplificación dinámica se produce a una distancia de 13.28 m desde el apoyo como se mencionó previamente tomando un valor de 441.42 T·m, detallado en el **ANEXO I**.

$$M_{(LL+IM)} = 441.42 T \cdot m$$

Distribución de la carga viva g en la viga interior

Para el cálculo del factor g correspondiente a la distribución de la carga viva, como se mencionó previamente se inicia calculando el parámetro de rigidez longitudinal K_g

$$I = \frac{40 cm \cdot (160 cm)^3}{12} = 13653333.33 cm^4$$

$$A = 160 cm \cdot 40 cm = 6400 cm^2$$

$$e_g = \frac{H_{losa}}{2} + \frac{H_{viga}}{2} = \frac{20 cm}{2} + \frac{160 cm}{2} = 90 cm$$

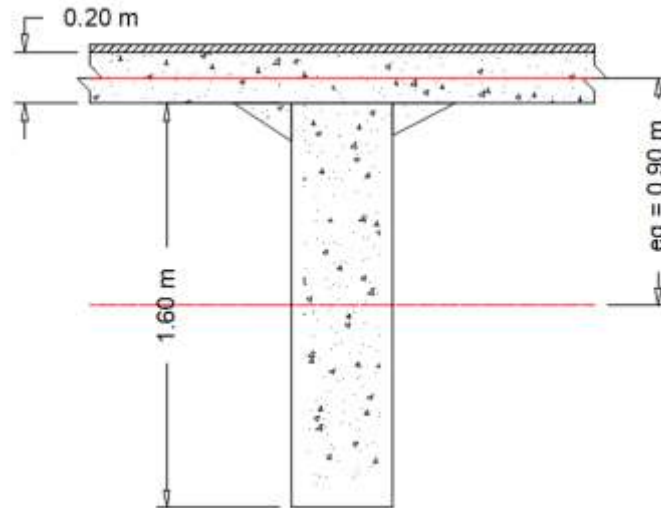


Figura 2.19. Distancia entre los centros de gravedad de la viga y la losa.

Fuente: Autoría propia.

$$K_g = 1 \cdot (13653333.33 \text{ cm}^4 + 6400 \text{ cm}^2 \cdot (90 \text{ cm})^2) = 65493333.33 \text{ cm}^4$$

Con ello, se prosigue calculando el término que permanecerá constante en las ecuaciones planteadas posteriormente para el factor de distribución.

$$\left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3} \right)^{0.1} = \left(\frac{65493333.33 \text{ cm}^4}{2800 \text{ cm} \cdot (20 \text{ cm})^3} \right)^{0.1} = 1.1133$$

- **Para un carril cargado**

Para determinar el factor de distribución para un carril cargado se utilizó la **Ecuación 2.16**.

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3} \right)^{0.1}$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{2000}{4300} \right)^{0.4} \cdot \left(\frac{2000}{28000} \right)^{0.3} \cdot 1.1133 = 0.431$$

- **Para dos carriles cargados**

Para determinar el factor de distribución para dos carriles cargado se utilizó la **Ecuación 2.17**.

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3} \right)^{0.1}$$

$$g = 0.075 + \left(\frac{2000}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{2000}{28000}\right)^{0.2} \cdot 1.1133 = 0.6005$$

El caso más crítico es el factor de distribución de carga viva para el caso de dos carriles cargado, dado que es el mayor entre los dos factores calculados.

$$M_{(LL+IM)} = 0.6005 \cdot 441.42 T \cdot m = 264.06 T \cdot m$$

2.5.1.2.2 Momentos Flectores

- **Momento por cargas de servicio (Momento por carga viva + asfalto)**

Para el cálculo del momento por cargas de servicio:

$$M_{(d+l)} = M_{(LL+IM)} + M_{asf}$$

$$M_{(d+l)} = 264.06 T \cdot m + 21.98 T \cdot m = 287.04 T \cdot m$$

- **Momento por cargas iniciales (Momento por cargas de losa y viga + diafragmas)**

Para el cálculo del momento por cargas iniciales:

$$M_o = M_{pp} + M_{diaf}$$

$$M_o = 256.99 T \cdot m + 19.369 T \cdot m = 276.36 T \cdot m$$

- **Momento por cargas iniciales + asfalto**

Para el cálculo del momento por carga muerta:

$$M_D = M_o + M_{asf}$$

$$M_D = 276.36 T \cdot m + 21.98 T \cdot m = 298.34 T \cdot m$$

- **Momento por cargas iniciales +cargas de servicio**

Para el cálculo del momento total:

$$M_T = M_o + M_{(d+l)}$$

$$M_T = 276.36 T \cdot m + 287.04 T \cdot m = 563.40 T \cdot m$$

2.5.1.3 Esfuerzos permisibles

Esfuerzos iniciales permisibles antes de las perdidas.

Para el cálculo de la resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento del preesfuerzo para miembros preesforzados y en el momento de la carga inicial para miembros no preesforzados se empleó la **Ecuación 2.22**.

$$f'_{ci} = 0.8 \cdot f'_c = 0.8 \cdot 30 \text{ MPa} = 24 \text{ MPa}$$

- **Para la fibra superior en tensión.**

Para encontrar los esfuerzos a tensión requeridos para la fibra en tensión se empleará la información de la

Tabla 2.15.

$$f_{ti} = 0.25 \cdot \sqrt{f'_{ci}} \leq 1.38 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ti} = 0.25 \cdot \sqrt{24} = 1.225 \text{ MPa}$$

$$f_{ti} = 1.225 < 1.38 \text{ (MPa)} \therefore \text{OK}$$

- **Para la fibra inferior en compresión**

Para el límite del esfuerzo a compresión para componentes de hormigón pretensado y postensado, incluidos los puentes construidos en segmentos se utilizó la **Ecuación 2.24**.

$$f_{ci} = -0.65 \cdot f'_c$$

$$f_{ci} = -0.65 \cdot 24 \text{ MPa} = -15.6 \text{ MPa}$$

Esfuerzos finales permisibles después de las pérdidas.

CASO I: Carga Total

El esfuerzo límite a compresión en hormigón presforzado después de las pérdidas por carga total se calculó con la **Ecuación 2.25**.

$$f_{cs} = -0.6 \cdot \phi_w \cdot f'_c$$

$$\phi_w = 1$$

$$f_{cs} = -0.6 \cdot 30 \text{ MPa} = -18 \text{ MPa}$$

CASO II: Presforzado + Cargas permanentes

El esfuerzo límite a compresión en hormigón presforzado después de las pérdidas por presfuerzo y cargas permanentes se calculó con la **Ecuación 2.26**.

$$f_{cs} = -0.45 \cdot f'_c$$

$$f_{cs} = -0.45 \cdot 30 \text{ MPa} = -13.5 \text{ MPa}$$

- **Para la fibra superior en tensión.**

La **Ecuación 2.27** fue utilizada para calcular los esfuerzos en los puentes en zonas de tracción precomprimidos, considerando secciones no fisuradas, en componentes que contienen tendones de pretensado adheridos o refuerzo expuesto a condiciones moderadas de corrosión.

$$f_{ts} = 0.5 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$f_{ts} = 0.5 \cdot \sqrt{30 \text{ MPa}} = 2.739 \text{ MPa}$$

Sin embargo, como se mencionó previamente como se espera que no existan tracciones en la fibra inferior después de las pérdidas el esfuerzo se toma como:

$$f_{ts} = 0 \text{ MPa}$$

2.5.1.4 Comprobación de los módulos de sección

$$S_{1 \min} = \frac{(287.04 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm} + (1 - 0.8) \cdot (276.36 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm}}{-(-18 \cdot 10.197) \text{ kg/cm}^2 + 0.8 \cdot (1.22 \cdot 10.197) \text{ kg/cm}^2} = 176872.39 \text{ cm}^3$$

$$S_{2 \min} = \frac{(287.04 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm} + (1 - 0.8) \cdot (276.36 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm}}{-0.8(-14.4 \cdot 10.197) \text{ kg/cm}^2 + 0 \text{ kg/cm}^2} = 291406.42 \text{ cm}^3$$

Se debe cumplir que:

$$S_1 > S_{1 \min}$$

$$534735.76 > 176872.39 \text{ (cm}^3\text{)} \therefore \text{OK}$$

$$S_2 > S_{2 \min}$$

$$295670.91 > 291406.42 \text{ (cm}^3\text{)} \therefore \text{OK}$$

Por lo tanto, la sección cumple con los requerimientos de módulos de sección mínimo.

2.5.1.5 Cálculo de la excentricidad de los cables y fuerza inicial en el centro de la luz

En este caso se utilizan las inecuaciones de Magnel, donde se tiene que:

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e - k_2}{M_o + f_{ti} \cdot S_1} \quad (f1)$$

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e - 49.77 \text{ cm}}{(276.36 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm} + (1.225 \cdot 10.197) \text{ kg/cm}^2 \cdot 534735.76 \text{ cm}^3} \quad (f1)$$

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e - 49.77 \text{ cm}}{34315558.17 \text{ kg} \cdot \text{cm}} \quad (f1)$$

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e + k_1}{M_o - f_{ci} \cdot S_2} \quad (f2)$$

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e + 27.52 \text{ cm}}{(276.36 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm} - (-14.4 \cdot 10.197) \text{ kg/cm}^2 \cdot 295670.91 \text{ cm}^3} \quad (f2)$$

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e + 27.52 \text{ cm}}{71051370.28 \text{ kg} \cdot \text{cm}} \quad (f2)$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R \cdot (e + k_1)}{M_T - f_{ts} \cdot S_2} \quad (f3)$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{0.8 \cdot (e + 27.52 \text{ cm})}{(563.40 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm} - 0 \text{ kg/cm}^2 \cdot 295670.91 \text{ cm}^3} \quad (f3)$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{0.8 \cdot (e + 27.52 \text{ cm})}{56340000 \text{ kg} \cdot \text{cm}} \quad (f3)$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R(e - k_2)}{M_T + f_{cs} \cdot S_1} \quad (f4)$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{0.8(e - 49.77 \text{ cm})}{(563.40 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm} + (-18 \cdot 10.197) \text{ kg/cm}^2 \cdot 534735.76 \text{ cm}^3} \quad (f4)$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{0.8(e - 49.77 \text{ cm})}{-41808609.8} \quad (f4)$$

Tabla 2.24. Ecuaciones de Magnel, donde el eje de las abscisas corresponde a la excentricidad y el eje de las ordenadas a $1/P_i$

e (cm)	$1/P_i \geq$		$1/P_i \leq$		
	$f1$	$f2$	$f3$	$f4$	
10	-1.16E-06	5.28E-07	5.33E-07	7.61E-07	
16.85	-9.59E-07	6.24E-07	6.30E-07	6.30E-07	e_{min}
30	-5.76E-07	8.10E-07	8.17E-07	3.78E-07	
40	-2.85E-07	9.50E-07	9.59E-07	1.87E-07	
50	6.82E-09	1.09E-06	1.10E-06	-4.48E-09	
60	2.98E-07	1.23E-06	1.24E-06	-1.96E-07	
70	5.90E-07	1.37E-06	1.38E-06	-3.87E-07	
80	8.81E-07	1.51E-06	1.53E-06	-5.79E-07	
90	1.17E-06	1.65E-06	1.67E-06	-7.70E-07	
100	1.46E-06	1.79E-06	1.81E-06	-9.61E-07	
110	1.76E-06	1.94E-06	1.95E-06	-1.15E-06	
120	2.05E-06	2.08E-06	2.09E-06	-1.34E-06	
123.14	2.14E-06	2.12E-06	2.14E-06	-1.40E-06	$e_{m\acute{a}x}$ te\orico
130	2.34E-06	2.22E-06	2.24E-06	-1.54E-06	
150	2.92E-06	2.50E-06	2.52E-06	-1.92E-06	
160	3.21E-06	2.64E-06	2.66E-06	-2.11E-06	
170	3.50E-06	2.78E-06	2.80E-06	-2.30E-06	
88.91	1.14E-06	1.64E-06	1.65E-06	-7.49E-07	e_{real}

Fuente: Autoría propia.

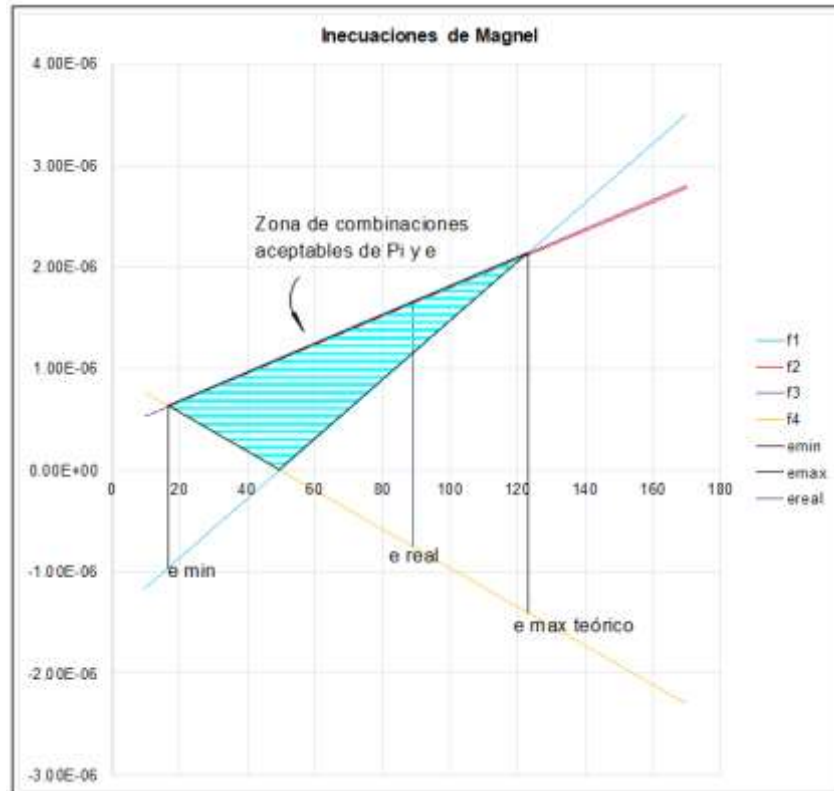


Figura 2.20. Gráfica de las inecuaciones de Magnel.

Fuente: Autoría propia.

De la **Tabla 2.24** y de la **Figura 2.20** se obtiene que el $e_{min} = 16.85 \text{ cm}$ y el $e_{max \text{ teórico}} = 123.14 \text{ cm}$.

Por otro lado, la distancia entre el eje del ducto para cables y la fibra externa inferior se tomará entre un valor de $5\%h$ a $15\%h$ donde h es la altura total de la sección T.

$$z = 15\%(180 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$$

Con ello, el valor real de la excentricidad equivale a la distancia entre el eje neutro y el eje del ducto para cables.

$$e_{real} = 115.91 \text{ cm} - 27 \text{ cm} = 88.91 \text{ cm}$$

Dicho valor debe encontrarse dentro del intervalo del e_{min} y el $e_{max \text{ teórico}}$.

$$16.85 \text{ cm} < 88.91 \text{ cm} < 123.14 \text{ cm} \therefore OK$$

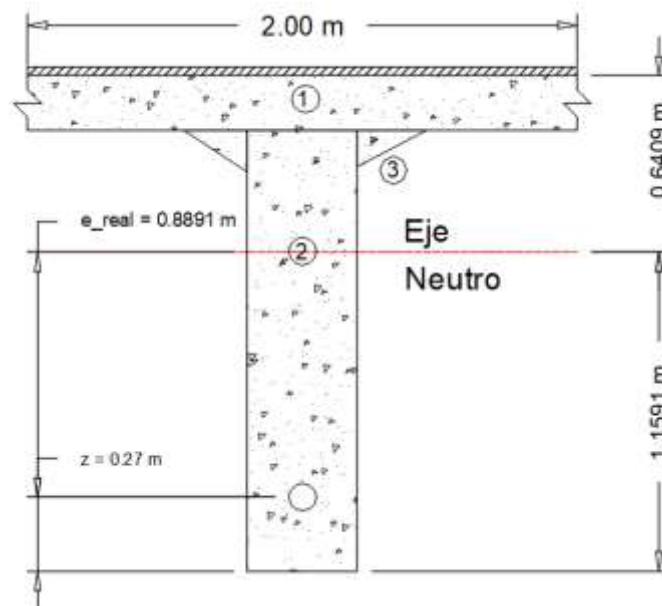


Figura 2.21. Ubicación del ducto para los cables del postensado.

Fuente: Autoría propia.

Con estos resultados encontrados, se procede a encontrar el valor de P_i , con la inecuación (f3).

$$\frac{1}{P_i} = \frac{0.8 \cdot (88.91 \text{ cm} + 27.52 \text{ cm})}{56340000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

$$P_i = 604885.87 \text{ kg} = 604.886 \text{ T}$$

2.5.1.6 Comprobación de esfuerzos en centro de la luz

2.5.1.6.1 Estado de Servicio I

En condiciones iniciales

- **Fibra superior**

Para encontrar los esfuerzos en centro de la luz en la fibra superior se empleó la **Ecuación 2.28**.

$$f_{ti} = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e}{S_1} - \frac{M_o}{S_1}$$
$$f_{ti} = -\frac{(604.886 \cdot 10^3) \text{ kg}}{10745 \text{ cm}^2} + \frac{(604.886 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot (88.91 \text{ cm})}{534735.76 \text{ cm}^3} - \frac{(276.36 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm}}{534735.76 \text{ cm}^3}$$
$$f_{ti} = -7.4 \text{ kg/cm}^2$$

La fibra superior se encuentra en compresión por lo cual se comparará con el esfuerzo de compresión admisible $f_{ci \text{ admisible}} = -159.07 \text{ kg/cm}^2$

$$f_{ti} < f_{ci \text{ admisible}}$$

$$7.4 \text{ (compresión)} < 159.07 \text{ (compresión)} \text{ (kg/cm}^2) \therefore \text{OK}$$

- **Fibra inferior**

Para encontrar los esfuerzos en centro de la luz en la fibra inferior se empleó la **Ecuación 2.29**.

$$f_{ci} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e}{S_2} + \frac{M_o}{S_2}$$
$$f_{ci} = -\frac{(604.886 \cdot 10^3) \text{ kg}}{10745 \text{ cm}^2} - \frac{(604.886 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot (88.91 \text{ cm})}{295670.91 \text{ cm}^3} + \frac{(276.36 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm}}{295670.91 \text{ cm}^3}$$
$$f_{ci} = -144.72 \text{ kg/cm}^2$$

Se debe cumplir que

$$f_{ci} < f_{ci \text{ admisible}}$$

$$144.72 \text{ (compresión)} < 159.07 \text{ (compresión)} \text{ (kg/cm}^2) \therefore \text{OK}$$

En condiciones finales

- **Fibra superior**

Para encontrar los esfuerzos en centro de la luz en la fibra superior en condiciones finales se empleó la **Ecuación 2.31**.

CASO I: Carga Total

$$f_{cs} = -\frac{R \cdot P_i}{A} + \frac{R \cdot P_i \cdot e}{S_1} - \frac{M_T}{S_1}$$

$$f_{cs} = -\frac{0.8 \cdot (604.886 \cdot 10^3) \text{ kg}}{10745 \text{ cm}^2} + \frac{0.8 \cdot (604.886 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot (88.91 \text{ cm})}{534735.76 \text{ cm}^3}$$

$$-\frac{(563.4 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm}}{534735.76 \text{ cm}^3}$$

$$f_{cs} = -69.94 \text{ kg/cm}^2$$

Se debe cumplir que

$$f_{cs} < f_{cs \text{ admisible}}$$

$$69.94 \text{ (compresión)} < 183.55 \text{ (compresión)} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \therefore \text{OK}$$

CASO II: Presforzado + Cargas permanentes

$$f_{cs} = -\frac{R \cdot P_i}{A} + \frac{R \cdot P_i \cdot e}{S_1} - \frac{M_D}{S_1}$$

$$f_{cs} = -\frac{0.8 \cdot (604.886 \cdot 10^3) \text{ kg}}{10745 \text{ cm}^2} + \frac{0.8 \cdot (604.886 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot (88.91 \text{ cm})}{534735.76 \text{ cm}^3}$$

$$-\frac{(298.34 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm}}{534735.76 \text{ cm}^3}$$

$$f_{cs} = -20.37 \text{ kg/cm}^2$$

Se debe cumplir que

$$f_{cs} < f_{cs \text{ admisible}}$$

$$20.37 \text{ (compresión)} < 137.66 \text{ (compresión)} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \therefore \text{OK}$$

- **Fibra inferior**

Para encontrar los esfuerzos en centro de la luz en la fibra inferior en condiciones finales se empleó la **Ecuación 2.30**.

$$f_{ts} = -\frac{R \cdot P_i}{A} - \frac{R \cdot P_i \cdot e}{S_2} + \frac{M_T}{S_2}$$

$$f_{ts} = -\frac{0.8 \cdot (604.886 \cdot 10^3) \text{ kg}}{10745 \text{ cm}^2} - \frac{0.8 \cdot (604.886 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot (88.91 \text{ cm})}{295670.91 \text{ cm}^3} + \frac{(563.4 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm}}{295670.91 \text{ cm}^3}$$

$$f_{ts} = 0 \text{ kg/cm}^2 \therefore OK$$

Se cumple con que en la fibra inferior no exista tracciones.

2.5.1.6.2 Estado de Servicio III

En condiciones iniciales

Dado que se realizan los mismos cálculos para encontrar los esfuerzos en condiciones iniciales en el Estado de Servicio I, los resultados son iguales.

En condiciones finales

- **Fibra superior**

CASO I: Carga Total

$$f_{cs} = -\frac{R \cdot P_i}{A} + \frac{R \cdot P_i \cdot e}{S_1} - \frac{M_D + 0.8 \cdot M_{(LL+IM)}}{S_1}$$

$$f_{cs} = -\frac{0.8 \cdot (604.886 \cdot 10^3) \text{ kg}}{10745 \text{ cm}^2} + \frac{0.8 \cdot (604.886 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot (88.91 \text{ cm})}{534735.76 \text{ cm}^3} - \frac{(298.34 + 0.8 \cdot 265.06) \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{534735.76 \text{ cm}^3}$$

$$f_{cs} = -60.02 \text{ kg/cm}^2$$

Se debe cumplir que

$$f_{cs} < f_{cs \text{ admisible}}$$

$$60.02 \text{ (compresión)} < 183.55 \text{ (compresión)} \text{ (kg/cm}^2) \therefore OK$$

CASO II: Presforzado + Cargas permanentes

Se realiza la misma comprobación que en el Estado de Servicio I.

- **Fibra inferior**

$$f_{ts} = -\frac{R \cdot P_i}{A} - \frac{R \cdot P_i \cdot e}{S_2} + \frac{M_D + 0.8 \cdot M_{(LL+IM)}}{S_2}$$

$$f_{ts} = -\frac{0.8 \cdot (604.886 \cdot 10^3) \text{ kg}}{10745 \text{ cm}^2} - \frac{0.8 \cdot (604.886 \cdot 10^3) \text{ kg} \cdot (88.91 \text{ cm})}{295670.91 \text{ cm}^3} + \frac{(298.34 + 0.8 \cdot 265.06) \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{295670.91 \text{ cm}^3}$$

$$f_{ts} = -17.93 \text{ kg/cm}^2$$

Dado que el resultado es que la fibra se encuentra en compresión se cumple con que no exista tracciones.

2.5.1.7 Número de Torones requeridos por viga

En este caso se utilizarán torones de baja relajación grado 270 (1860 MPa) de $\varnothing \frac{1}{2}$ " (12.7 mm) de diámetro y con un área 98.70 mm².

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa} = 18966.42 \text{ kg/cm}^2$$

En cuanto al límite de esfuerzo para acero presforzado se empleó la información de la **Tabla 2.19**.

$$f_{pi} = 0.70 \cdot f_{pu}$$

$$f_{pi} = 0.70 \cdot 18966.42 \text{ kg/cm}^2 = 13276.494 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de 1 torón \varnothing 12.7 mm: $0.987 \text{ cm}^2 (13276.494 \text{ kg/cm}^2) = 13103.9 \text{ kg}$

Con $P_i = 604885.87 \text{ kg}$ (centro de luz), después de las pérdidas dependientes del tiempo se tiene que $P = R \cdot P_i$

$$P = 0.8 \cdot 604885.87 \text{ kg} = 483908.696 \text{ kg}$$

$$N^\circ \text{ de torones} = \frac{483908.696 \text{ kg}}{13103.9 \text{ kg}} \approx 37 \text{ torones PC Strand } \varnothing 12.7 \text{ mm}$$

$$A_{ps} = 37 \cdot 0.987 \text{ cm}^2 = 36.519 \text{ cm}^2$$

2.5.1.8 Cálculo del acero longitudinal

Se empleará el acero mínimo que requiera la sección, para ello se utilizó la **Ecuación 2.33** considerando un recubrimiento 5 cm.

$$d = 180 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 175 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ mín } 1} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ mín } 1} = \frac{14}{4200} \cdot 40 \cdot 175 = 23.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín } 2} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ mín } 2} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{30 \cdot 10.197}}{4200} \cdot 40 \cdot 175 = 23.32 \text{ cm}^2$$

Se utiliza el mayor valor de los aceros mínimos calculado, en este caso el $A_{s \text{ mín } 1} = 23.33 \text{ cm}^2$, área que se cubre con barras $\varnothing 20 \text{ mm}$ las cuales tienen 3.14 cm^2 .

$$\#barras = \frac{23.32 \text{ cm}^2}{3.14 \text{ cm}^2} \approx 8 \varnothing 20 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ real}} = 25.13 \text{ cm}^2$$

El siguiente paso es calcular el espaciamiento mínimo.

$$s_{\text{min}} \geq (1.5 \cdot \varnothing_v, 3.8 \text{ cm})$$

$$s_{\text{min}} \geq (1.5 \cdot 2 \text{ cm}, 3.8 \text{ cm})$$

$$s_{\text{min}} \geq (3 \text{ cm}, 3.8 \text{ cm})$$

Por lo cual, el espaciamiento mínimo del acero longitudinal es de 3.8 cm.

2.5.1.9 Acero de refuerzo superior (A'_s)

Como se mencionó previamente el acero de temperatura y distribución a utilizar será el correspondiente al patín superior perteneciente a la losa.

$$A'_{s \text{ temperatura}} = 1 \varnothing 10 \text{ mm @ } 34 \text{ cm}$$

$$A'_{s \text{ distribuci}} = 1 \varnothing 16 \text{ mm @ } 25 \text{ cm}$$

Con lo cual es $A'_s = 20.70 \text{ cm}^2$

2.5.1.10 Verificación por Estado Límite de Resistencia I.

2.5.1.10.1 Momento aplicado

$$M_u = 1.25 \cdot M_{DC} + 1.50 \cdot M_{DW} + 1.75 \cdot M_{LL+IM}$$

$$M_u = 1.25 \cdot (276.36 \text{ T} \cdot \text{m}) + 1.50 \cdot (21.98 \text{ T} \cdot \text{m}) + 1.75 \cdot (265.06 \text{ T} \cdot \text{m})$$

$$M_u = 842.28 \text{ T} \cdot \text{m}$$

2.5.1.10.2 Momento Resistente de la viga

Para emplear la **Ecuación 2.34** para el cálculo del esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo primero se debe comprobar que $f_{pe} \geq 0.5 \cdot f_{pu}$.

$$f_{pe} = \frac{P}{A_{ps}}$$

$$f_{pe} = \frac{483908.696 \text{ kg}}{36.519 \text{ cm}^2} = 13250.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pu} = 18966.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pe} \geq 0.5 \cdot f_{pu}$$

$$13250.87 \text{ kg/cm}^2 > 0.5 \cdot 18966.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$13250.87 \text{ kg/cm}^2 > 9483.21 \text{ kg/cm}^2 \therefore OK$$

Con ello, el siguiente paso es calcular la distancia desde la cara de la sección sometida a compresión al eje del tendón del presfuerzo.

$$d_p = h - z$$

$$d_p = 180 \text{ cm} - 27 \text{ cm} = 153 \text{ cm}$$

El siguiente paso es encontrar el eje neutro, para ello primero se comprobó que el eje neutro se encuentre dentro del patín superior, para verificar que la sección se comporta como una sección rectangular con ello se empleó la **Ecuación 2.36**.

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

En donde el factor del bloque de esfuerzo se calculó de la siguiente forma:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f'_c - 280)}{70} \geq 0.65$$

Dado que $f'_c = 30 \text{ MPa} = 305.91 \text{ kg/cm}^2$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (305.91 - 280)}{70} = 0.83$$

$$c = \frac{36.52 \text{ cm}^2 \cdot 18966.42 \text{ kg/cm}^2 + 25.13 \text{ cm}^2 \cdot 42000 \text{ cm}^2 - 20.70 \text{ cm}^2 \cdot 42000 \text{ cm}^2}{0.85 \cdot 305.91 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0.83 \cdot 200 \text{ cm} + 0.28 \cdot 36.52 \text{ cm}^2 \cdot \frac{18966.42 \text{ kg/cm}^2}{153 \text{ cm}}}$$

$$c = 15.98 \text{ cm}$$

$15.98 < 20(\text{cm}) \therefore$ Se comporta como una sección rectangular

El esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo se utilizó la **Ecuación 2.38**.

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p}\right)$$

$$f_{ps} = 18966.42 \text{ kg/cm}^2 \cdot \left(1 - 0.28 \cdot \frac{15.98 \text{ cm}}{153 \text{ cm}}\right) = 18411.78 \text{ kg/cm}^2$$

Y para la resistencia nominal a flexión la **Ecuación 2.39**.

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s \cdot f_s \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s \cdot f'_s \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2}\right) + 0.85 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h'_f \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right)$$

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$a = 0.83 \cdot 15.98 \text{ cm} = 13.29 \text{ cm}$$

$$M_n = 36.52 \text{ cm}^2 \cdot 18411.78 \text{ kg/cm}^2 \cdot \left(153 \text{ cm} - \frac{13.29 \text{ cm}}{2}\right) + 25.13 \text{ cm}^2 \cdot 42000 \text{ cm}^2 \cdot \left(175 - \frac{13.29 \text{ cm}}{2}\right) - 20.70 \text{ cm}^2 \cdot 42000 \text{ cm}^2 \cdot \left(170 - \frac{13.29 \text{ cm}}{2}\right) + 0.85 \cdot 305.91 \text{ kg/cm}^2 \cdot (200 \text{ cm} - 40 \text{ cm}) \cdot (0.83 \cdot 20 \text{ cm}) \cdot \left(\frac{13.29 \text{ cm}}{2} - \frac{20}{2}\right)$$

$$M_n = 99650577.65 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 996.51 \text{ T} \cdot \text{m}$$

Se debe cumplir

$$\phi M_n > M_u$$

Donde

Para secciones de concreto presfuerzo con tensión controlada $\phi = 1$

$$996.51 > 842.28 (\text{T} \cdot \text{m}) \therefore \text{Cumple con el diseño a flexión.}$$

2.5.1.11 Perfil del tendón resultante

La ecuación que describirá el tendón será parabólica por lo cual cumple con la forma $y = k \cdot x^2$. Con lo cual el siguiente paso es encontrar los principales parámetros de la curva, tales como el radio de curvatura "R", el ángulo de elevación máxima " $\alpha_{\text{máx}}$ " y el factor "k".

$$X_o = \frac{L}{2}$$

$$X_o = \frac{28 \text{ m}}{2} = 14 \text{ m}$$

$$Y_o = y_2 - z$$

$$Y_o = 115.91 \text{ cm} - 27 \text{ cm} = 88.91 \text{ cm} = 0.89 \text{ m}$$

$$k = \frac{Y_o}{X_o^2}$$

$$k = \frac{0.89 \text{ m}}{(14 \text{ m})^2} = 4.53 \times 10^3 \text{ m}^{-1}$$

$$R = \frac{X_o^2}{2 \cdot Y_o}$$

$$R = \frac{(14 \text{ m})^2}{2 \cdot 0.89 \text{ m}} = 110.22 \text{ m}$$

$$\alpha_{max} = \frac{2 \cdot Y_o}{X_o}$$

$$\alpha_{max} = \frac{2 \cdot 0.89 \text{ m}}{14 \text{ m}} = 0.127 \text{ rad}$$

Con esto se obtienen las características del tendón resultante.

Tabla 2.25. Características del tendón

Cable	d_{ps} (m)	X_o (m)	Y_o (m)	k (m^{-1})	R (m)	α_{max} (rad)
TR	0.27	14.00	0.89	4.54E-03	110.22	0.13

Fuente: Autoría propia.

A partir de esto, se pueden obtener las tres ecuaciones que describirán el trazado del tendón, donde y_f representa la curva desde el fondo de la viga y y_s con respecto al plano superior de la sección.

$$y = k \cdot x^2$$

$$y = 4.53 \times 10^3 \cdot x^2$$

$$y_f = z + k \cdot x^2$$

$$y_f = 0.27 + 4.53 \times 10^3 \cdot x^2$$

$$y_s = h - z - k \cdot x^2$$

$$y_s = 1.8 - 0.27 - 4.53 \times 10^3 \cdot x^2$$

$$y_s = 1.53 - 4.53 \times 10^3 \cdot x^2$$

Tabla 2.26. Replanteo del perfil del tendón.

<i>H (m) =</i>	1.8	CABLE TR				
		Cota	y	y_f	y_s	
<i>x(m)</i>	Extremo	-14	0.889	1.159	0.641	
		-13	0.767	1.037	0.763	
		-12	0.653	0.923	0.877	
		-11	0.549	0.819	0.981	
		-10	0.454	0.724	1.076	
		-9	0.367	0.637	1.163	
		-8	0.290	0.560	1.240	
		-7	0.222	0.492	1.308	
		-6	0.163	0.433	1.367	
		-5	0.113	0.383	1.417	
		-4	0.073	0.343	1.457	
		-3	0.041	0.311	1.489	
		-2	0.018	0.288	1.512	
		-1	0.005	0.275	1.525	
		Sección crítica	0	0.000	0.270	1.530
			1	0.005	0.275	1.525
			2	0.018	0.288	1.512
			3	0.041	0.311	1.489
			4	0.073	0.343	1.457
			5	0.113	0.383	1.417
			6	0.163	0.433	1.367
			7	0.222	0.492	1.308
			8	0.290	0.560	1.240
			9	0.367	0.637	1.163
			10	0.454	0.724	1.076
			11	0.549	0.819	0.981
			12	0.653	0.923	0.877
			13	0.767	1.037	0.763
	Extremo	14	0.889	1.159	0.641	

Fuente: Autoría propia.

Con esta información se obtiene el siguiente trazado del cable del postensado.

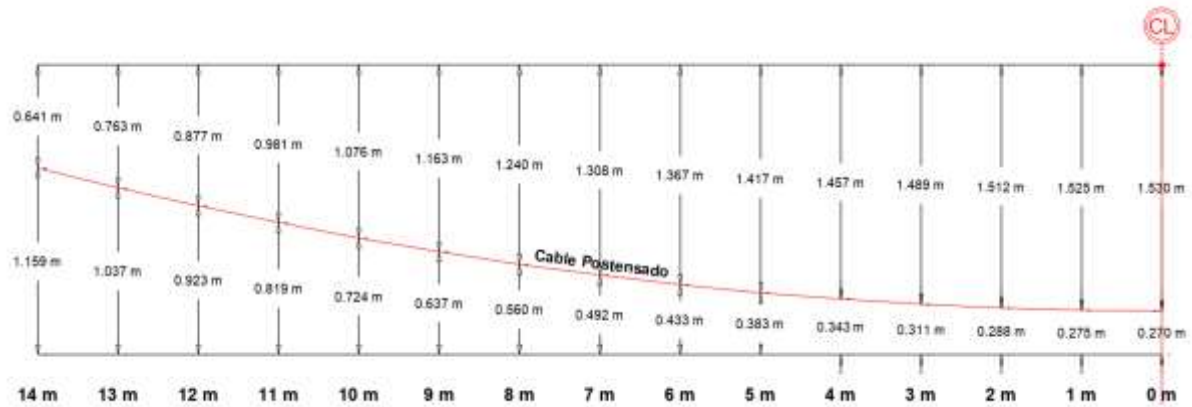


Figura 2.22. Trazado del cable del postensado.
Fuente: Autoría propia.

2.5.1.12 Cálculo de las pérdidas

Para el cálculo de las pérdidas totales se empleará la **Ecuación 2.40**.

2.5.1.12.1 Pérdidas instantáneas

- **Pérdidas debido a la fricción**

Se calcularán a partir de la **Ecuación 2.41**. Sin embargo, previo a dicha operación se encontró la tensión en el acero del preesfuerzo en el momento del postensado con la **Ecuación 2.42**.

$$f_{pj} = 0.9 \cdot f_{py}$$

$$f_{pj} = 0.9 \cdot 17069.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pj} = 0.9 \cdot 17069.78 \text{ kg/cm}^2 = 15362.802 \text{ kg/cm}^2 = 1506.6 \text{ MPa}$$

$$K = 6.56 \cdot 10^{-7} \text{ mm}^{-1} \text{ (Tabla 2.21)}$$

$$\mu = 0.2 \text{ (Tabla 2.21)}$$

- **Para la sección central donde $x = 14 \text{ m}$**

$$\alpha_{extremo} = 0.127 \text{ rad}$$

$$\alpha_{centro} = 0 \text{ rad}$$

$$\alpha = \alpha_{extremo} + \alpha_{centro}$$

$$\alpha = 0.127 \text{ rad} + 0 \text{ rad} = 0.127 \text{ rad}$$

$$\Delta f_{pF} = 1506.6 \text{ MPa} \cdot (1 - e^{-(6.56 \cdot 10^{-7} \text{ mm}^{-1} \cdot 14000 \text{ mm} + 0.2 \cdot 0.127)}) = 51.22 \text{ MPa}$$

$$\% \Delta f_{pF} = \frac{\Delta f_{pF}}{f_{pj}} \cdot 100 = \frac{51.22}{1506.6} \cdot 100 = 3.4\%$$

- Pérdidas debido al sistema de anclaje

$$\% \Delta f_{pA} = 3\%$$

- Pérdidas debido al acortamiento elástico

La pérdida por acortamiento elástico puede determinarse mediante la **Ecuación 2.43**.

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2 \cdot N} \cdot \frac{A_{ps} \cdot f_{pbt} \cdot (I_g + e_m^2 \cdot A_g) - e_m \cdot M_g \cdot A_g}{A_{ps} \cdot (I_g + e_m^2 \cdot A_g) + \frac{A_g \cdot I_g \cdot E_{ci}}{E_p}}$$

$$f_{pbt} = 0.90 \cdot f_{py}$$

$$f_{pbt} = 0.9 \cdot 17069.78 \text{ kg/cm}^2 = 15362.802 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ps} = 36.52 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 10745 \text{ cm}^2$$

$$I_g = 34271214.73 \text{ cm}^4$$

$$e_m = 88.91 \text{ cm}$$

$$M_g = M_o = 27635903.21 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$E_p = 197\,000 \text{ MPa} = 2008809 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = 15260 \sqrt{305.91 \text{ kg/cm}^2} = 266901.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{37 - 1}{2 \cdot 37} \cdot \frac{36.52 \cdot 15362.802 \cdot (34271214.73 + (88.91)^2 \cdot 10745) - 88.91 \cdot 27635903.21 \cdot 10745}{36.52 \cdot (34271214.73 + (88.91)^2 \cdot 10745) + \frac{10745 \cdot 34271214.7 \cdot 266901.72}{2008809}}$$

$$\Delta f_{pES} = 369.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\% \Delta f_{pES} = \frac{\Delta f_{pES}}{f_{pj}} \cdot 100 = \frac{369.60}{15362.802} \cdot 100 = 2.41\%$$

2.5.1.12.2 Pérdidas dependientes del tiempo

Para determinar estas pérdidas diferidas en el tiempo Δf_{pLT} , debida a la fluencia del hormigón, la retracción del hormigón y la relajación del acero se empleó la **Ecuación 2.44**.

$$\Delta f_{pLT} = 10 \cdot \frac{f_{pi} \cdot A_{ps}}{A_g} \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + 83 \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$$

En donde:

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01 \cdot H$$

$$\gamma_{st} = \frac{35}{(7 + f'_{ci})}$$

Se empleará el porcentaje de humedad de Quito:

$$H = 81\%$$

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01 \cdot 81 = 0.89$$

$$\gamma_{st} = \frac{35}{7 + 24} = 1.13$$

$$f_{pi} = 13276.49 \text{ kg/cm}^2 = 1302 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \Delta f_{pLT} &= 10 \cdot \frac{1302 \text{ MPa} \cdot 36.52 \text{ cm}^2}{10745 \text{ cm}^2} \cdot 0.89 \cdot 1.13 + 83 \cdot 0.89 \cdot 1.13 + 16.55 \text{ MPa} \\ &= 144.42 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\% \Delta f_{pLT} = \frac{\Delta f_{pLT}}{f_{pj}} \cdot 100 = \frac{144.42}{15362.802} \cdot 100 = 9.59\%$$

- **Pérdidas instantáneas**

$$\% \Delta f_{pi} = \% \Delta f_{pF} + \% \Delta f_A + \% \Delta f_{pES}$$

$$\% \Delta f_{pi} = 3.4\% + 3\% + 2.41\% = 8.81\%$$

- **Pérdidas totales**

$$\% \Delta f_{pT} = \% \Delta f_{pi} + \% \Delta f_{pLT}$$

$$\% \Delta f_{pT} = 8.81\% + 9.59\% = 18.39\%$$

$$R = 100\% - \% \Delta f_{pLT}$$

$$R = 100\% - 9.59\% = 90.41\%$$

A continuación, se presentará una tabla resumen de las pérdidas calculadas previamente.

Tabla 2.27. Resumen del cálculo de las pérdidas totales en la viga interior.

Tipo de pérdida	Δp (Ton)	% Δfp
Fricción (Δf_{pF})	22.55	3.40%
Acortamiento Elástico (Δf_{pES})	15.96	2.41%
Anclaje (Δf_{pA})	19.90	3.00%
Perdidas instantaneas (Δf_{pi})	58.41	8.81%
Diferidas en el tiempo (Δf_{pLT})	63.58	9.59%
Perdidas Totales (Δf_{pT})	121.99	18.39%
R_{real} (%)		90.41%

Fuente: Autoría propia.

2.5.1.12.3 Fuerzas del cable de Presfuerzo

Con las pérdidas calculadas y presentadas en la Tabla 2.27 se procede a calcular las fuerzas en el cable de Presfuerzo.

Tabla 2.28. Resumen de las Fuerzas en el cable de Presfuerzo en la viga interior.

Fuerza total del cable postensado	P(Ton)
Fuerza del gato (P_i)	663.29
Fuerza después de Δf_{pi} (P_i)	604.89
Fuerza efectiva (P_e)	546.90

Fuente: Autoría propia.

Una vez identificadas las pérdidas iniciales, las pérdidas diferidas en el tiempo y las pérdidas totales, es necesario verificar el diseño previo teniendo en cuenta las nuevas pérdidas. Este proceso implica realizar cálculos iterativos, donde se calculan las pérdidas y se introducen en el diseño para su verificación, repitiendo este proceso hasta que los valores de las pérdidas converjan.

Para llevar a cabo esta iteración, se utilizó una hoja de cálculo en Excel desarrollada específicamente para este proyecto. Después de la segunda iteración, se logró la convergencia de las pérdidas debidas al postensado. A continuación, se presenta un resumen de las pérdidas y las fuerzas en el cable resultantes del postensado obtenidas en esta segunda iteración. En el **ANEXO VI** se adjuntará el desarrollo de las pérdidas en la segunda iteración.

Tabla 2.29. Cálculo de las pérdidas totales en la segunda iteración en la viga interior.

Tipo de pérdida	Δp (Ton)	% Δf_p
Fricción (Δf_{pF})	19.95	3.40%
Acortamiento Elástico (Δf_{pES})	14.12	2.41%
Anclaje (Δf_{pA})	17.61	3.00%
Perdidas instantaneas (Δf_{pi})	51.68	8.81%
Diferidas en el tiempo (Δf_{pLT})	56.26	9.59%
Perdidas Totales (Δf_{pT})	107.93	18.39%
R_{real} (%)		90.41%

Fuente: Autoría propia.

Tabla 2.30. Resumen de las Fuerzas en el cable de Presfuerzo en la segunda iteración en la viga interior.

Fuerza total del cable postensado	P(Ton)
Fuerza del gato (P_i)	586.88
Fuerza después de Δf_{pi} (P_i)	535.20
Fuerza efectiva (P_e)	483.90

Fuente: Autoría propia.

2.5.1.13 Diseño a flexión de la viga interior postensada en la segunda iteración (Hoja de cálculo)

El desarrollo de la segunda iteración del diseño a flexión detallado en la hoja de cálculo adjunto en el **ANEXO V**, se realizó a partir de los datos de las pérdidas expuestos en la **Tabla 2.29**. Del cual se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 2.31. Características del diseño a flexión de la viga interior en la segunda iteración.

DISEÑO A FLEXIÓN VIGA EXTERIOR
<i>Fuerza del presfuerzo después de Δf_{pi} (P_i) = 535.20 T</i>
<i>Número de Torones (A_{ps}) = 37 torones PC Strand ϕ 12.7 mm</i>
<i>Acero Longitudinal superior (A_s) = 8 ϕ 20mm</i>
<i>Acero de temperatura del patín superior ($A's$) = 1 ϕ 10mm @ 34cm</i>
<i>Acero de distribución del patín superior ($A's$) = 1 ϕ 10mm @ 25cm</i>

Fuente: Autoría propia.

2.5.1.13.1 Cálculo del acero de contracción y temperatura

Seguido a ello, se desarrolló el cálculo del Acero de temperatura y contracción a partir de la formula

$$A_{st} \geq \frac{750 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y} = \frac{750 \cdot 400 \cdot 1800}{2 \cdot (400 + 1800) \cdot 420} = 292.21 \text{ mm/m} = 2.92 \text{ cm/m}$$

Se debe cumplir que este acero se encuentre entre $2.33 \leq A_{st} \leq 12.70$ [cm/m].

Dado que cumple con dicho requerimiento el siguiente paso es calcular el espaciamiento necesario para este acero.

$$s = H_{total} - (h_{losa} + r + \phi_v + \phi_L \cdot 2)$$

$$s = 180 - (20 + 5 + 1.2 + 2 \cdot 2) = 149.8 \text{ cm}$$

Con lo cual, el acero de temperatura necesario es el siguiente:

$$A_{st \text{ a usar}} = A_{st} \cdot s = 2.92 \cdot \frac{149.8}{100} = 4.38 \text{ cm}^2$$

Para ello se va a emplear 2 Ø 18mm, las cuales tienen un área de 5.09 cm² para cubrir el requerimiento establecido.

2.5.1.13.2 Revisión de fisuración por distribución de armadura

Momento actuante:

Se considerará el estado límite de Servicio I para calcular el momento actuante:

$$M_u = n \cdot [1.00 \cdot (M_{DC} + M_{DW}) + 1.00 \cdot (M_{LL+IM})]$$

$$M_u = 1.00 \cdot [1.00 \cdot (289.34 + 21.98) + 1.00 \cdot (265.06)] = 576.38 \text{ T} \cdot \text{m}$$

Ubicación del eje neutro:

$$E_c = 15260 \cdot \sqrt{f'_c} = 15260 \cdot \sqrt{30 \cdot 10.197} = 266901.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2039400}{266901.72} = 7.64$$

$$dc = r + \phi_v + \frac{\phi_T}{2} = 5 + 1.2 + \frac{1.8}{2} = 7.1 \text{ cm}$$

$$dl = h_t - dc = 180 - 7.1 = 172.9 \text{ cm}$$

Considerando que el $dl_{max} = 90 \text{ cm}$, se concluye que es necesario colocar acero de piel. Con lo cual se emplea la siguiente ecuación.

$$A_{sk} \geq 0.1 \cdot (dl - 76) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{4}$$

$$A_{sk} \geq 0.1 \cdot (172.9 - 76) \leq \frac{23.33 + 36.52}{4}$$

$$A_{sk} \geq 9.69 \leq 14.96$$

De tal forma que para cubrir los 9.69 cm^2 se plantea $4 \text{ } \varnothing 18\text{mm}$ por cara, de tal forma que el $A_{sk \text{ real}} = 10.18 \text{ cm}^2$.

Ahora para el cálculo del espaciamiento se tiene que:

$$s = \frac{dl}{(\text{número de varillas de piel} - 1)} = \frac{172.9}{4 - 1} = 57.7 \text{ cm}$$

Se tomará 60 cm como valor constructivo.

2.5.2 Diseño a corte

2.5.2.1 Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo

La ubicación de la sección crítica para el cortante d_v se calculará empleando la **Ecuación 2.55**.

$$d_v = \frac{M_n}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}$$

$$d_v = \frac{109907441.16 \text{ kg/cm}^2}{40.47 \text{ cm}^2 \cdot 18966.42 \text{ kg/cm}^2 + 25.13 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2} = 125.88 \text{ cm}$$

Se debe cumplir que d_v sea mayor que $0.9 \cdot d_p$ y $0.72 \cdot h$

$$0.9 \cdot d_p = 0.9 \cdot 153 \text{ cm} = 137.7 \text{ cm}$$

$$0.72 \cdot h = 0.72 \cdot 180 \text{ cm} = 129.6 \text{ cm}$$

Dado que el d_v calculado es menor que los criterios mínimos planteados, se escogerá el mayor de todos los calculados.

$$d_v = 137.7 \text{ cm}$$

Teniendo en cuenta un ancho de 35 cm del dispositivo de apoyo se procede a calcular la distancia del eje del apoyo al final de la sección crítica por cortante.

$$\frac{a}{2} + d_v = \frac{35 \text{ cm}}{2} + 137.7 \text{ cm} = 155.2 \text{ cm}$$

Antes de realizar el cálculo de los cortantes por las diferentes cargas, se procede a realizar una corrección de la longitud del puente por la existencia de los dispositivos de apoyos de 35 cm a cada extremo del puente. Con ello se tiene:

$$L_{\text{corregido}} = L - 2 \cdot \frac{a}{2}$$

$$L_{\text{corregido}} = 28 \text{ m} - 2 \cdot \frac{0.35 \text{ m}}{2} = 27.65 \text{ m}$$

2.5.2.2 Cálculo de V_u

2.5.2.2.1 Carga muerta (DC)

$$W_{DC} = 2.629 \text{ T/m}^2$$

$$P_{diaf} = 1.42 \text{ T}$$

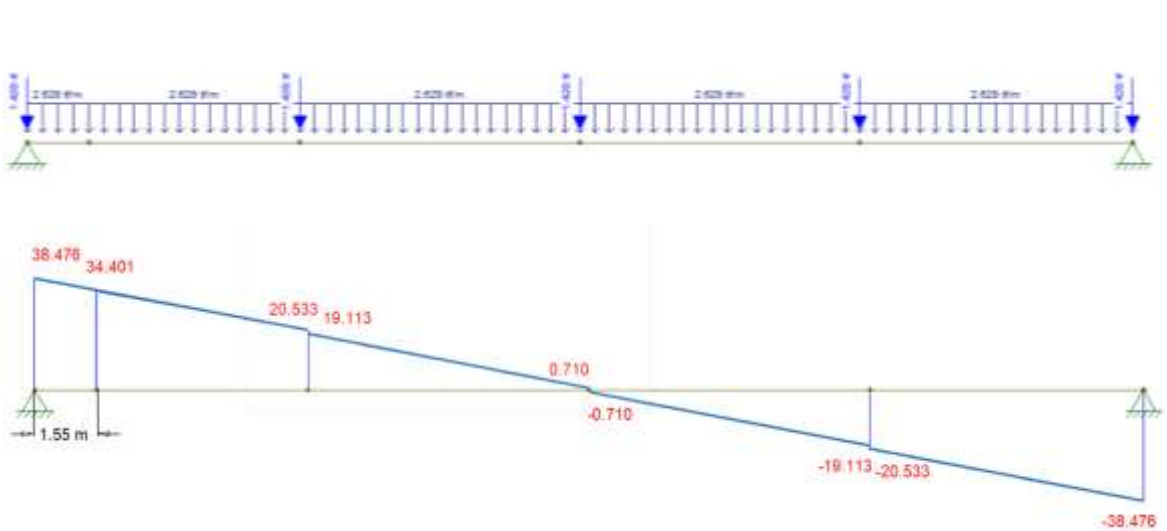


Figura 2.23. Diagrama de corte por carga muerta (peso propia y diafragmas) (T).

Fuente: Autoría propia.

De dicho diagrama se obtiene que el cortante es igual a $V_{DC} = 34.401 \text{ T}$.

2.5.2.2.2 Superficie de rodadura (DW)

$$W_{DW} = 0.225 \text{ T/m}^2$$

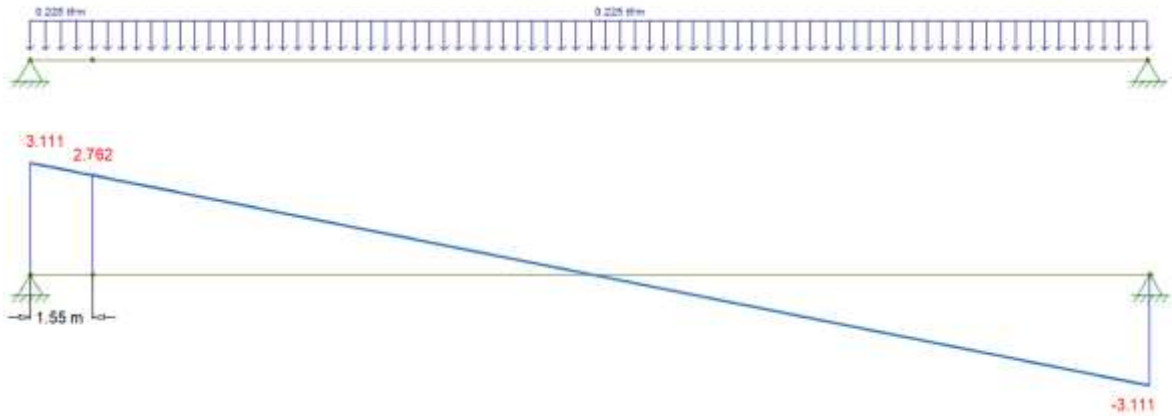


Figura 2.24. Diagrama de corte por carga debido a la superficie de rodadura (T).
Fuente: Autoría propia

De dicho diagrama se obtiene que el cortante es igual a $V_{DW} = 2.762 T$.

2.5.2.2.3 Carga viva (LL+IM)

- Camión de diseño

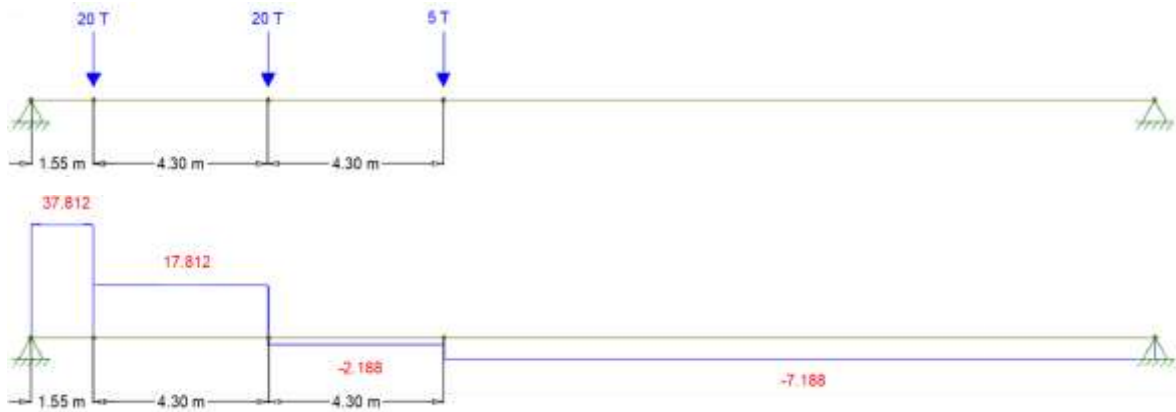


Figura 2.25. Diagrama de corte debido al camión de diseño (T).
Fuente: Autoría propia.

De dicho diagrama se obtiene que el cortante es igual a $V = 37.812 T$

- Tándem de diseño



Figura 2.26. Diagrama de corte debido al tándem de diseño (T).

Fuente: Autoría propia.

De dicho diagrama se obtiene que el cortante es igual a $V = 23.517 T$

- **Carga de carril**

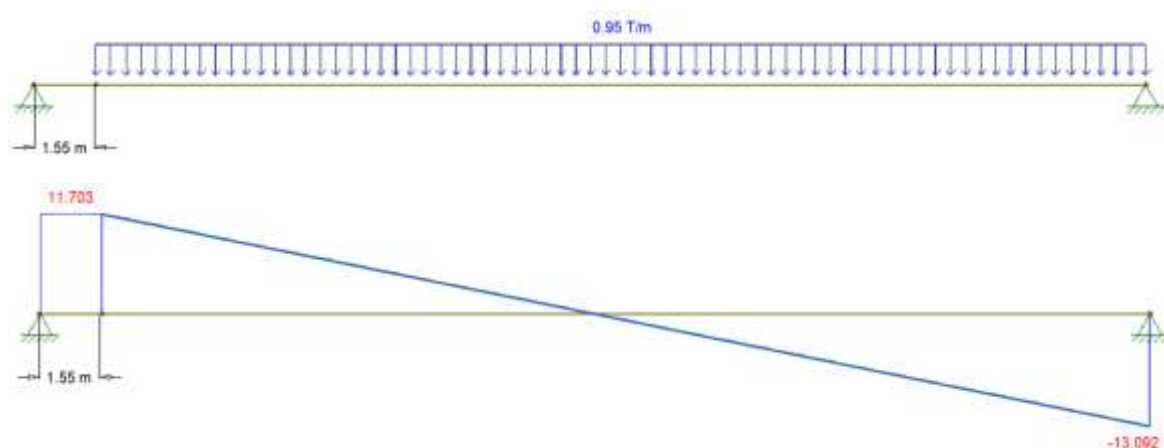


Figura 2.27. Diagrama de corte debido a la carga de carril (T).

Fuente: Autoría propia.

De dicho diagrama se obtiene que el cortante es igual a $V = 11.703 T$

Para el cortante por carga viva, se empleará el cortante más crítico de entre el camión y el tándem de diseño, el cual se multiplicará por el coeficiente dinámico y se sumará al cortante debido a la carga de carril, obteniendo el siguiente resultado.

$$V_{(LL+IM)} = 1.33 \cdot (37.812 T) + 11.703 T = 61.99 T$$

2.5.2.3 Factor de distribución en la viga interior

Para aplicar las ecuaciones propuestas por la norma AASHTO primero se debe cumplir con las siguientes condiciones:

$$1100 \leq S \leq 4900 \text{ (mm)} \rightarrow S = 2000 \text{ mm} \therefore OK$$

$$6100 \leq L \leq 73200 \text{ (mm)} \rightarrow L = 28000 \therefore OK$$

$$115 \leq t_s \leq 305 \text{ (mm)} \rightarrow t_s = 200 \therefore OK$$

$$N_b \geq 4 \therefore OK$$

- **Para un carril cargado**

Para el cálculo del factor de distribución para cortante con un carril cargado se utilizó la **Ecuación 2.56**.

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

$$g = 0.36 + \frac{2000}{7600} = 0.62$$

- **Para dos carriles cargados**

Para el cálculo del factor de distribución para cortante con dos carriles cargados se utilizó la **Ecuación 2.57**.

$$g = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$$

$$g = 0.2 + \frac{2000}{3600} - \left(\frac{2000}{10700}\right)^2 = 0.72$$

De los dos factores de distribución para carga viva se utiliza el mayor que en este caso corresponde al de dos carriles cargados $g = 0.72$.

$$V_{(LL+IM)} = 0.72 \cdot 61.99 T = 44.67 T$$

2.5.2.4 Estado límite de Resistencia I

$$V_u = n \cdot [1.25 \cdot V_{DC} + 1.5 \cdot V_{DW} + 1.75 \cdot V_{LL+IM}]$$

Donde:

$$n = n_D \cdot n_R \cdot n_I = 1$$

Con lo cual se obtiene que:

$$V_u = 1 \cdot [1.25 \cdot 34.401 T + 1.5 \cdot 2.762 T + 1.75 \cdot 44.67 T] = 125.32 T$$

2.5.2.5 Cálculo del cortante nominal

2.5.2.5.1 Componente fuerza pretensado

El componente del cortante aplicado de la fuerza del pretensado se obtendrá con la **Ecuación 2.58**.

$$P_j = \frac{P_i}{1 - \Delta f_{pi}} = \frac{535.20 T}{1 - 0.0881} = 586.88 T$$

$$\alpha_j = 2 \cdot k \cdot \left(d_v + \frac{a}{2} \right)$$

$$\alpha_j = 2 \cdot 4.54 \times 10^{-3} m^{-1} \cdot (1.55 m) = 0.01408 rad$$

$$V_p = P_j \cdot \alpha_v = 586.88 T \cdot 0.01408 rad = 8.264 T$$

2.5.2.5.2 Cálculo del esfuerzo cortante del hormigón

El esfuerzo cortante sobre el hormigón se determinará con la **Ecuación 2.61**:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi \cdot b_v \cdot d_v}$$

$$b_v = \frac{V_n - V_p}{0.25 \cdot f'_c \cdot d_v}$$

$$b_{v req} = \frac{139.25 \times 10^3 kg/cm^2 - 9.197 \times 10^3 kg/cm^2}{0.25 \cdot 305.91 kg/cm^2 \cdot 137.7 cm} = 12.349 cm$$

Se debe cumplir que el ancho propuesto del alma sea mayor que el requerido por la norma, en este caso:

$$b_{v propuesto} > b_{v req}$$

$$40 > 12.349 (cm) \therefore OK$$

Con ello, se procede a calcular el esfuerzo cortante del hormigón con la ecuación planteada previamente:

$$v_u = \frac{|125.32 \times 10^3 kg/cm^2 - 0.9 \cdot 8.264 \times 10^3 kg/cm^2|}{0.9 \cdot 40 cm \cdot 137.7 cm} = 23.78 kg/cm^2$$

2.5.2.5.3 Cortante resistente del concreto V_c

Para el cortante resistente del concreto se empleará la Ecuación 2.63.

$$V_c = 0.083 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v d_v$$

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + 0.5 \cdot |V_u - V_p| \cot \theta - A_{ps} \cdot f_{po} \right)}{2 \cdot (E_c A_{ct} + E_s A_s + E_p A_{ps})}$$

$$f_{po} = 0.7 \cdot f_{pu}$$

$$f_{po} = 0.7 \cdot 18966.42 \text{ kg/cm}^2 = 13276.494 \text{ kg/cm}^2$$

El siguiente paso es calcular el momento factorizado por resistencia I.

$$M_u = n \cdot [1.25 \cdot M_{DC} + 1.5 \cdot M_{DW} + 1.75 \cdot M_{(LL+IM)}]$$

- **CARGA MUERTA (DC)**

$$W_{DC} = 2.629 \text{ T/m}^2 \text{ y } P_{diaf} = 1.42 \text{ T}$$

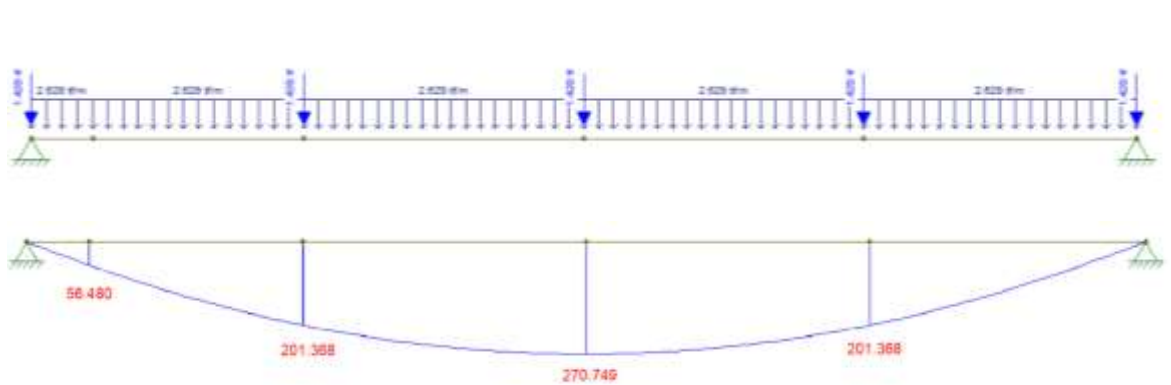


Figura 2.28. Diagrama de momento por carga muerta (peso propia y diafragmas) (T).

Fuente: Autoría propia.

De dicho diagrama se obtiene que el momento es igual a $M_{DC} = 56.48 \text{ T} \cdot \text{m}$.

- **SUPERFICIE DE RODADURA (DW)**

$$W_{DW} = 0.225 \text{ T/m}^2$$



Figura 2.29. Diagrama de momento por carga debido a la superficie de rodadura (T).

Fuente: Autoría propia

De dicho diagrama se obtiene que el momento es igual a $M_{DW} = 4.551 T$.

- **CARGA VIVA (LL+IM)**

Camión de diseño

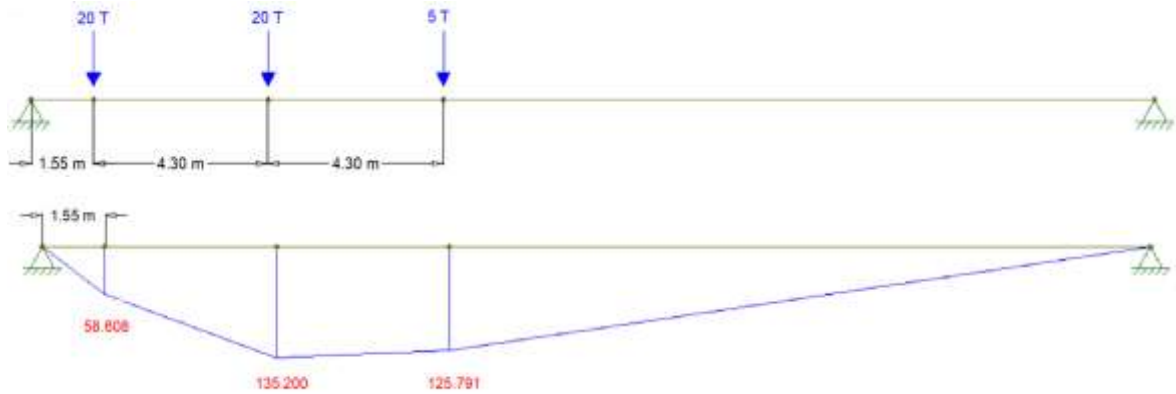


Figura 2.30. Diagrama de momento debido al camión de diseño (T).

Fuente: Autoría propia.

De dicho diagrama se obtiene que el momento es igual a $M = 58.608 T \cdot m$

Tándem de diseño

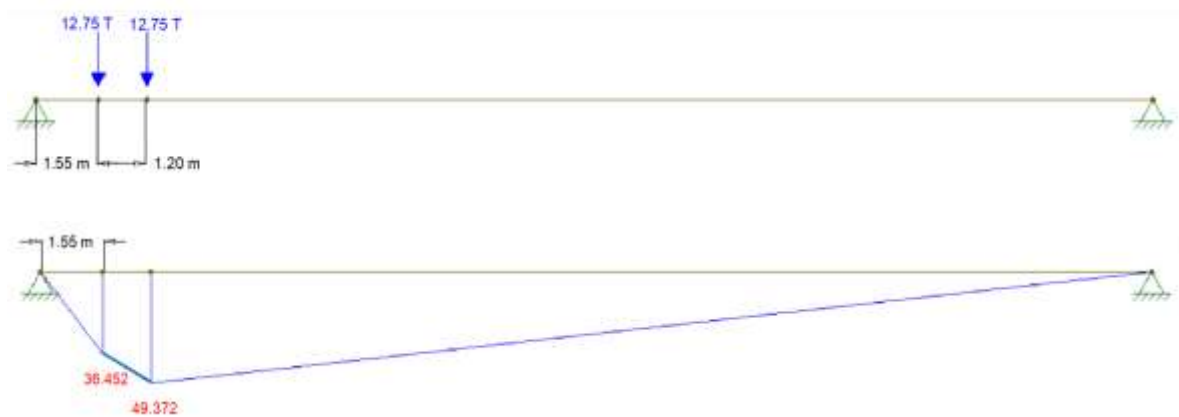


Figura 2.31. Diagrama de momento debido al tándem de diseño (T).

Fuente: Autoría propia.

De dicho diagrama se obtiene que el momento es igual a $M = 36.452 T \cdot m$

Carga de carril

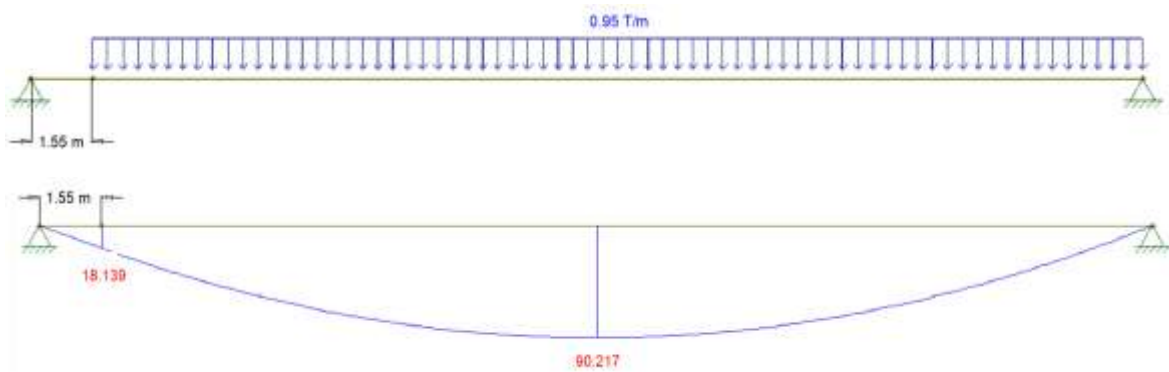


Figura 2.32. Diagrama de momento debido a la carga de carril (T).

Fuente: Autoría propia.

De dicho diagrama se obtiene que el momento es igual a $M = 18.139 T \cdot m$

Para el momento por carga viva, se empleará el valor más grande de momento entre el camión y el tándem de diseño, el cual se multiplicará por el coeficiente dinámico y se sumará al momento debido a la carga de carril, obteniendo el siguiente resultado.

$$M_{(LL+IM)} = 1.33 \cdot (58.608 T) + 18.139 T = 96.088 T$$

Se empleará el mismo factor de distribución para carga viva empleada en el diseño a flexión que corresponde a $g = 0.6$

$$M_{(LL+IM)} = 0.6 \cdot 96.088 T \cdot m = 57.7 T \cdot m$$

$$M_u = 1 \cdot [1.25 \cdot 56.48 T \cdot m + 1.5 \cdot 4.551 T \cdot m + 1.75 \cdot 57.7 T \cdot m] = 178.4 T \cdot m$$

En el caso del valor de N_u será 0 y para $\cot \theta$ será 1.

$$A_c = b \cdot h$$

$$A_c = 40 \text{ cm} \cdot 180 \text{ cm} = 7200 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{|178.4 \times 10^5|}{137.7} + 0.5 \cdot 0 + 0.5 \cdot |125.32 \times 10^3 - 9.197 \times 10^3| \cdot 1 - 40.47 \cdot 13276.49 \right)}{2 \cdot (266901.72 \cdot 7200 + 2039400 \cdot 25.13 + 2008809 \cdot 40.47)}$$

$$\varepsilon_x = -8.51 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_x = -8.51 \times 10^{-5} \cdot 1000 = -8.51 \times 10^{-2}$$

$$\frac{v_u}{f'_c} = \frac{23.61}{305.91} = 0.077$$

A partir de la **Tabla 2.22** presentada a continuación se tiene que:

v_u/f'_c	$\epsilon_x \cdot 1000$								
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 75	≤ 1.00
≤ 0.075	22.3	20.4	21	21.8	24.3	26.6	30.5	33.7	36.4
	6.32	4.75	4.1	3.75	3.24	2.94	2.59	2.38	2.23
≤ 0.100	18.1	20.4	21.4	22.5	24.9	27.1	30.8	34.0	36.7
	3.79	3.38	3.24	3.14	2.91	2.75	2.50	2.32	2.18
≤ 0.125	19.9	21.9	22.8	23.7	25.9	27.9	31.4	34.4	37.0
	3.18	2.99	2.94	2.87	2.74	2.62	2.42	2.26	2.13
≤ 0.150	21.6	23.3	24.2	25.0	26.9	28.8	32.1	34.9	37.3
	2.88	2.79	2.78	2.72	2.60	2.52	2.36	2.21	2.08
≤ 0.175	23.2	24.7	25.5	26.2	28.0	29.7	32.7	35.2	36.8
	2.73	2.66	2.65	2.60	2.52	2.44	2.28	2.14	1.96
≤ 0.200	24.7	26.1	26.7	27.4	29.0	30.6	32.8	34.5	36.1
	2.63	2.59	2.52	2.51	2.43	2.37	2.14	1.94	1.79
≤ 0.225	26.1	27.3	27.9	28.5	30.0	30.8	32.3	34.0	35.7
	2.53	2.45	2.42	2.40	2.34	2.14	1.86	1.73	1.64
≤ 0.250	27.5	28.6	29.1	29.7	30.6	31.3	32.8	34.3	35.8
	2.39	2.39	2.33	2.33	2.12	1.93	1.70	1.58	1.50

Con ello se obtiene que el $\Theta = 21.4^\circ$ mientras que el $\beta = 3.24$.

$$V_c = 0.083 \cdot 3.24 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 400 \cdot 1377 \cdot \frac{1}{9.8066} = 82729.27 \text{ kg}$$

2.5.2.5.4 Cortante resistente del acero V_s

El cortante resistente del acero se obtendrá con la Ecuación 2.65.

$$V_s \geq \frac{125322.43}{0.9} - 82729.27 - 9196.9 = 47320.97 \text{ kg}$$

Se propone un estribo de $\varnothing 12$ mm y con dicho dato se calcula el espaciamiento necesario.

$$A_v = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1.2^2}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha}{s} \cdot \lambda_{duct}$$

Se considera un ángulo de inclinación de 90° o 1.57 rad.

$$s = \frac{2.26 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2 \cdot 137.7 \text{ cm} \cdot (\cot 0.37 + \cot 1.57) \cdot \sin 1.57}{47320.97 \text{ kg}} \cdot 1 = 70.54 \text{ cm}$$

Teniendo esta información el siguiente paso es encontrar el espaciamiento máximo permitido por la norma.

$$0.125 \cdot f'_c = 0.125 \cdot 305.91 \text{ kg/cm}^2 = 38.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = 23.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u < 0.125 \cdot f'_c$$

$$s_{m\acute{a}x} = 0.8 \cdot 137.7 = 110.16 \leq 60 \text{ cm}$$

Y dado que el espaciamiento calculado es mayor que el propuesto por la norma, se escogerá un nuevo espaciamiento igual a 60 cm.

El siguiente paso es calcular el área de acero transversal mínimo.

$$A_{v \text{ min}} = 0.083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_v \cdot s}{f_y}$$

$$A_{v \text{ min}} = 0.083 \cdot \sqrt{305.91 \text{ kg/cm}^2} \cdot \frac{40 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.83 \text{ cm}^2$$

Dado que el acero propuesto para cortante corresponde a 2.26 cm² este cumple con el parámetro del A_{v min}.

Con ello el último paso es calcular el cortante resistente del acero con los datos ya establecidos.

$$V_s = \frac{2.26 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2 \cdot 137.7 \text{ cm} \cdot (\cot 0.37 + \cot 1.57) \cdot \sin 1.57}{60 \text{ cm}} \cdot 1 = 55634.45 \text{ kg}$$

2.5.2.5.5 Cortante nominal real V_{n real}

El cortante resistente nominal V_n propuesto en la **Ecuación 2.69** debe ser determinado como el menor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p$$

$$V_n = 82.73 \text{ T} + 55.63 \text{ T} + 9.19 \text{ T} = 147.55 \text{ T}$$

$$V_n = 0.25 \cdot 305.91 \text{ kg/cm}^2 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 137.7 \text{ cm} + 9196.9 \text{ kg} = 430434.97 \text{ kg} = 430.43 \text{ T}$$

Con ello, se obtiene el cortante resistente:

$$V_r = \phi \cdot V_n$$

$$V_r = 0.9 \cdot 147.55 \text{ T} = 132.79 \text{ T}$$

Se debe cumplir que el cortante requerido sea menor al cortante resistente con lo cual:

$$V_u \leq V_r$$

$$125.32 < 132.79 (T) \therefore OK$$

Con la información resultante de la segunda iteración para el diseño a flexión detallada previamente y el diseño a corte, se obtuvo la siguiente sección.

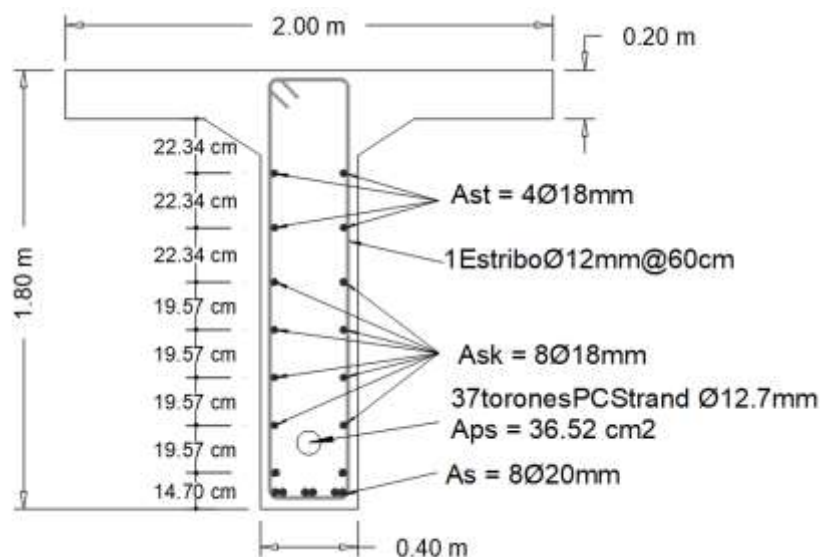


Figura 2.33. Corte transversal de la viga interior.

Fuente: Autoría propia.

2.6 Ejemplo de cálculo en vigas exteriores

2.6.1 Diseño a flexión

Al igual que en el diseño de las vigas interiores de hormigón postensado se emplea un hormigón $f'c = 30$ MPa, acero longitudinal de $f_y = 420$ MPa y torones PC Strand $\varnothing 12.7$ mm $f_{pu} = 1860$ MPa. Adicional a ello para el diseño preliminar se utilizó un porcentaje de pérdidas dependientes del tiempo Δf_{pLT} del 20% ($R(1 - \Delta f_{pLT}) = 80\%$).

2.6.1.1 Propiedades de la sección

Dado que se realizan los mismos pasos empleados para el cálculo de propiedades para vigas interiores, se presentarán únicamente los resultados en la **Tabla 2.32**.

Tabla 2.32. Cálculo del centro de gravedad de la viga T exterior con respecto al patín superior.

Sección	Base (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	y (cm)	Área · y (cm ³)	y ² · Área (cm ⁴)	I _{cg} (cm ⁴)
1	200	20	4000	10	40000	400000	133333.3
2	50	160	8000	100	800000	80000000	17066666.67
3	23	15	345	25	8625	215625	4312.5
Suma			12345		848625	80615625	17204312.5

Fuente: Autoría propia.

Tabla 2.33. Propiedades de la sección para la viga exterior postensada.

Centro de Gravedad	
y ₁ (cm) =	68.74
y ₂ (cm) =	111.26
Inercia	
I _L (cm ⁴) =	97819937.5
I _{cg} (cm ⁴) =	39487496.58
Módulos de Sección	
S ₁ (cm ³) =	574447.14
S ₂ (cm ³) =	354911.89
Distancias de Núcleo	
K ₁ (cm) =	28.75
K ₂ (cm) =	46.53

Fuente: Autoría propia.

2.6.1.2 Módulos de Sección mínimos requeridos

2.6.1.2.1 Cargas y momentos flectores

Al igual que en las vigas interiores los momentos detallados se establecerán en la distancia en la cual ocurre el momento máximo por carga vehicular, a 13.28 m desde el apoyo, como se logra visualizar en el **ANEXO II**.

2.6.1.2.2 Peso propio

- **Losa, viga y barreras.**

En este nuevo caso se deberá calcular el área de la barrera para sumarlo al de la viga y losa.

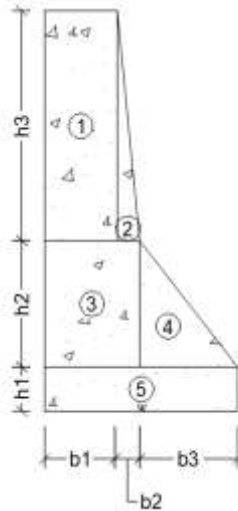


Figura 2.34. Áreas de la barrera.

Fuente: Autoría propia.

Con ello, se detallará el cálculo de la inercia y centro de gravedad de la barrera.

Tabla 2.34. Cálculo del centro de gravedad de la barrera.

Sección	Base (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	x (cm)	Área · x (cm ³)	x ² · Área (cm ⁴)	I _{cg} (cm ⁴)
1	15.0	46.5	697.50	7.50	5231.25	39234.38	13078.13
2	4.7	46.5	109.28	16.57	1810.32	29991.01	134.10
3	19.7	25.5	502.35	9.85	4948.15	48739.25	16246.42
4	20.3	25.5	258.83	26.47	6850.24	181302.89	5925.51
5	40.0	9.0	360.00	20.00	7200.00	144000.00	48000.00
Suma			1927.95		26040	443267.52	83384.16

Fuente: Autoría propia.

Con ello el centro de gravedad de la barrera es igual a:

$$\bar{x}_1 = \frac{\sum A \cdot \bar{x}}{A} = \frac{26040}{1927.95} = 13.51 \text{ cm}$$

Para el cálculo del momento resultante del peso propio de la viga juntamente con la losa y la barrera:

$$W_{pp} = A \cdot \gamma_c = (1.2345 + 0.1928) \text{ m}^2 \cdot 2.447 \frac{T}{\text{m}^3} = 3.4926 \frac{T}{\text{m}}$$

$$M_{pp} = W_{pp} \cdot \frac{L}{2} \cdot x - W_{pp} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M_{pp} = 3.4926 \frac{T}{\text{m}} \cdot \frac{28 \text{ m}}{2} \cdot 13.28 \text{ m} - 3.4926 \frac{T}{\text{m}} \cdot \frac{(13.28 \text{ m})^2}{2} = 341.37 T \cdot \text{m}$$

- **Diafragmas**

El momento resultante por los diafragmas será igual al calculado en el diseño de la viga interior.

$$M_{diaf} = 19.369 T \cdot m$$

- **Asfalto**

Al igual que en el momento por diafragmas, el momento resultante por asfalto es igual que el calculado en el diseño de la viga interior, por lo cual:

$$M_{asf} = 21.98 T \cdot m$$

2.6.1.2.3 Carga viva

El máximo momento producido por la carga viva al igual que en el diseño para la viga interior postensada se produce a una distancia de 13.28 m desde el apoyo tomando un valor de 441.42 T·m, detallado en el ANEXO II.

$$M_{(LL+IM)} = 441.42 T \cdot m$$

Distribución de la carga viva g en la viga exterior

- **Para un carril cargado (Ley de Momentos)**

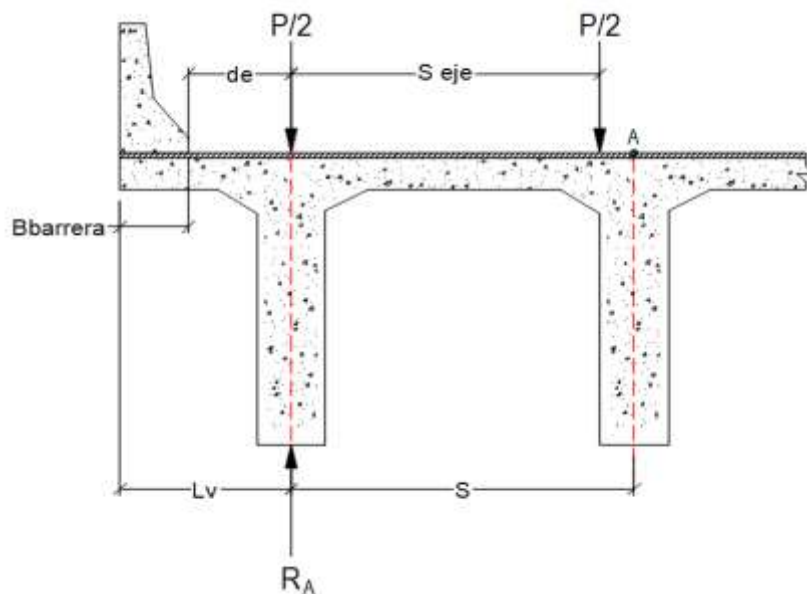


Figura 2.35. Ley de Momentos (Regla de la palanca)
Fuente: Autoría propia.

Al realizar sumatoria de momentos en el punto A se obtiene:

$$\sum M_A = 0$$

$$\sum M_A = \frac{P}{2} \cdot S - R_A \cdot S + \frac{P}{2} \cdot (S - S_{eje}) = 0$$

$$R_A = \frac{(2 \cdot S - S_{eje})}{2 \cdot S} \cdot P$$

Ahora, para el desarrollo de dicha ecuación se necesitan los datos detallados en la siguiente tabla:

Tabla 2.35. Datos para el factor de distribución por ley de momentos.

d_e (m) =	0.6
S_{eje} (m) =	1.8
B_{barrera} (m) =	0.4
L_v (m) =	1
S (m) =	2

Fuente: Autoría propia.

$$R_A = \frac{(2 \cdot 2m - 1.8 m)}{2 \cdot 2m} \cdot P = 0.55 \cdot P$$

Como resultado de esto, se obtiene un factor $g = 0.55$, el cual se utiliza en diseños por fatiga. Sin embargo, en este diseño en particular, no se realiza un diseño por fatiga debido a que se trata de un elemento postensado. En cambio, para abordar el estado límite de resistencia I y el estado límite de servicio, es necesario multiplicar el factor g por el factor de presencia múltiple m , que tiene un valor de 1.2.

$$g = 1.2 \cdot 0.55 = 0.66$$

- **Para dos carriles cargados**

Con la **Ecuación 2.20** se calculó el Factor de corrección por distribución.

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} = 0.77 + \frac{0.6}{2800} = 0.98$$

Y con la **Ecuación 2.19** se calculará el factor de distribución para dos o más carriles.

$$g = e \cdot g_{int} = 0.98 \cdot 0.6 = 0.59$$

Distribución de la carga viva g en la viga exterior considerando un puente de vigas y losa con diafragmas rígidamente conectados.

- **Para un carril cargado**

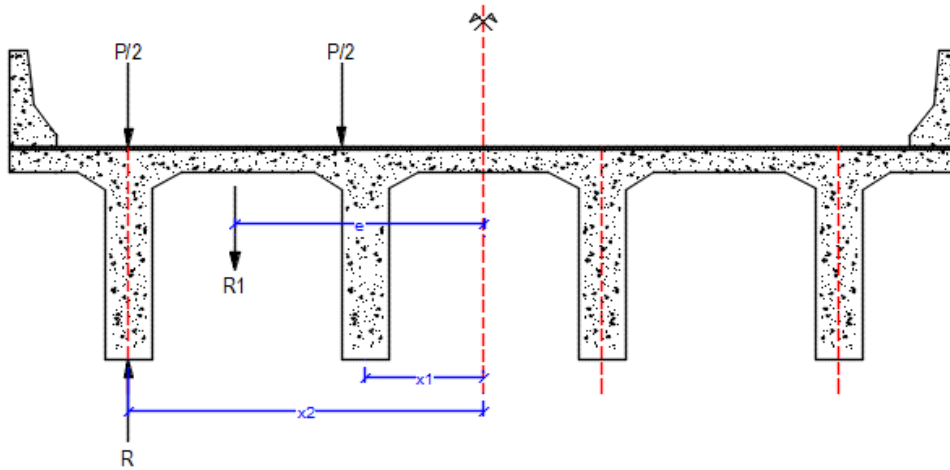


Figura 2.36. Distribución de cargas para un carril cargado.

Fuente: Autoría propia.

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2}$$

Tabla 2.36. Datos para el factor de distribución para un carril cargado.

e (m) =	2.1
x1 (m) =	1
x2 (m) =	3
NL =	1
NB =	4

Fuente: Autoría propia.

$$R = \frac{1}{4} + \frac{3 \text{ m} \cdot 2.1 \text{ m}}{2 \cdot [(3 \text{ m})^2 + (1 \text{ m})^2]} = 0.565$$

Una vez obtenida la reacción sobre la viga exterior, para el cálculo del factor de distribución se multiplica R por el factor de presencia múltiple.

$$g = 1.2 \cdot 0.565 = 0.678$$

- **Para dos carriles cargados**

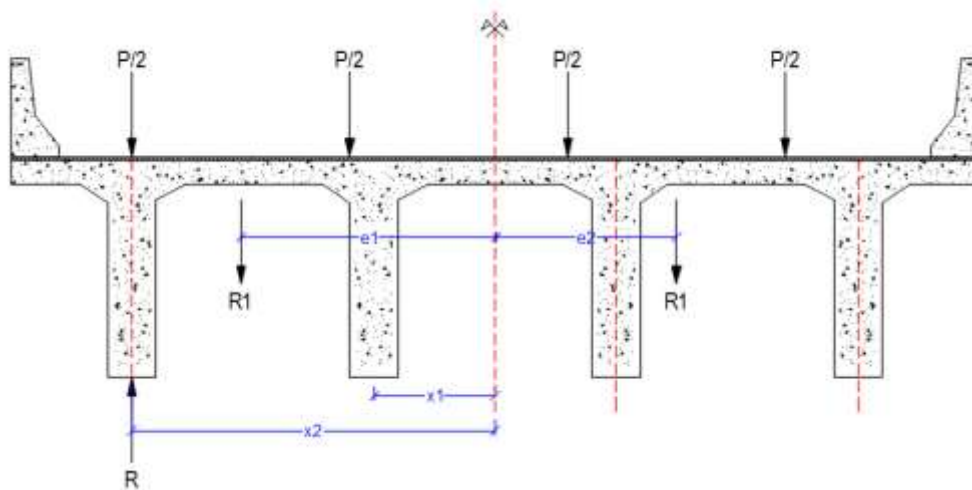


Figura 2.37. Distribución de cargas para dos carriles cargados.
Fuente: Autoría propia.

Tabla 2.37. Datos para el factor de distribución para dos carriles cargados.

e1 (m) =	2.1
e2 (m) =	1.5
x1 (m) =	1
x2 (m) =	3
NL =	2
NB =	4

Fuente: Autoría propia.

$$R = \frac{2}{4} + \frac{3 \text{ m} \cdot (2.1 \text{ m} - 1.5 \text{ m})}{2 \cdot [(3 \text{ m})^2 + (1 \text{ m})^2]} = 0.59$$

Una vez obtenida la reacción sobre la viga exterior, para el cálculo del factor de distribución se multiplica R por el factor de presencia múltiple.

$$g = 1 \cdot 0.59 = 0.59$$

El caso más crítico es el factor de distribución de carga viva para el caso de un carril cargado, dado que es el mayor entre los cuatro factores calculados.

$$M_{(LL+IM)} = 0.678 \cdot 441.42 \text{ T} \cdot \text{m} = 299.28 \text{ T} \cdot \text{m}$$

La continuación del diseño a flexión de la viga exterior es idéntica al realizado para la viga interior previamente detallado, por lo cual se presentarán únicamente los resultados en la **Tabla 2.38** y el desarrollo de estos se adjuntarán en el **ANEXO VII**.

Tabla 2.38. Características del diseño a flexión de la viga exterior.

DISEÑO A FLEXIÓN VIGA EXTERIOR	
<i>Fuerza del presfuerzo después de Δf_{pl} (P_i) = 722.85 T</i>	
<i>Número de Torones (Aps) = 45 torones PC Strand ϕ 12.7 mm</i>	
<i>Acero Longitudinal superior (As) = 9 ϕ 20mm</i>	
<i>Acero de temperatura del patín superior (A's) = 1 ϕ 10mm @ 34cm</i>	
<i>Acero de distribución del patín superior (A's) = 1 ϕ 10mm @ 25cm</i>	

Fuente: Autoría propia.

2.6.1.3 Cálculo de las pérdidas

El proceso para encontrar las pérdidas para las vigas exteriores es semejante al empleado para las vigas interiores. Por lo tanto, se detallarán los resultados en la **Tabla 2.39** y **Tabla 2.40**, y se resumirá el procedimiento en la hoja de cálculo presentada en el **ANEXO VIII**.

Tabla 2.39. Cálculo de las pérdidas en la viga exterior.

Tipo de pérdida	Δp (Ton)	% Δfp
Fricción (Δf_{pF})	26.43	3.33%
Acortamiento Elástico (Δf_{pES})	20.30	2.56%
Anclaje (Δf_{pA})	23.80	3.00%
Pérdidas instantaneas (Δf_{pI})	70.53	8.89%
Diferidas en el tiempo (Δf_{pLT})	79.14	9.98%
Pérdidas Totales (Δf_{pT})	149.67	18.86%
R_{real} (%)		90.02%

Fuente: Autoría propia.

Tabla 2.40. Resumen de las Fuerzas en el cable de Presfuerzo.

Fuerza total del cable postensado	P(Ton)
Fuerza del gato (P_j)	793.38
Fuerza después de Δf_{pl} (P_i)	722.85
Fuerza efectiva (P_e)	650.75

Fuente: Autoría propia.

Al igual que en el caso de la viga interior, una vez determinadas las pérdidas iniciales, las pérdidas diferidas en el tiempo y las pérdidas totales de la viga exterior, es necesario verificar el diseño anterior con las nuevas pérdidas. Este proceso se lleva a cabo de manera iterativa, calculando las pérdidas y reemplazándolas en el diseño hasta que converjan.

Tras realizar el proceso iterativo, se logró la convergencia de las pérdidas en la segunda iteración. A continuación, se presenta una tabla resumen que muestra las pérdidas obtenidas en dicha iteración. En el **ANEXO X** se adjunta el procedimiento de la segunda iteración de las pérdidas.

Tabla 2.41. Cálculo de las pérdidas totales en la viga exterior en la segunda iteración.

Tipo de pérdida	Δp (Ton)	% Δfp
Fricción (Δf_{pF})	23.48	3.33%
Acortamiento Elástico (Δf_{pES})	18.04	2.56%
Anclaje (Δf_{pA})	21.15	3.00%
Perdidas instantaneas (Δf_{pi})	62.67	8.89%
Diferidas en el tiempo (Δf_{pLT})	70.33	9.98%
Perdidas Totales (Δf_{pT})	133.00	18.86%
R_{real} (%)		90.02%

Fuente: Autoría propia.

Tabla 2.42. Resumen de las Fuerzas en el cable de Presfuerzo en la segunda iteración.

Fuerza total del cable postensado	P(Ton)
Fuerza del gato (P_i)	705.03
Fuerza después de Δf_{pi} (P_i)	642.36
Fuerza efectiva (P_e)	578.28

Fuente: Autoría propia.

2.6.1.4 Diseño a flexión de la viga interior postensada en la segunda iteración (Hoja de cálculo)

El desarrollo de la tercera iteración del diseño a flexión detallado en la hoja de cálculo adjunto en el **ANEXO IX**, se realizó a partir de los datos de las pérdidas expuestos en la **Tabla 2.41**. Del cual se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 2.43. Características del diseño a flexión de la viga exterior en la segunda iteración.

DISEÑO A FLEXIÓN VIGA EXTERIOR
Fuerza del presfuerzo después de Δf_{pl} (P_i) = 642.36 T
Número de Torones (A_{ps}) = 45 torones PC Strand ϕ 12.7 mm
Acero Longitudinal superior (A_s) = 9 ϕ 20mm
Acero de contracción y temperatura (A_{st}) = 2 ϕ 18mm
Acero de distribución (A_{sk}) = 4 ϕ 18mm

Fuente: Autoría propia.

2.6.2 Diseño a corte

El procedimiento de diseño para la viga exterior a corte es el mismo que se empleó en el diseño de la viga interior. Por lo tanto, se adjunta la hoja de cálculo pertinente en el **ANEXO XI**, del cual se obtuvo que se requiere de 1 Estribo ϕ 12 mm cada 60 cm.

Con la información resultante de la tercera iteración detallada previamente, se obtuvo el siguiente diseño.

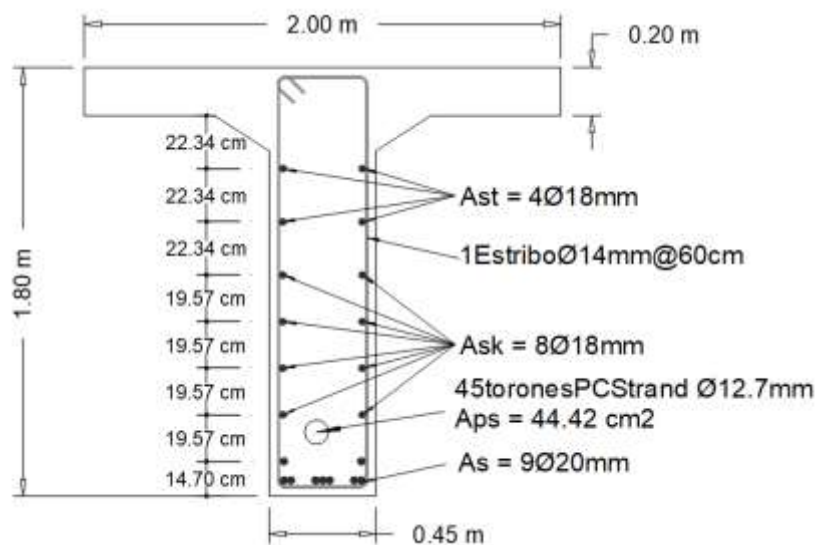


Figura 2.38. Corte transversal de la viga exterior.

Fuente: Autoría propia.

2.7 Diseño de diafragmas de hormigón armado.

El diseño de los diafragmas en puentes losa sobre vigas ha sido abordado en el curso de Diseño de Puentes de la Escuela Politécnica Nacional. Por esta razón, no se profundizará en los cálculos respectivos. No obstante, se proporcionará la hoja de cálculo desarrollada en EXCEL específicamente para este elemento, la cual se

adjuntará en el **ANEXO XII**, a partir de los cuales se obtuvieron las siguientes dimensiones y cantidades de acero.

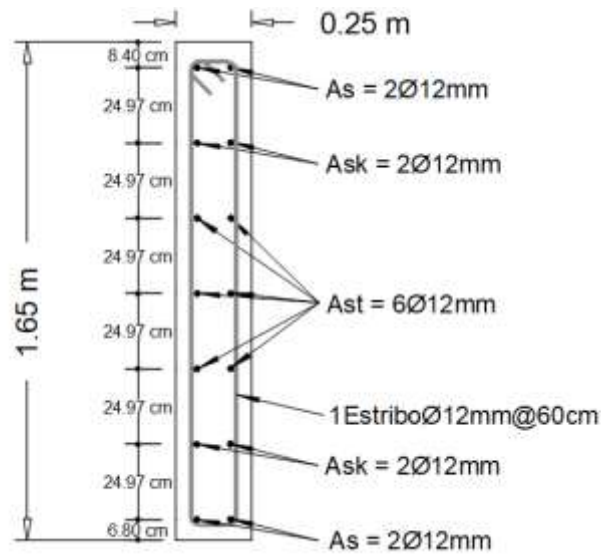


Figura 2.39. Corte transversal del diagrama para puentes losa sobre vigas.
Fuente: Autoría propia.

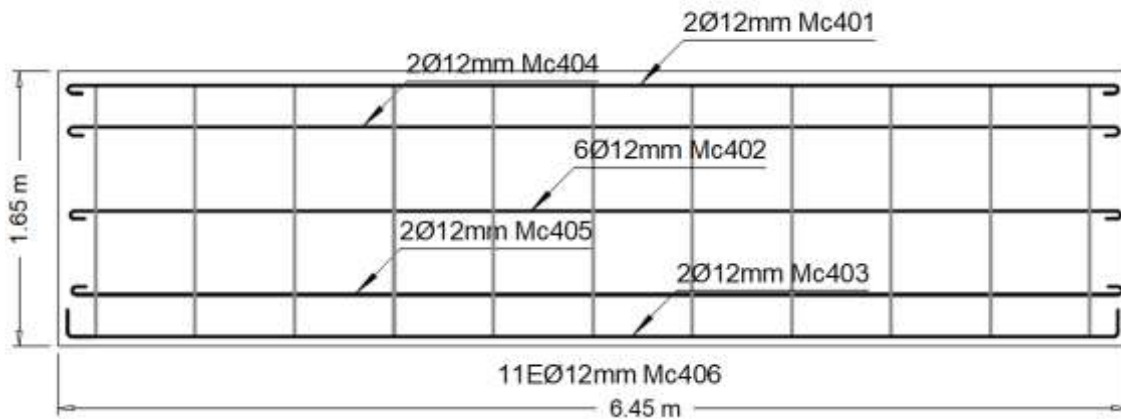


Figura 2.40. Corte longitudinal del diafragma para puentes losa sobre vigas.
Fuente: Autoría propia.

3 RESULTADOS, RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Y

3.1 Resultados

Este capítulo abarcará la comparación técnica y económica de la superestructura propuesta en este trabajo con la variante de vigas de acero realizada por Guerrero, B. (2023) [20].

3.1.1 Dimensiones finales

La sección final de la losa para el puente con vigas postensadas a lo largo de los 8 metros realizada a partir de los cálculos detallados en el **ANEXO 3** se expondrá en la **Figura 3.1 (a)** en el cual se presentará el acero principal positivo, negativo y el acero de temperatura y distribución. Adicional a ello, en la **Figura 3.1 (b)** se presenta el acero adicional necesario para el voladizo.

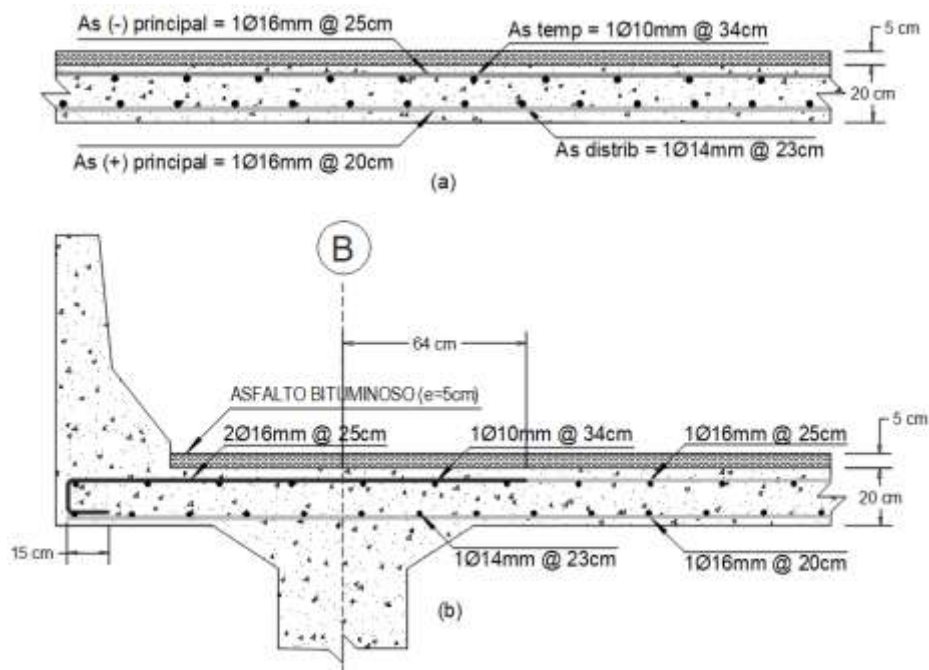


Figura 3.1. (a) Corte transversal final de la losa y (b) Corte transversal del volado.

Fuente: Autoría propia.

Tras las respectivas iteraciones en cada uno de los diseños a flexión de las vigas postensadas, tanto interna como externa y su diseño final a corte, se llegó a las siguientes dimensiones y cantidades de acero expuestas.

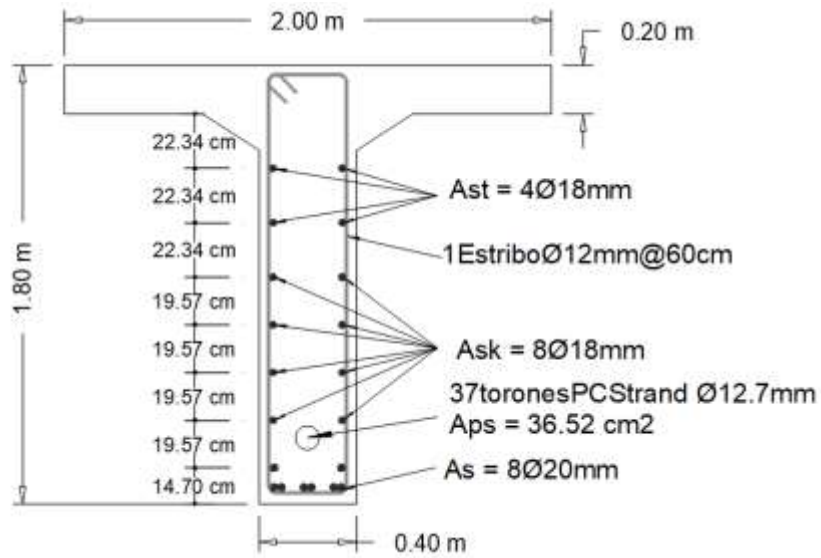


Figura 3.2. Corte transversal final de la viga interior.

Fuente: Autoría propia.

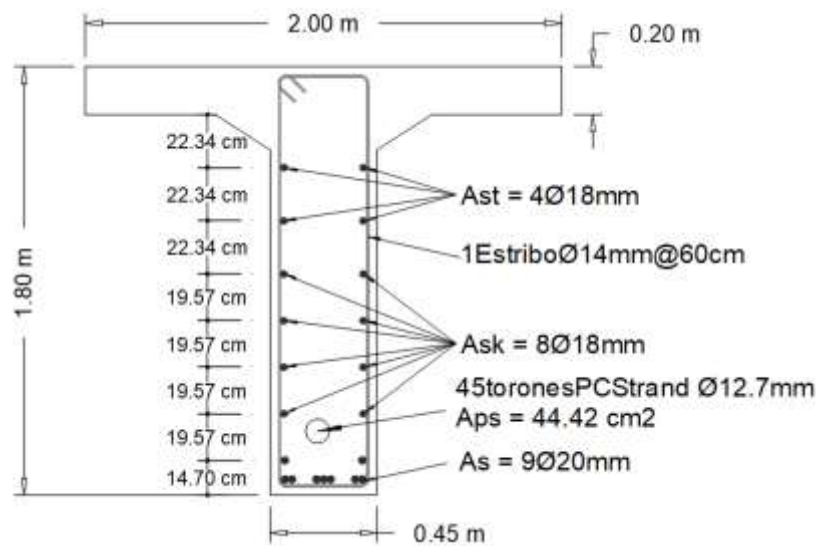


Figura 3.3. Corte transversal final de la viga exterior.

Fuente: Autoría propia.

Finalmente, la sección final del diafragma se detallará en la **Figura 3.4.** presentada a continuación.

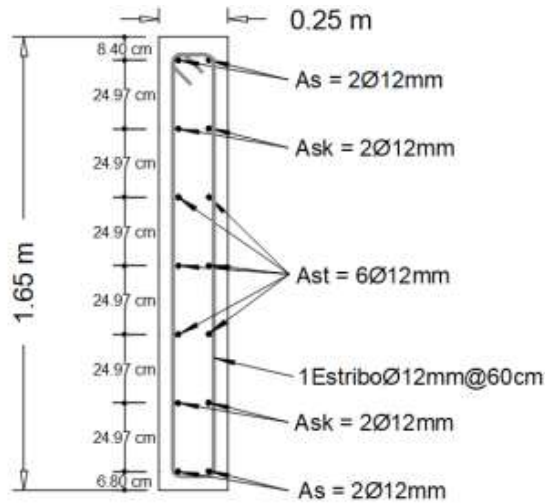


Figura 3.4. Corte transversal del diafragma.
Fuente: Autoría propia.

En cuanto a las dimensiones finales de la variante de vigas de acero, se presentará un detalle de cada uno de sus elementos a continuación:

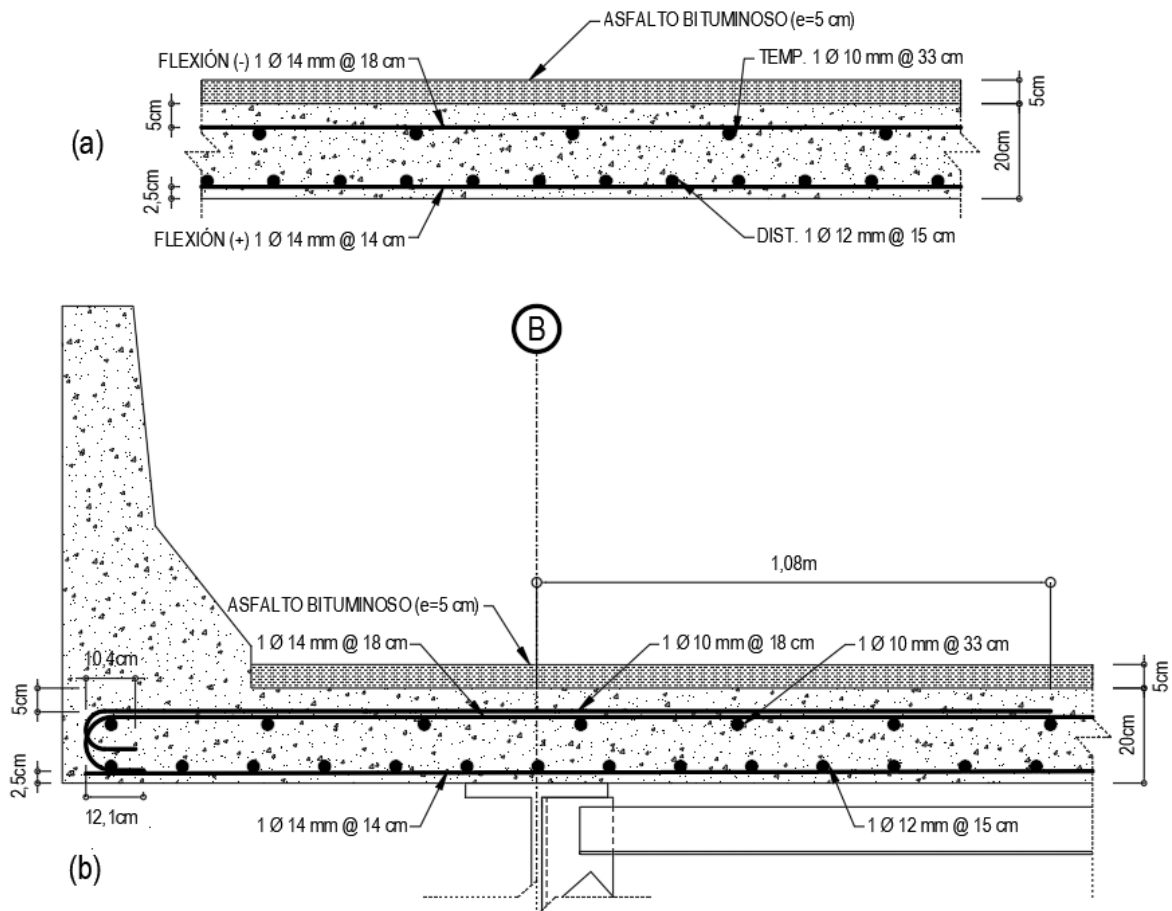


Figura 3.5. (a) Corte transversal final de la losa y (b) volado variante vigas de acero.
Fuente: Boris Guerrero, 2023 [20].

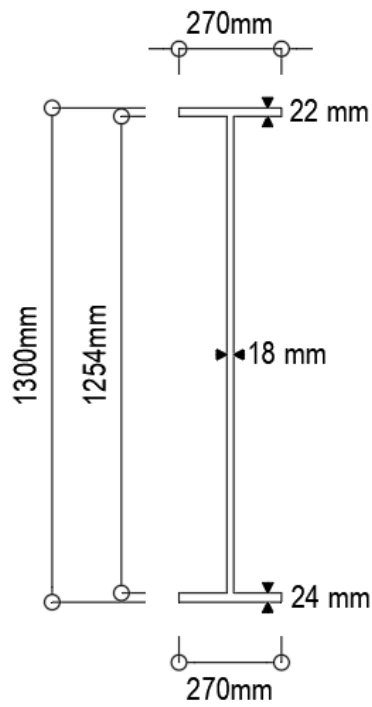


Figura 3.6. Corte transversal final de la viga interior variantes vigas de acero.
Fuente: Boris Guerrero, 2023 [20].

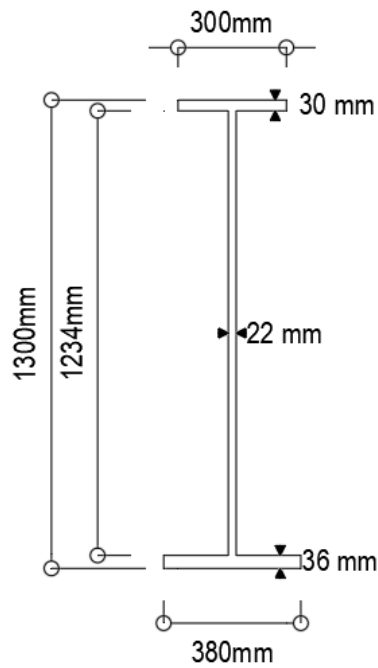


Figura 3.7. Corte transversal final de la viga exterior variante vigas de acero.
Fuente: Boris Guerrero, 2023 [20].

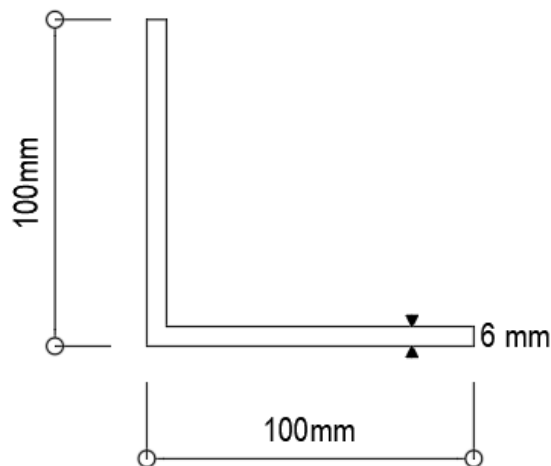


Figura 3.8. Corte transversal de los elementos del diafragma variante vigas de acero.

Fuente: Boris Guerrero, 2023 [20].

Al comparar el diseño de losas, como se logra visualizar en la **Figura 3.1** y la **Figura 3.5**, a pesar de que se mantiene el espesor de la losa en ambos casos de 20 cm, existe una diferencia notable en los aceros colocados, de tal manera que para la losa con vigas de hormigón postensado con un $f'_c = 30$ MPa se han utilizado diámetros de $\varnothing 14$ mm a $\varnothing 16$ mm para cubrir el acero de distribución, el acero principal positivo y negativo, mientras que para la variante de vigas de acero cuyo hormigón tiene un $f'_c = 28$ MPa se han utilizado diámetros de $\varnothing 12$ mm a $\varnothing 14$ mm. El acero que se mantiene constante en ambos casos es el acero de temperatura con barras $\varnothing 10$ mm.

Dado que ambas variantes de vigas poseen elementos con comportamientos muy diferentes, resulta ineficaz su comparación directa. Sin embargo, un dato del cual se puede hacer énfasis es la altura total del puente, la cual para la variante del presente trabajo corresponde a 1.8 m mientras que para la variante de vigas de acero tiene 1.5 m. Esta información puede influir directamente en el valor del gálibo del puente, y de igual forma en la altura de los estribos.

3.1.2 Peso de la estructura

En el caso de la variante del puente con vigas postensadas se tomarán en cuenta el acero de presfuerzo, acero de refuerzo, hormigón de densidad normal correspondiente a la losa, vigas y diafragmas, la capa de asfalto bituminoso y el grouting.

Tabla 3.1. Peso total de la superestructura del puente con vigas postensadas.

Material	Peso (T)
Acero de presfuerzo	3.58
Hormigón losa, vigas y barrera	332.05
Acero de Refuerzo $f_y=420$ MPa	16.68
Grouting	2.30
Capa de asfalto bituminoso ($e=0.05$ m)	22.61
Total	377.22

Fuente: Autoría propia.

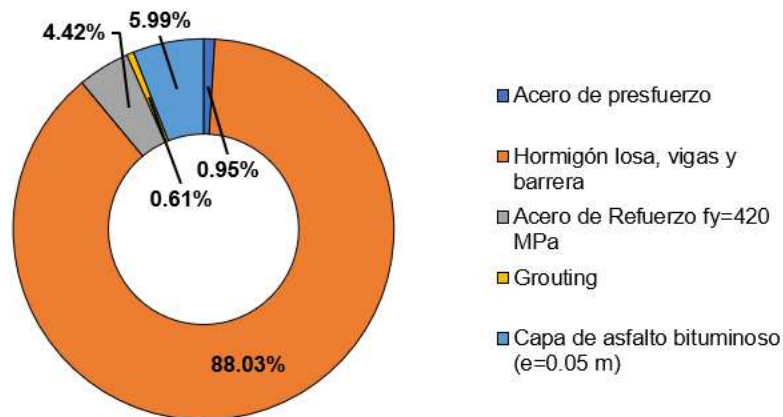


Figura 3.9. Porcentaje del peso total de la superestructura del puente con vigas postensado.

Fuente: Autoría propia.

Dado que esta variante es de hormigón, era de esperarse que el mayor porcentaje de peso correspondiera a este material, en este caso como resalta la **Figura 3.9** equivale al **88.03%** del peso total de toda la superestructura.

Ahora, para el cálculo del peso de la superestructura con la variante de acero, se consideró de igual manera un hormigón de densidad normal.

Tabla 3.2. Peso total de la superestructura del puente con vigas de acero.

Material	Peso (T)
Acero estructural ASTM A588	39.33
Hormigón $f_c=28$ MPa	128.97
Acero de refuerzo $f_y=420$ MPa	7.50
Asfalto bituminoso	22.61
Total	198.42

Fuente: Boris Guerrero, 2023 [20].

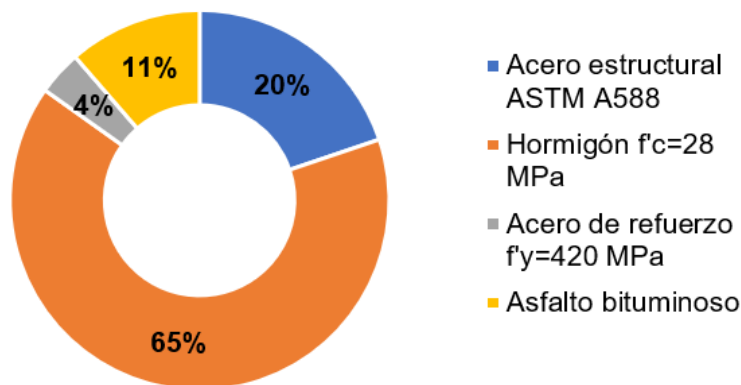


Figura 3.10. Porcentaje del peso total de la superestructura del puente con vigas de acero

Fuente: Boris Guerrero, 2023 [20].

La **Figura 3.10** presenta como a pesar de que en esa variante únicamente la losa y las barreras están conformadas de hormigón, estas representan un **65%** del total del peso de la superestructura, una notable diferencia ante el **20%** del peso del Acero estructural ASTM A588.

Realizando una comparación de ambas variantes, se logra evidenciar que el peso del puente con vigas de hormigón postensado es **90%** más grande que el de la superestructura con vigas de acero, esto en consecuencia a la mayor cantidad de hormigón que posee el primer caso descrito. Uno de los factores principales que puede llegar a afectar este valor, es en las dimensiones de la subestructura, debido a que entre mayor carga muerta posea la superestructura, la fuerza sísmica que se aplique a la subestructura incrementará, con lo cual se necesitarán estribos y cimientos con dimensiones mucho más grandes para que soporten dichas condiciones.

3.1.3 Análisis de costos y comparación con la variante de vigas de acero.

Para realizar un análisis comparativo adecuado, se consideraron rendimientos, precios unitarios y tarifas iguales en mano de obra, materiales y maquinaria que coincidían las dos variantes.

3.1.3.1 Cantidades de obra

Dentro del Hormigón de 30 MPa, se considerará el empleado para la construcción de las vigas, la losa y los diafragmas, y el hormigón cuya resistencia corresponde a 28 MPa se utilizará en las barreras, adicional a ello el acero de refuerzo mencionado considera el requerido para toda la estructura, los demás materiales se detallan en la siguiente tabla con sus respectivas cantidades

Tabla 3.3. Cantidades de obra de la superestructura para un puente de 28 m con vigas postensadas.

Material	Unidades	Cantidades	Cantidad/m ²
Acero de presfuerzo	kg	3915.77	17.48
Hormigón f'c = 30MPa	m ³	123.85	0.55
Hormigón f'c = 28MPa	m ³	10.80	0.05
Acero de Refuerzo fy=420 MPa (8 a 16 mm)	kg	9,886.72	44.14
Acero de Refuerzo fy=420 MPa (18 a 32 mm)	kg	6,796.57	30.34
Grouting	m ³	1.00	0.004
Capa de asfalto bituminoso (e=0.05 m)	m ²	201.60	0.90

Fuente: Autoría propia.

Para el segundo caso a analizar, se considerará dentro del Acero estructural ASTM A588 elementos como, vigas interiores y exteriores, placas de conexión y diafragmas. Mientras que el hormigón f'c = 28 MPa incluirá el hormigón necesario para la losa y las barreras.

Tabla 3.4. Cantidades de obra de la superestructura para un puente de 28 m con vigas de acero.

Material	Unidades	Cantidad	Cantidad/m ²
Acero estructural ASTM A588	kg	39,334.83	175.60
Acero de refuerzo fy=420 MPa	kg	7,496.68	33.47
Hormigón f'c=28 MPa	m ³	55.60	0.25
Encofrado	m ²	330.01	1.47
Asfalto bituminoso	m ²	201.60	0.90

Fuente: Boris Guerrero, 2023 [20].

3.1.3.2 Programación de obra

La duración de cada una de las actividades descritas en la **Tabla 3.4.** se basó en los rendimientos descritos en los Análisis de Precios Unitarios que se adjuntó en el **ANEXO XIII.**

Tabla 3.5. Programación de obra de la superestructura para un puente de 28 m con vigas postensadas.

#	Código	Actividad	Duración (días)	Predecesoras
1	SP1	Puente vigas de hormigón postensado	63	
2	SP1.1	Superestructura	63	
3	SP1.1.1	Encofrado vigas y losa	12	
4	SP1.1.2.1	Acero de refuerzo $f_y=420$ MPa (8 a 16 mm)	12	3
5	SP1.1.2.2	Acero de refuerzo $f_y=420$ MPa (18 a 32 mm)	16	4CC,3
6	SP1.1.3	Colocación de ductos	5	5FF,4FF
7	SP1.1.4	Hormigón vigas, losa y diafragmas $f_c=30$ MPa.	28	6
8	SP1.1.5	Encofrado barrera	2	7CC+5 días
9	SP1.1.6	Hormigón barrera $f_c=28$ MPa	15	8
10	SP1.1.7	Capa de asfalto bituminoso ($e=0.05m$)	2	9
11	SP1.1.8	Colocación de cables y anclajes en ductos	2	7CC+21 días,10
12	SP1.1.9	Postensado de cables	2	11,7
13	SP1.1.10	Inyección de grouting	1	12
14	SP1.1.11	Desencofrado	4	13

Fuente: Autoría propia.

En esta primera variante se obtiene que se necesitan 63 días laborables para la construcción de la superestructura, lo que equivale a 13 semanas.

Tabla 3.6. Programación de obra de la superestructura para un puente de 28 m con vigas de acero.

#	Código	Actividad	Duración (días)	Predecesoras
1	SP1	Puente con vigas de acero	72	
2	SP1.1	Superestructura	72	
3	SP1.1.1	Fabricación y montaje de acero ASTM A588	27	
4	SP1.1.2	Encofrado losa	5	3
5	SP1.1.3	Encofrado barrera	2	4
6	SP1.1.4	Acero de refuerzo $f_y=420$ MPa	11	4CC+2 días
7	SP1.1.5	Hormigón losa $f_c=28$ MPa	30	6
8	SP1.1.6	Hormigón barrera $f_c=28$ MPa	29	6
9	SP1.1.7	Desencofrado	2	8
10	SP1.1.8	Capa de asfalto bituminoso ($e=0.05m$)	1	9

Fuente: Boris Guerrero, 2023 [20].

Por otro lado, para la variante de vigas de acero, es necesario de 72 días laborables lo que corresponde a 15 semanas.

3.1.3.3 Presupuesto

Una vez detalladas las cantidades de obra adjuntas en la **Tabla 3.2.** y empleando el análisis de precios unitarios de cada uno de los rubros especificados en el **ANEXO XIII**, se prosiguió a calcular el presupuesto necesario para la ejecución de la obra.

Tabla 3.7. Presupuesto de la superestructura para un puente de 28 m con vigas postensadas.

Rubro	Unidad	Cantidad	P. unitario (USD)	P. total (USD)
Puente vigas de hormigón postensado				\$113,578.33
Superestructura				\$113,578.33
Encofrado vigas, losa y diafragmas	m ²	570.08	\$34.99	\$19,948.24
Acero de refuerzo fy=420 MPa (8 a 16 mm)	kg	9,886.72	\$2.11	\$20,880.75
Acero de refuerzo fy=420 MPa (18 a 22 mm)	kg	6,796.57	\$2.63	\$17,861.39
Hormigón vigas, losa y diafragmas f'c=30 MPa.	m ³	132.34	\$234.10	\$30,979.68
Encofrado barrera	m ²	94.81	\$16.32	\$1547.30
Hormigón barrera f'c=28 MPa	m ³	10.80	\$210.10	\$2,269.04
Capa de asfalto bituminoso (e=0.05m)	m ²	201.60	\$7.04	\$1,420.07
Acero de presfuerzo	kg	3,575.20	\$5.18	\$18,533.84
Inyección de grouting	m ³	1.00	\$138.02	\$138.02

Fuente: Autoría Propia

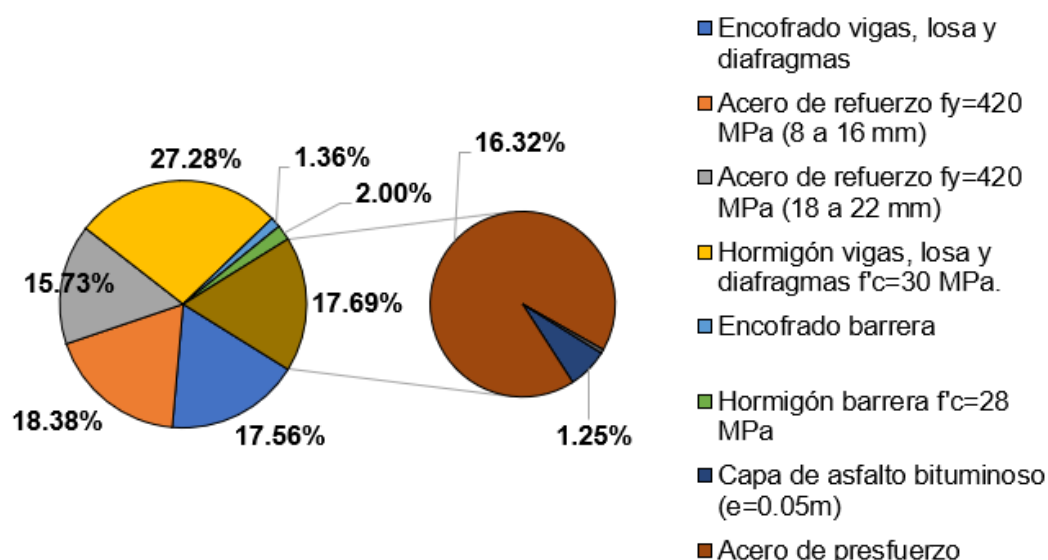


Figura 3.11. Porcentaje del presupuesto total de la superestructura de la superestructura con vigas de hormigón postensado.

Fuente: Autoría Propia

Como se logra visualizar tanto en la **Tabla 3.7** como en la **Figura 3.11**, existen cuatro rubros predominantes en el presupuesto total, pertenecientes al acero de refuerzo $f_y = 420$ MPa, al hormigón $f'_c = 30$ MPa, al acero de presfuerzo y al encofrado de vigas, losas y diafragma. Sin embargo, el rubro más importante es el perteneciente al acero de refuerzo con una incidencia de **34.11%** (corresponde a la suma del Acero de refuerzo $f_y = 420$ MPa 8 a 16 mm y 18 a 22 mm), seguido del hormigón $f'_c = 30$ MPa cuyo porcentaje representa el **27.28%** del presupuesto total.

Tabla 3.8. Presupuesto de la superestructura para un puente de 28 m con vigas de acero.

Rubro	Unidad	Cantidad	P. unitario (USD)	P. total (USD)
Puente con vigas de acero				\$ 229.262,83
Superestructura				\$ 229.262,83
Fabricación y montaje de acero ASTM A588	kg	39.334,83	\$ 4,96	\$ 194.943,44
Encofrado losa	m ²	235,20	\$ 16,32	\$ 3.454,62
Encofrado barrera	m ²	94,81	\$ 16,32	\$ 1.392,54
Acero de refuerzo $f_y=420$ MPa	kg	7.903,72	\$ 2,11	\$ 15.832,99
Hormigón losa $f'_c=28$ MPa	m ³	44,80	\$ 210,10	\$ 9.412,30
Hormigón barrera $f'_c=28$ MPa	m ³	10,80	\$ 210,10	\$ 2.268,31
Desencofrado	m ²	330,01	\$ 16,32	\$ 538,57
Capa de asfalto bituminoso (e=0.05 m)	m ²	201,60	\$ 7,04	\$ 1.420,07

Fuente: Boris Guerrero, 2023 [20].

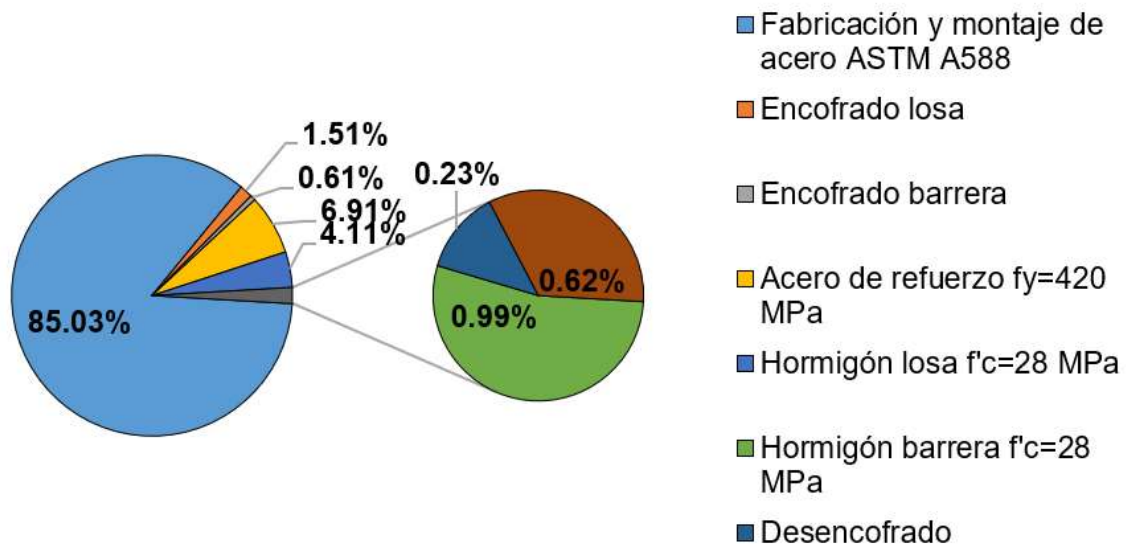


Figura 3.12. Porcentaje del presupuesto total de la superestructura de la superestructura con vigas de acero.

Fuente: Boris Guerrero, 2023 [20].

Como se logra visualizar en la **Figura 3.12** el mayor porcentaje corresponde a la fabricación y montaje de los elementos de acero ASTM A588, con el **85.03%** del presupuesto total, que en conjunto con el acero de refuerzo equivale al **91.94%**.

Tabla 3.9. Comparación del costo total entre la variante de vigas de hormigón postensado y vigas de acero.

Variante	Costo Total (USD)	Costo/m ² (USD)
Vigas de hormigón postensado	\$ 113,578.33	\$ 507.05
Vigas de acero	\$ 229,262.83	\$ 1,023.49

Fuente: Autoría Propia

La superestructura con vigas de acero es la variante más costosa entre ambos proyectos, con una diferencia abismal de \$115,684.50 y siendo 101.85% más cara que la variante de hormigón.

Tabla 3.10. Costo por semanas de la superestructura del puente con vigas de hormigón postensado.

Mes	Costo por mes	Semana	Costo por semana
1	\$40,447.56	1	\$ 7,293.58
		2	\$ 7,480.59
		3	\$ 11,391.40
		4	\$ 14,281.99
		5	\$ 14,149.48
2	\$35,931.42	6	\$ 8,962.92
		7	\$ 6,549.49
		8	\$ 6,269.53
		9	\$ 6,288.44
3	\$ 35,640.92	10	\$ 9,192.79
		11	\$ 12,780.43
		12	\$ 7,379.26
4	\$ 1,558.45	13	\$ 1,558.45

Fuente: Autoría Propia

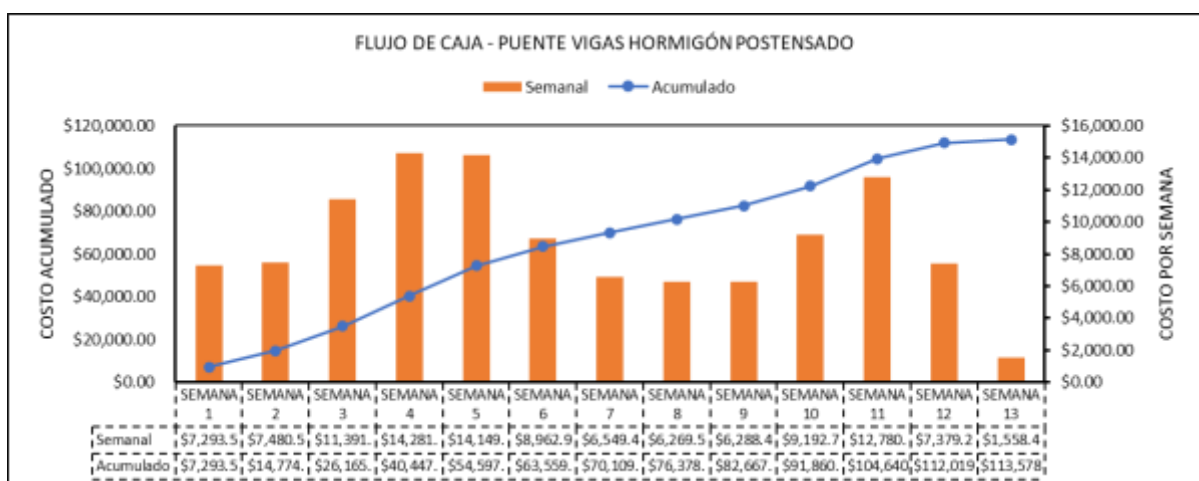


Figura 3.13. Flujo de caja variante vigas de hormigón postensado.

Fuente: Autoría Propia

Como se logra visualizar en la **Figura 3.13**, la línea correspondiente al costo acumulado tiene un comportamiento creciente a lo largo de la duración del proyecto, sin embargo, teniendo un ligero decremento alrededor de la semana 7 y vuelve a crecer en la semana 11 que se justifica por la colocación del acero de presfuerzo.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los costos por semanas y meses de la superestructura con la variante de vigas de acero.

Tabla 3.11. Costo por semanas de la superestructura del puente con vigas de acero.

Mes	Costo por Mes	Semana	Costo por semana
1	\$ 143,500.00	1	\$ 35,198.08
		2	\$ 36,100.64
		3	\$ 36,100.64
		4	\$ 36,100.64
		5	\$ 36,100.64
2	\$ 71,943.63	6	\$ 18,588.62
		7	\$ 10,057.56
		8	\$ 7,196.81
		9	\$ 2,090.73
3	\$ 7,970.16	10	\$ 1,959.81
		11	\$ 1,959.81
		12	\$ 1,959.81
4	\$ 5,849.04	13	\$ 1,959.81
		14	\$ 2,126.99
		15	\$ 1,762.24

Fuente: Boris Guerrero, 2023 [20].

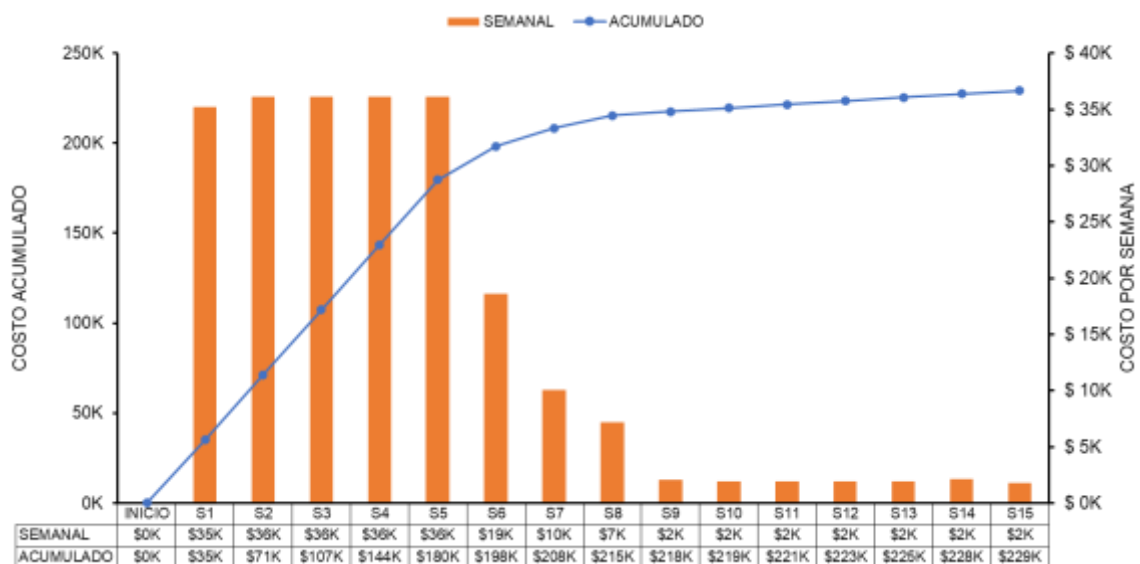


Figura 3.14. Flujo de caja variante vigas de acero.

Fuente: Boris Guerrero, 2023 [20].

A diferencia del comportamiento de la primera variante, se logra visualizar que existe una mayor demanda en el primer mes, resultado de la fabricación y montaje del acero ASTM A588.

3.2 Conclusiones

- Para el diseño del puente, que incorpora vigas de hormigón postensado, se determinó que las vigas centrales poseían una base de 40 cm. Sin embargo, en el proceso de diseño de las vigas periféricas utilizando la misma dimensión, se constató que estas no satisfacían los requisitos mínimos en cuanto a módulos de sección. Esta discrepancia surgió debido a que las vigas exteriores debían soportar momentos superiores a los de las vigas internas. Como solución, se optó por incrementar la sección a 45 cm, lo cual permitió sortear la necesidad de elevar el peralte del puente o de aumentar la cantidad de vigas, lo cual habría conllevado a una reelaboración completa del diseño estructural de la superestructura del puente.
- En el diseño preliminar para vigas de hormigón postensado tanto interiores como de borde se estimó pérdidas dependientes del tiempo de 20% ($R = 80\%$), sin embargo, dado que estas pérdidas son interdependientes del diseño realizado, se ejecutó dos iteraciones hasta que los resultados de pérdidas converjan, obteniendo así pérdidas diferidas en el tiempo de 9.59% y 9.98% para las vigas interiores y exteriores respectivamente, como se logra apreciar los valores obtenidos son menores al estimado, por lo tanto no se requirió de un rediseño. Adicional a ello, la discrepancia entre las pérdidas de las vigas interiores y exteriores se atribuye al cambio de dimensiones y aumento del número de torones a emplear.
- Como se puede apreciar en la **Tabla 3.12**, la relación entre el Momento último (M_u) perteneciente al estado límite más crítico (Resistencia I) y el Momento de diseño (ϕM_n) es de 84.5% para las vigas interiores y 80.5% para las vigas exteriores, de este modo se puede afirmar que las vigas interiores tienen un mejor rendimiento que su contraparte.

Tabla 3.12. Resumen de momentos últimos y de diseño para las vigas de hormigón postensado.

Vigas	M_u (T·m)	ϕM_n (T·m)	$M_u / \phi M_n$
Interior	842.28	996.51	84.5%
Exterior	983.72	1221.67	80.5%

Fuente: Autoría Propia

- La superestructura con vigas de hormigón postensado es un 90% más pesada en relación con la con la variante de acero. Esta disparidad en el peso entre los dos enfoques tiene implicaciones significativas en la planificación y ejecución del

proyecto, pues tiene un impacto directo en aspectos fundamentales del puente como requerimientos más rigurosos en las cimentaciones, así como en la configuración y resistencia de los estribos, lo que podría implicar costos adicionales y un mayor tiempo de construcción. De esta manera, si se persigue la edificación de una estructura de menor carga, por las razones ya explicadas, la opción más apropiada sería la elección del enfoque basado en acero.

- En lo que respecta a los plazos de construcción, se estima que la alternativa basada en acero concluiría el proyecto en un lapso de 15 semanas, en contraste, la variante de hormigón postensado requeriría 13 semanas para su finalización, reflejando así un ahorro de 13% en cuanto a tiempo. Y dado que la disparidad en el tiempo de construcción es ínfima, no se revela como un elemento determinante al momento de seleccionar la alternativa más viable entre los dos proyectos.
- Mientras que en la variante de hormigón la distribución del presupuesto es más uniforme a lo largo de la ejecución del proyecto, teniendo una inversión inicial de \$40,447.56, que corresponde al 36% del presupuesto total. La variante de acero requiere una inversión de \$143,500.00 en el primer mes de ejecución, lo que representa el 62.60% del presupuesto total. Además, en el segundo mes, se destinarían \$71,943.63 adicionales, sumando así un total del 93.98% del presupuesto total. Por lo tanto, si se opta por la variante de acero, se requeriría una mayor capacidad de financiamiento debido a estas asignaciones concentradas en los primeros meses del proyecto.
- El componente que ejerce una influencia predominante en el presupuesto de la superestructura de acero es la fabricación y montaje de los elementos de acero ASTM A588, con el 85.03% del presupuesto total, que en conjunto con el acero de refuerzo equivale al 91.94%. En contraste, en la variante de hormigón, el elemento más significativo es el acero de refuerzo, con una participación del 34.11% (englobando tanto el Acero de refuerzo $f_y = 420$ MPa de 8 a 16 mm como de 18 a 22 mm), seguido del hormigón $f'_c = 30$ MPa, el cual contribuye con un 27.28% al presupuesto total.
- Al considerar detalladamente los costos involucrados en las dos propuestas, emerge una disparidad significativa que ofrece claridad en la toma de decisiones. Los costos asociados a la alternativa de acero superan por 2.02 veces la inversión requerida por la opción de hormigón postensado. En este sentido, considerando únicamente la superestructura que ha sido el tema central en este proyecto, se

puede afirmar que la elección más viable, dentro del marco de la configuración estructural propuesta para Ecuador, recae en la variante que adopta el uso de vigas de hormigón postensado.

3.3 Recomendaciones

- Evitar asignar valores bajos a las pérdidas diferidas en el tiempo Δf_{pLT} en el diseño a flexión de las vigas de hormigón postensado, ya que, si durante el proceso iterativo se constata que las pérdidas obtenidas son mayores, será necesario reevaluar y rediseñar la sección correspondiente. La asignación inicial de valores muy bajos a estas pérdidas podría conducir a un subdimensionamiento, haciendo necesario un rediseño sustancial si los resultados no cumplen con las expectativas.
- Si se busca llevar a cabo una comparación más detallada en relación con los costos del proyecto, sería esencial realizar un diseño exhaustivo y un análisis completo de la subestructura del puente. Dado que, aunque la variante de la superestructura de hormigón postensado resulta más rentable desde el punto de vista económico, también es la alternativa más pesada. Esta diferencia en peso acarrearía costos adicionales, debido a la necesidad de cumplir con requisitos más rigurosos en términos de estribos y cimentaciones.
- Dada la complejidad inherente a estas estructuras y su implicación significativa, es imperativo considerar el empleo de la modelación computacional. Esto permitirá un análisis exhaustivo del comportamiento de cada componente y su interacción, además de la validación de los resultados derivados del enfoque manual de diseño. Al llevar a cabo esta estrategia, se establece una sólida garantía para la ejecución exitosa del proyecto, al minimizar posibles errores y maximizar la eficiencia en el proceso.
- Además de considerar el análisis de los costos directos relacionados con la ejecución del proyecto, es esencial incorporar una evaluación de los costos asociados al mantenimiento de la obra. Integrar estos elementos en el análisis proporcionaría una visión más holística y precisa del gasto a lo largo del tiempo en relación con la estructura. Enfocarse en los costos a largo plazo resulta fundamental para tomar decisiones informadas desde el inicio del proyecto, permitiendo una planificación estratégica que abarque tanto la fase de construcción como el ciclo de vida completo de la obra. Esta perspectiva integral garantizaría que los recursos se asignen de manera óptima y que se considere no solo la inversión inicial, sino también la sostenibilidad y la eficiencia económica a largo plazo.

4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] J. Portilla, «diseño de un puente de hormigón pretensado en volados sucesivos: comparación de diseño y costo de construcción entre el puente diseñado y el puente construido en acero y hormigón postensado sobre La Quebrada de Gualo.», 2011.
- [2] NEC-SE-HM, *Estructuras de hormigón armado*. Dirección de comunicación social, MIDUVI, 2014.
- [3] NEVI-12, *Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes*, vol. III. Quito, Ecuador, 2013.
- [4] A. C. I. Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19): An ACI Standard; Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19)*. American Concrete Institute, 2019.
- [5] American Association of State Highway and Transportation Officials, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 9na ed. Chicago: National Steel Bridge Alliance (NSBA), 2020.
- [6] A. Pipinato, *Innovative Bridge Design Handbook: Construction, Rehabilitation and Maintenance*. Elsevier, 2021.
- [7] W.-F. Chen y L. Duan, *Bridge Engineering Handbook: Superstructure Design*. CRC Press, 2014.
- [8] P. Bravo y J. Vintimilla, «Análisis de barandas de seguridad en carreteras de la provincia del Azuay», 2015.
- [9] A. Carranza Román, «Puentes semi-integrales aplicación a puentes existentes», feb. 2018, Accedido: 4 de diciembre de 2022. [En línea]. Disponible en: <https://repositorioinstitucional.buap.mx/handle/20.500.12371/943>
- [10] J. MCCORMAC, *Diseño de concreto reforzado 8ª Edición*. Alfaomega Grupo Editor, 2011.
- [11] E. Torroja, *Razón y ser de los tipos estructurales*. Madrid: Doce Calles, S. L., 2010.
- [12] N. R. Hewson, *Prestressed Concrete Bridges: Design and Construction*. Thomas Telford, 2003.
- [13] MTT-MAXIM, «Vaina o ducto», *MTT Maxim*, 15 de junio de 2015. <https://mtt-maxim.com/vaina-ducto-postensado/> (accedido 5 de diciembre de 2022).
- [14] Federal Highway Administration, «Post-Tensioned Box Girder Design Manual», 2016.
- [15] CPS, «Gato para postensado de monotorón - CPS». <http://www.post-tension.org/es/products/mono-jack.html> (accedido 5 de diciembre de 2022).
- [16] MIDUVI, «NEC_SE_DS: Peligro Sísmico». 2015.
- [17] Arturo Rodríguez Serquén, *Puentes Con AASHTO-LRFD 2010 (Fifth Edition)*. Perú, 2020.
- [18] Emcocables, «Alambres y Torones para Concreto Presforado. Materia Prima, Proceso de Fabricación.»
- [19] Julio Hernández y Juan Hernández, «Hormigón Estructural. Diseño por Estados Límites. (Parte II). Versión enfocada al Código ACI 318 “Building Code Requirements for Structural Concrete”.»
- [20] Boris Alexander Guerrero Lascano, «Diseño y comparación económica de la superestructura de un puente de un solo vano considerando variantes de losa con vigas de hormigón postensado y vigas de acero», Trabajo de Integración Curricular, Escuela Politécnica Nacional, Quito.

5 ANEXOS

5.1 ANEXO I. Notación utilizada en ecuaciones

A: Área de la viga (m^2).

ADTT: El número de camiones por día en una dirección promediado durante la vida útil del diseño.

ADTT_{SL}: El número de camiones por día en un solo carril promediado durante la vida útil del diseño.

A_g: Área bruta de la sección (cm^2).

A_{ps}: Área del acero de presfuerzo (cm^2).

A_s: Coeficiente de aceleración pico modificado por el factor de sitio de periodo corto. Área del refuerzo de tensión del acero no presforzado (cm^2).

A'_s: Área del refuerzo de compresión (cm^2).

α : Suma de los valores absolutos del cambio angular de la trayectoria del acero de presfuerzo desde el extremo del tensado hasta el punto bajo investigación (rad). Ángulo de inclinación del refuerzo transversal al eje longitudinal (rad).

α_1 : Factor de bloque de esfuerzo.

α_v : Cambio angular total de la trayectoria del tendón de pretensado desde el extremo del gato hasta un punto bajo investigación (rad).

b: Base de la viga (cm). Ancho efectivo del patín de compresión (cm).

BL: fuerza por explosiones.

BR: fuerza por frenado de vehículos.

b_v: ancho efectivo del alma tomado como el ancho mínimo del alma, medido paralelamente al eje neutro, entre las resultantes de los esfuerzos de tracción y compresión debidos a la flexión (cm).

β : Factor que indica la capacidad del hormigón fisurado en diagonal para transmitir tensión y cortante.

c: Distancia desde la cara de la sección sometida a compresión al eje neutro (cm).

C_D: Coeficiente de resistencia, 1.3 para superestructuras con vigas I o cajón.

CE: Fuerza centrifugas de vehículos.

CR: Fuerza debido al flujo plástico.

C_{sm}: Coeficiente de respuesta sísmico elástico para el enésimo modo de vibración.

CT: Fuerza de colisión vehicular.

CV: Fuerza de colisión de navíos.

d: Peralte de la viga (cm).

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

DD: Fuerza de arrastre.

d_p: Distancia desde la cara de la sección sometida a compresión al eje del tendón del presfuerzo.

d_v: Profundidad de corte efectiva tomada como la distancia, medida perpendicularmente al eje neutral, entre las resultantes de la tracción y compresión debidas a la flexión; no es necesario tomarlo como menor que el mayor de $0.9 \cdot d_p$ y $0.72 \cdot h$ (cm).

DW: Carga muerta de la superficie de rodadura y utilidades soportadas por el puente

e: Excentricidad del cable resultante (mm).

E_a: Módulo de Elasticidad del agregado (GPa)

E_B: Módulo de elasticidad del hormigón de la viga (MPa).

E_c: Módulo de Elasticidad para el hormigón (kg/cm²).

E_{ci}: Módulo de elasticidad del concreto en la transferencia (kg/cm²).

E_D: Módulo de elasticidad del hormigón de la losa (MPa).

e_g: Distancia entre los centros de gravedad de la viga y la losa. **EH:** carga de presión horizontal del suelo.

EL: Fuerza residual proveniente del proceso de construcción.

e_m: Excentricidad media en el punto medio (cm).

E_p: Módulo de elasticidad de los tendones del presfuerzo (kg/cm²).

EQ: fuerza sísmica

ES: Sobrecarga del suelo.

EV: Presión vertical de la carga muerta por material de relleno.

f : 4/3 para combinaciones de carga distintas de fatiga y 1.0 para fatiga.

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón (kg/cm^2).

f_{ci} : Esfuerzo de compresión inicial permisible en la fibra inferior.

f'_{ci} : Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento del preesfuerzo para miembros preesforzados y en el momento de la carga inicial para miembros no preesforzados.

f_{cs} : Esfuerzo de compresión final permisible en la fibra superior después de las pérdidas.

f_{pbt} : Tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia (kg/cm^2).

f_{pe} : Tensión en el acero de presfuerzo debido al presforzado, después de las pérdidas (kg/cm^2).

f_{pi} : Tensión del acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia (MPa).

f_{pj} : Tensión en el acero de presfuerzo en el momento del postensado (kg/cm^2).

f_{po} : un parámetro tomado como módulo de elasticidad del acero de pretensado multiplicado por la diferencia fijada en la deformación entre el acero de pretensado y el hormigón circundante. Para los niveles habituales de pretensado, un valor de $0.7 \cdot f_{pu}$ será apropiado tanto para elementos pretensados como postensados. (kg/cm^2).

f_{ps} : Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo (kg/cm^2).

f_{pu} : Resistencia a la tensión del acero de presfuerzo (kg/cm^2).

FR: Fuerza de fricción.

f_{ti} : Esfuerzo de tracción inicial permisible en la fibra superior.

f_{ts} : Esfuerzo de tracción final permisible en la fibra inferior después de las pérdidas.

f_y : Resistencia de fluencia del refuerzo no presforzado de tensión (kg/cm^2).

f'_y : Resistencia de fluencia del refuerzo no presforzado de compresión (kg/cm^2).

Δf_{pF} : Pérdidas debido a la fricción (kg/cm^2).

Δf_{pLT} : Pérdidas debidas a la contracción a largo plazo y la fluencia del hormigón, y la relajación del acero (kg/cm²).

Δf_{pR} : Una estimación de la pérdida por relajación tomada como 16.55 MPa para torones de baja relajación, 68.95 MPa para torones con alivio de tensión y de acuerdo con la recomendación del fabricante para otros tipos de torones (MPa).

Δf_{pT} : Total de pérdidas (kg/cm²).

g : Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²). Factor de distribución.

G : factor de ráfaga, 1 para todas las estructuras a excepción de barreras de sonido.

H : humedad relativa anual (%).

I : Momento de inercia de la viga (m⁴).

IC : Carga de hielo.

I_g : Inercia de la sección bruta de concreto (cm⁴).

IM : Carga vehicular dinámica.

K : Coeficiente de fricción de oscilación (por m de tendón).

K_z : coeficiente de presión de exposición y elevación, 1 para todas las combinaciones a excepción del estado límite de resistencia III y servicio IV donde se usa la **Tabla 2.6**.

L : Espaciamiento de los postes de las barandillas (mm). Longitud del puente (m). Longitud de la viga (cm).

LL : carga viva vehicular

LS : sobrecarga viva

M_{asf} : Momento por carga de asfalto ($T \cdot m$).

M_{diaf} : Momento por carga de diafragma ($T \cdot m$).

M_D : Momento por carga muerta ($T \cdot m$).

M_g : Momento en el medio del tramo debido al peso propio del miembro (kg·cm).

M_o : Momento flector producido por la carga muerta en el momento de tensado de los cables. Momento por cargas iniciales ($T \cdot m$).

M_{pp} : Momento por cargas de losa y viga ($T \cdot m$).

M_T : Momento Total ($T \cdot m$).

$M_{(d+l)}$: Momento por cargas de servicio ($T \cdot m$).

$M_{(LL+IM)}$: Momento por carga viva ($T \cdot m$).

M_u : momento factorizado, no debe tomarse menos que $V_u \cdot d_v$ (kg·cm).

n : Modificador de carga: un factor relacionado con la ductilidad, redundancia y clasificación operacional.

N : número de tendones de presfuerzo.

n_D : Factor relacionado con la ductilidad.

η_i : Factor de modificación de las cargas, un factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional.

η_I = Factor relacionado con la importancia operacional.

n_I : Factor relacionado con la clasificación operacional.

n_R : Factor relacionado con la redundancia.

N_u : fuerza axial factorada, tomada como positiva si es de tracción y negativa si es de compresión (kg).

p : Fracción de tráfico en un solo carril, detallado en la **Tabla 2.4**.

P_i : Fuerza pre-tensional inicial después de las pérdidas instantáneas ($kg \cdot cm$).

P_j : Fuerza en los tendones de presfuerzo antes de las pérdidas (T).

PL: Carga viva peatonal.

P_{LL}: Carga viva concentrada (N).

$P[N > 1]$: Probabilidad de excedencia.

PS: Fuerza total de pretensado para el estado límite de servicio.

P_z : Presión de diseño de viento (kN/m^2).

Q_t = Efecto de la fuerza.

R: % de fuerza inicial después de las pérdidas dependientes del tiempo. Radio de curvatura del carril de tráfico (m).

R_n = Resistencia nominal.

R_r = Resistencia de diseño $\phi \cdot R_n$.

S: Separación entre los ejes de las vigas de la sección transversal del puente (m).

S_{D1}: Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal en un periodo = 1s modificado por el factor de sitio de periodo largo.

S_{D5}: Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal en un periodo = 0.2s modificado por el factor de sitio de periodo corto.

SE: Fuerza debido al asentamiento.

SH: Fuerza debido a la contracción.

S_{1 min}: Módulo de sección mínimo referido a la fibra superior.

S_{2 min}: Módulo de sección mínimo referido a la fibra inferior.

t: Tiempo de vida útil (años).

T₀: Periodo de referencia usado para definir la forma del espectro de respuesta de aceleración (s).

T_s: Período en el que el espectro de respuesta de aceleración cambia de ser independiente del período a ser inversamente proporcional al período (s).

T_m: Período de vibración para el enésimo modo (s).

TG: Fuerza debido al gradiente de temperatura.

TU: Fuerzas debido a una temperatura uniforme.

t_s: Espesor de la losa de concreto (cm).

μ: Coeficiente de fricción.

v: Velocidad de diseño de la carretera (m/s).

V: Velocidad de diseño de ráfaga de viento de 3 segundos (m/s).

V_p: Componente en la dirección del cortante aplicado de la fuerza efectiva de pretensado (T).

v_u: Esfuerzo cortante del hormigón (kg/cm²).

W: Peso del camión o tándem de diseño (kN).

WA: Carga de agua y presión de flujo.

WL: Sobrecarga de viento en la carga viva.

WS: Carga de viento en estructura.

x: Longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato hasta cualquier punto bajo consideración (m).

λ : Tasa anual de excedencia (1/año).

λ_{duct} : Factor de reducción de la resistencia a corte representa la reducción en la resistencia al corte proporcionada por el refuerzo transversal debido a la presencia de un conducto de postensado inyectado. Tomado como 1.0 para conductos de postensado sin lechada y con un ancho de alma o ala reducido para tener en cuenta la presencia de conducto sin lechada.

γ_h : Factor de corrección para la humedad relativa del aire.

γ_i = Factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones.

γ_{st} : Factor de corrección para la resistencia especificada del hormigón en el momento de la transferencia del pretensado al elemento de hormigón.

ϕ : Factor de resistencia a cortante especificado en el Artículo 5.5.4.2. de la AASHTO, 2020.

θ : Ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonales (rad).

5.2 ANEXO II. Momentos máximos en tramos simplemente apoyados para la carga viva vehicular.

Momento por Carga de Camión (M _{TOP}) o Tándem (T.m)					
Luz (m)	d (m)	Camión o Tandem	Momento que predomina (C ó T)	Momento Carga de Carril	M(LL+IM) IM = 0.33
1	0.5	C	5.00	0.12	6.77
2	1	C	10.00	0.48	13.78
3	1.5	C	15.00	1.07	21.02
4	2	C	20.00	1.9	28.5
5	2.5	C	25.00	2.97	36.22
6	2.7	T	30.98	4.28	45.48
7	3.2	T	37.30	5.82	55.43
8	3.7	T	43.64	7.6	65.64
9	4.2	T	49.98	9.62	76.09
10	4.7	T	56.33	11.88	86.79
11	4.78	C	72.10	14.12	110.02
12	5.28	C	83.18	16.86	127.48
13	5.78	C	94.28	19.82	145.21
14	6.28	C	105.40	23.03	163.21
15	6.78	C	116.54	26.47	181.47
16	7.28	C	127.69	30.16	199.99
17	7.78	C	138.86	34.07	218.76
18	8.28	C	150.03	38.23	237.78
19	8.78	C	161.22	42.62	257.04
20	9.28	C	172.41	47.26	276.56
21	9.78	C	183.60	52.12	296.31
22	10.28	C	194.80	57.23	316.32
23	10.78	C	206.00	62.57	336.56
24	11.28	C	217.21	68.16	357.05
25	11.78	C	228.42	73.97	377.78
26	12.28	C	239.64	80.03	398.75
27	12.78	C	250.86	86.32	419.96
28	13.28	C	262.08	92.86	441.42
29	13.78	C	273.30	99.62	463.11
30	14.28	C	284.52	106.63	485.04
31	14.78	C	295.75	113.87	507.22
32	15.28	C	306.97	121.36	529.63
33	15.78	C	318.20	129.07	552.28
34	16.28	C	329.43	137.03	575.17
35	16.78	C	340.66	145.22	598.3
36	17.28	C	351.89	153.66	621.67
37	17.78	C	363.12	162.32	645.28
38	18.28	C	374.36	171.23	669.13
39	18.78	C	385.59	180.37	693.21
40	19.28	C	396.83	189.76	717.54
41	19.78	C	408.06	199.37	742.1
42	20.28	C	419.30	209.23	766.9
43	20.78	C	430.54	219.32	791.94
44	21.28	C	441.78	229.66	817.22
45	21.78	C	453.01	240.22	842.73
46	22.28	C	464.25	251.03	868.49
47	22.78	C	475.49	262.07	894.48
48	23.28	C	486.73	273.36	920.71
49	23.78	C	497.97	284.87	947.18
50	24.28	C	509.21	296.63	973.88

5.3 ANEXO III. Factor de distribución de carga viva para momento en vigas interiores

Tipo de estructura	Sección transversal aplicable de la tabla (Anexo 2)	Factores de distribución	Rango de aplicación															
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	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Ll_s^2}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq r_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$															
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Ll_s^2}\right)^{0.1}$	$4.1623 \cdot 10^9 \leq K_g \leq 2.9136 \cdot 10^{12}$															
		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: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{1800}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.25}$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18000 \leq L \leq 73000$ $N_c \geq 4$ Si $N_c > 8$ use $N_c = 8$															
Tablero de concreto sobre vigas de cajón de concreto esparcidas	(b), (c)	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{900}\right)^{0.35} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.25}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$															
		Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0.6} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.125}$																
		Use la regla de la palanca	$S > 5500$															
Vigas cajón de concreto usadas en tableros de múltiples vigas	(f)	Un carril de diseño cargado: $k \left(\frac{b}{2.8L}\right)^{0.5} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.25}$ donde: $k = 2.5(N_b)^{-0.2} \geq 1.5$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37000$ $5 \leq N_b \leq 20$															
	(f) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Dos o más carriles de diseño cargados: $k \left(\frac{b}{7750}\right)^{0.6} \left(\frac{b}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.06}$																
	(h)	Independientemente del número de carriles cargados: $\frac{S/D}{C} \leq K$ donde: $C = K(W/L) \leq K$ $D = 300[11.5 - N_c + 1.4N_c(1 - 0.2C)^2]$ cuando: $C \leq 5$ $D = 3000(11.5 - N_c)$ cuando: $C > 5$ $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$ Para diseño preliminar, se pueden usar los siguientes valores de K: <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Tipo de viga</th> <th>K</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Rectangulares macizas</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>Rectangulares con vacíos</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>Circulares</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>Vigas cajón</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Cahal</td> <td>2.2</td> </tr> <tr> <td>T</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>Doble T</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table>	Tipo de viga	K	Rectangulares macizas	0.7	Rectangulares con vacíos	0.7	Circulares	0.8	Vigas cajón	1	Cahal	2.2	T	2	Doble T	2
Tipo de viga	K																	
Rectangulares macizas	0.7																	
Rectangulares con vacíos	0.7																	
Circulares	0.8																	
Vigas cajón	1																	
Cahal	2.2																	
T	2																	
Doble T	2																	
(g), (i), (j) si están conectadas apenas lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la interface																		

5.4 ANEXO IV. Diseño de la losa

DISEÑO LOSA

L (mm) =	8000.00
y_c (T/m ³) =	2.45
S (mm) =	2000.00
b_{viga} (mm) =	400.00
S' (mm) =	1600
$B_{diseño}$ (m) =	1.00
f_y (kg/cm ²) =	4200.00
f_c (kg/cm ²) =	305.91

Espesor de la losa	
t_{min} (cm) =	18.40
t (cm) =	20.00

Criterios LRFD aplicables	
Resistencia I	$U = n [1.25(DC)+1.50(DW)+1.75(LL+IM)]$
Servicio I	$U = n [1.00(DC+DW)+1.00(LL+IM)]$
Carga Muerta (DC)	
W_{losa} (T/m) =	0.489
$P_{barrera}$ (T) =	0.472
Momento negativo de flexión en B por cargas	
M_{DC} (T-m) =	-0.065 En el eje B
M_{DC} (T-m) =	-0.036 A la izquierda del eje B
M_{DC} (T-m) =	0.023 A la derecha del eje B
Momento positivo de flexión en 0.4L por cargas	
$M_{DC(0.4L)}$ (T-m) =	-0.183
Carga por superficie de rodadura (DW)	
e_{asf} (m) =	0.05
y_{asf} (T/m ³) =	2.25
W_{losa} (T/m) =	0.112
Momento negativo de flexión en B por cargas	
M_{DW} (T-m) =	-0.041 En el eje B
M_{DW} (T-m) =	-0.019 A la izquierda del eje B
M_{DW} (T-m) =	-0.021 A la derecha del eje B
Momento positivo de flexión en 0.4L por cargas	
$M_{DW(0.4L)}$ (T-m) =	0.0250

Carga Viva (LL+IM)	
Caso: 1 vía cargada	
$M(-)$ (T-m) =	-3.59 Momento negativo en el apoyo B
N_L =	1 Número de carriles cargados
m =	1.2 Factor de presencia múltiple
$M(-)$ (T-m) =	-4.309 Momento negativo para un carril
Caso: 2 vías cargadas	
$M(-)$ (T-m) =	-3.38 Momento negativo en el apoyo B
N_L =	2 Número de carriles cargados
m =	1.0 Factor de presencia múltiple
$M(-)$ (T-m) =	-3.379 Momento negativo para dos carriles
Entonces el momento más desfavorable	
$M(-)$ crítico (T-m) =	-4.309 Momento más desfavorable en apoyo B
Ancho de faja	
E_M (m) =	1.72
Momentos negativos en cada cara de la viga (b/2)	
$M_{(-)(LL+IM)}$ (T-m) =	-2.08 A b/2 la izquierda del eje B
$M_{(-)(LL+IM)}$ (T-m) =	-2.28 A b/2 la derecha del eje B
Por lo tanto, el momento negativo crítico en el apoyo B y en cada cara de la viga, incluyendo el efecto de carga dinámica y ancho de faja son:	
Caso: 1 vía cargada	
$M(+)$ (T-m) =	3.47 Momento positivo a 0.4L
N_L =	1 Número de carriles cargados
m =	1.2 Factor de presencia múltiple
$M(+)$ (T-m) =	4.160 Momento positivo para un carril
Caso: 2 vías cargadas	
$M(+)$ (T-m) =	3.45 Momento positivo a 0.4L
N_L =	2 Número de carriles cargados
m =	1.0 Factor de presencia múltiple
$M(+)$ (T-m) =	3.450 Momento positivo para dos carriles
Entonces el momento más desfavorable	
$M(+)$ crítico (T-m) =	4.160 Momento más desfavorable para 0.4L
Ancho de faja	
E_M (m) =	1.76
Por lo tanto, el momento positivo crítico a 0.4L y en cada cara de la viga, incluyendo el efecto de carga dinámica y ancho de faja son:	
$M_{(+)(LL+IM)}$ (T-m) =	3.14 Momento crítico a 0.4L

$M_{B(-)(LL+IM)} (T-m) = -3.33$ Momento crítico en el apoyo B $m (a \text{ usar}) = 1.2$ Factor de presencia múltiple que se debe utilizar $M_{B(-)(LL+IM)} (T-m) = -1.93$ Momento negativo a b/2 de la izquierda del apoyo B $M_{B(-)(LL+IM)} (T-m) = -2.11$ Momento negativo a b/2 de la derecha del apoyo B Resumen de momentos negativos por cargas en B					Resumen de momentos positivos en 0.4L																																				
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Carga</th> <th>Tipo</th> <th>M(-)Izq</th> <th>M(-)eje</th> <th>M(-)der</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Losa + barrera</td> <td>DC</td> <td>-0.036</td> <td>-0.065</td> <td>0.023</td> </tr> <tr> <td>Asfalto</td> <td>DW</td> <td>-0.019</td> <td>-0.041</td> <td>-0.021</td> </tr> <tr> <td>Carga viva</td> <td>LL+IM</td> <td>-1.932</td> <td>-3.332</td> <td>-2.112</td> </tr> </tbody> </table>					Carga	Tipo	M(-)Izq	M(-)eje	M(-)der	Losa + barrera	DC	-0.036	-0.065	0.023	Asfalto	DW	-0.019	-0.041	-0.021	Carga viva	LL+IM	-1.932	-3.332	-2.112	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Carga</th> <th>Tipo</th> <th>M(+)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Losa + barrera</td> <td>DC</td> <td>-0.183</td> </tr> <tr> <td>Asfalto</td> <td>DW</td> <td>0.025</td> </tr> <tr> <td>Carga viva</td> <td>LL+IM</td> <td>3.144</td> </tr> </tbody> </table>					Carga	Tipo	M(+)	Losa + barrera	DC	-0.183	Asfalto	DW	0.025	Carga viva	LL+IM	3.144
Carga	Tipo	M(-)Izq	M(-)eje	M(-)der																																					
Losa + barrera	DC	-0.036	-0.065	0.023																																					
Asfalto	DW	-0.019	-0.041	-0.021																																					
Carga viva	LL+IM	-1.932	-3.332	-2.112																																					
Carga	Tipo	M(+)																																							
Losa + barrera	DC	-0.183																																							
Asfalto	DW	0.025																																							
Carga viva	LL+IM	3.144																																							
$M_u (T-m) = -5.974$ En el eje B $M_u (T-m) = -3.454$ A la izquierda del eje B $M_u (T-m) = -3.699$ A la derecha del eje B					$M_u (T-m) = 5.375$ A 0.4L																																				
Acero negativo Perpendicular al tráfico					Acero positivo Perpendicular al tráfico																																				
$r (cm) = 5.00$ $\emptyset (mm) = 16.00$ $A_s (cm^2) = 2.01$ $z (cm) = 5.8$ $d (cm) = 14.2$ $a = 0.162$ As $A_{s(+)} (cm^2) = 7.184$ $a (cm) = 1.160$ $s (m) = 0.2799$ sutilizado (m) = 0.25 $A_{s(+)} (cm^2) = 8.042$ $a (cm) = 1.299$ $M_u (T-m) = 4.119$ Espaciamiento máximo $s_{max} = 30$ $s_{max} = 45$ 25 < 30 < 45 Acero mínimo $fr (kg/cm^2) = 35.16$ $Sc (cm^3) = 6666.67$ $M_{cr} (T-m) = 2.58$ $1.33M_u = 4.919$ 4.119 > 2.58 OK					$r (cm) = 2.50$ $\emptyset (mm) = 16.00$ $A_s (cm^2) = 2.01$ $z (cm) = 3.3$ $d (cm) = 16.7$ $a = 0.162$ As $A_{s(+)} (cm^2) = 8.897$ $a (cm) = 1.437$ $s (m) = 0.2260$ sutilizado (m) = 0.20 $A_{s(+)} (cm^2) = 10.053$ $a (cm) = 1.624$ $M_u (T-m) = 6.038$ Espaciamiento máximo $s_{max} = 30$ $s_{max} = 45$ 20 < 30 < 45 Acero mínimo $fr (kg/cm^2) = 35.16$ $Sc (cm^3) = 6666.67$ $M_{cr} (T-m) = 2.58$ $1.33M_u = 7.148$ 6.038 > 2.58 OK																																				
Acero de retracción y temperatura					Acero de distribución																																				
$A_{stemp} (mm^2/m) = 174.22$ $A_{stemp} (cm^2/m) = 1.742$ $A_{smin} (cm^2/m) = 2.33$ REVISAR $A_{smax} (cm^2/m) = 12.7$ OK $A_{stemp} (cm^2/m) = 2.330$ $\emptyset (mm) = 10.00$ $A_s (cm^2) = 0.79$ $s (m) = 0.3371$ sutilizado (m) = 0.34 $s_{max} = 60$ $s_{max} = 45$ 34 < 45 < 60					$\% = 96$ < 67 $A_{sdistribución} (cm^2/m) = 6.736$ $\emptyset (mm) = 14.00$ $A_s (cm^2) = 1.54$ $s (m) = 0.2285$ sutilizado (m) = 0.22 $s_{max} = 60$ $s_{max} = 45$ 22 < 45 < 60																																				

Revisión de Fisuración	
Acero principal Negativo	Acero principal POSITIVO
M_s (T·m/m) = -2.11	Cara derecha
M_s (T·m/m) = -1.987	Cara izquierda
Ancho tributario (m) = 0.25	
M_s (T·m) = -0.53	
E_s (kg/cm ²) = 2039400.000	
E_c (kg/cm ²) = 266901.719	
n = 7.641	
d_c (cm) = 5.800	
d (cm) = 14.200	
Ast (cm ²) = 14.074	
y = 3.475	
Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio	
j (cm) = 13.042	
fss (kg/cm ²) = 2011.604	
0.6 fy (kg/cm ²) = 2520.000	
Se debe cumplir que fss ≤ 0.6fy	OK
Separación máxima de la armadura	
β_s = 1.584	
ye = 1	
Smax = 27.647	OK
M_s (T·m/m) = 2.986	
Ancho tributario (m) = 0.200	
M_s (T·m) = 0.597	
E_s (kg/cm ²) = 2039400.000	
E_c (kg/cm ²) = 266901.719	
n = 7.641	
d_c (cm) = 3.300	
d (cm) = 16.700	
Ast (cm ²) = 14.074	
y = 4.195	
Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio	
j (cm) = 15.302	
fss (kg/cm ²) = 1941.083	
0.6 fy (kg/cm ²) = 2520.000	
Se debe cumplir que fss ≤ 0.6fy	OK
Separación máxima de la armadura	
β_s = 1.282	
ye = 1	
Smax = 43.626	OK

DISEÑO VOLADIZO

L (mm) =	8000.00
γ_c (T/m ³) =	2.45
S (mm) =	2000.00
b_{viga} (mm) =	400.00
S' (mm) =	1600
$B_{diseño}$ (m) =	1.00
fy (kg/cm ²) =	4200.00
f'c (kg/cm ²) =	305.91

Espesor de la losa

t (cm) = 20.00

Criterios LRFD aplicables

Resistencia I $U = n [1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.75(LL+IM)]$

Evento Extremo II $U = n [1.25(DC) + 1.50(DW) + 0.5(LL+IM) + 1.00(CT)]$

Momentos de flexión por cargas

Carga Muerta (DC)

$L_{voladizo}$ (m) = 1

$b_{vigaext}$ (m) = 0.45

W_{losa} (T/m) = 0.489

M_{DC1} (T·m) = 0.147

$b_{cartela}$ (m) = 0.23

$h_{cartela}$ (m) = 0.15

$P_{cartela}$ (T) = 0.042

M_{DC2} (T·m) = 0.003

$P_{barrera}$ (T) = 0.472

x(m) = 0.14

$$M_{DC3} (T \cdot m) = 0.302$$

$$M_{DC} (T \cdot m) = 0.452$$

Carga por superficie de rodadura (DW)

$$e_{asf} (m) = 0.05$$

$$y_{asf} (T/m^3) = 2.25$$

$$W_{losa} (T/m) = 0.112$$

$$b_{barrera} (m) = 0.4$$

$$M_{DW} (T \cdot m) = 0.0079$$

Carga Viva (LL+IM)

$$X (mm) = 300.00$$

$$E (mm) = 1389.9$$

$$m = 1.20$$

$$IM (\%) = 0.33$$

$$M_{(LL+IM)} (T \cdot m) = 0.86$$

Carga por colisión vehicular (CT)

$$R_w (T) = 26.12$$

$$L_c (m) = 2.20$$

$$H (m) = 0.81$$

$$M_{CT} (T \cdot m) = 5.54$$

Cálculo del Acero

Resistencia I

$$M_u (T \cdot m) = 2.08$$

Evento Extremo II

$$M_u (T \cdot m) = 6.55$$

El estado límite mayor es:

$$M_u (T \cdot m) = 6.55$$

El acero superior de la losa es:

$$1 \quad \emptyset \quad 16 \quad mm \quad @ \quad 25 \quad cm$$

El acero inferior de la losa es:

$$1 \quad \emptyset \quad 16 \quad mm \quad @ \quad 20 \quad cm$$

Se asume para el acero superior de la losa =

$$2 \quad \emptyset \quad 16 \quad mm \quad @ \quad 25 \quad cm$$

$$r (cm) = 5.00$$

$$\emptyset (mm) = 16.00$$

$$A_{sbarra} (cm^2) = 2.01$$

$$A_{st(-)} (cm^2) = 16.08$$

$$z (cm) = 5.8$$

$$d (cm) = 14.2$$

$$a (cm) = 2.598$$

$$\phi M_n (T \cdot m) = 8.72$$

Tensión de Colisión en el volado

$$T = P_u (T) = 6.84 \quad \text{Fuerza de tensión axial}$$

$$A_{st} (cm^2) = 26.14 \quad \text{Acero inferior del volado}$$

$$\emptyset P_u (T) = 109.78 \quad \text{Carga nominal afectado por el factor de reducción}$$

$$M_u (T \cdot m) = 8.17 > 6.55 \quad \text{OK}$$

Longitud de Desarrollo a tracción de ganchos

$$M_{CT} (T \cdot m) = 5.54$$

Siendo la longitud básica de desarrollo:

$$l_{hb} (cm) = 29.21 \quad \text{Longitud básica de desarrollo}$$

$$A_{sred}/A_{spro} = 0.68 \quad \text{Factor de modificación}$$

$$l_{dh} (cm) = 13.86 \quad \text{Producto de los factores de modificación}$$

$$l_{dh} (cm) = 15 \quad \text{Recomendación AASHTO 2020}$$

$$l_{dh} (cm) = 12.8 \quad \text{8db}$$

$$l_{dh} (cm) = 15.00 \quad \text{Longitud de desarrollo de los ganchos}$$

$$28.4 \quad cm > 15.00 \quad cm \quad \text{OK}$$

Longitud de las barras adicionales del volado

Partiendo del acero negativo de la losa

1 Ø 16 mm @ 25 cm

r (cm) = 5
 Ø (mm) = 16
 A_{sbarra} (cm²) = 2.01
 A_{s(-)} (cm²) = 8.04
 z (cm) = 5.8
 d (cm) = 14.2
 a (cm) = 1.30
 M_u (T·m) = 4.12

Para el estado límite de Evento Extremo II, el momento negativo con Ø=1 se incrementa a:

M_u (T·m) = 4.58

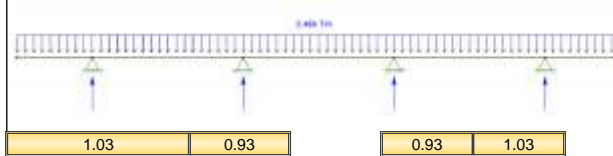
Asumiendo:

Factor de transporte = 0.50

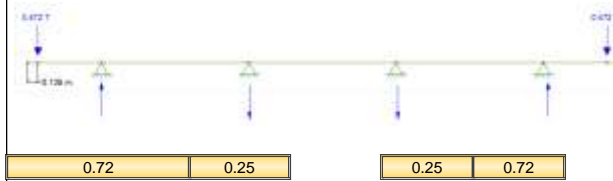
M_{CT} (T·m) = 2.77

X' (m) = 1.33

Carga de la losa y reacciones en apoyos



Carga de las barreras y reacciones en apoyos



Momentos flectores de los primeros tramos de losa:

Carga Muerta (DC)

Losa $M_x = -0.489 \cdot \frac{(1+x)^2}{2} + 1.027 \cdot x$

Barrera $M_x = -0.472 \cdot (0.865 + x) + 0.717 \cdot x$

Carga por superficie de rodadura (DW)

Se desprecia

Carga por colisión vehicular (CT)

Colisión $M_{CT} = -\frac{5.54}{1.33} \cdot (1.33 - x)$

M_u (T·m) = 4.58

$-5.09 = 1.0 \cdot [1.25 \cdot M_{DC,x} + 1.0 \cdot M_{CT,x}]$

$-5.09 = 1.25 \cdot \left[-0.489 \cdot \frac{(1+x)^2}{2} + 1.027 \cdot x - 0.472 \cdot (0.865 + x) + 0.717 \cdot x \right] + 1.0 \cdot \left[-\frac{5.54}{1.33} \cdot (1.33 - x) \right]$

x (m) = 0.25 Despejar la ecuación

15d_b (cm) = 24

d (cm) = 14.2

S/20 (cm) = 8

Se tiene un total (cm) = 49

$l_{db} = \frac{0.02 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}}$ pero no menor que 0.06 · db · f_y

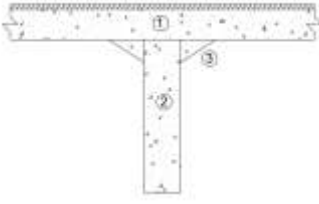
l_{db} (mm) = 302 Longitud de desarrollo a tracción

l_{db} (mm) = 395

	<p>Por lo tanto:</p> <p>$l_{db} \text{ (mm)} = 395$</p> <p>La longitud de desarrollo (ld) será la mayor entre:</p> $l_d = l_{db} \cdot \text{factor de modificación} + \frac{b_{viga}}{2} \quad l_d = 30 \text{ cm} + \frac{b_{viga}}{2}$ <p>$l_d \text{ (cm)} = 62.04$</p> <p>$l_d \text{ (cm)} = 52.5$</p> <p>$l_d \text{ (cm)} = 62.04$</p>	
--	--	--

5.5 ANEXO V. Diseño a flexión segunda iteración viga interior.

L (m) =	28	
R ($1-\Delta f_{pLT}$) (%) =	90.41%	
γ_c (T/m ³) =	2.447	
f'_c (kg/cm ²) =	305.91	
f'_c (MPa) =	30	
Δf_{pLT} (MPa) =	9.59%	

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN							
							
Sección	Base (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	y (cm)	Área · y (cm ³)	y ² · Área (cm ⁴)	I _{cg} (cm ⁴)
1	200	20	4000	10	40000	400000	133333.3333
2	40	160	6400	100	640000	64000000	13653333.33
3	23	15	345	25	8625	215625	4312.5
		Suma	10745		688625	64615625	13790979.17

Centro de Gravedad	
y_1 (cm) =	64.09
y_2 (cm) =	115.91

Inercia	
I_x (cm ⁴) =	78406604.17
I_{cg} (cm ⁴) =	34271214.73

Módulos de Sección	
S_1 (cm ³) =	534735.76
S_2 (cm ³) =	295670.91

Distancias de Núcleo	
K_1 (cm) =	27.52
K_2 (cm) =	49.77

MÓDULOS DE SECCIÓN MÍNIMOS		
Cargas y momentos flectores		
L (m) =	28	Luz del puente
d (m) =	13.28	Distancia a la que ocurre el momento máximo desde el apoyo (Tabla "Momentos máximos en tramos simplemente apoyados por carga vehicular")
PESO PROPIO		
Losa y viga		
W_{pp} (T/m) =	2.6293	Peso de la losa y viga por c/m
$M_{máx}$ (T · m) =	256.99	Momento máximo en la sección crítica por la carga de la losa y viga
Diafragmas		
H_{diar} (m) =	1.45	
L_{diar} (m) =	1.6	
e_{diar} (m) =	0.25	
P_{diar} (T/m) =	1.42	Peso del diafragma por c/m
M_{diar} (T · m) =	19.36	Momento máximo en la sección crítica por la carga de los diafragmas
Asfalto		

$e_{asf} \text{ (m)} =$	0.05	
$y_{asf} \text{ (T/m}^3) =$	2.249	
$W_{asf} \text{ (T/m)} =$	0.2249	Peso del asfalto por c/m
$M_{asf} \text{ (T} \cdot \text{m)} =$	21.98	Momento máximo en la sección crítica por la carga del asfalto
Carga viva		
$M_{(LL+M)} \text{ (T} \cdot \text{m)} =$	441.42	Buscar en Momentos máximos en tramos simplemente apoyados por carga vehicular capítulo 2 de clase 2
Distribucion g en la viga interior		
$n =$	1	
$I_{viga} \text{ (cm}^4) =$	13653333.33	Inercia de la viga
$A_{viga} \text{ (cm}^2) =$	6400	Área de la viga
$H_{losa} \text{ (cm)} =$	20	Altura de la losa
$H_{viga} \text{ (cm)} =$	160	Altura de la viga
$e_g \text{ (cm)} =$	90	Distancia entre el centrode de la losa y la viga
$K_g \text{ (cm}^4) =$	65493333.33	
$ts \text{ (cm)} =$	20	Altura de la losa
$(K_g/L \cdot ts3)^{0.1} =$	1.1133	
Caso para un carril cargado		
$S \text{ (mm)} =$	2000	Altura de la losa
$g =$	0.431	Factor de distribución en la viga interior para un carril cargado
Caso para dos carriles cargados		
$g =$	0.600	Factor de distribución en la viga interior para dos carriles cargado
$g_{utilizado} =$	0.60047	Se utiliza el factor de distribución mayor
$M_{(LL+IM)} \text{ (T} \cdot \text{m)} =$	265.06	Momentos máximos en tramos simplemente apoyados por carga vehicular por el factor de distribución g.
Momentos Flectores		
$M_{(d+i)} \text{ (T} \cdot \text{m)} =$	287.0417	Momento por cargas de servicio (Momentos por carga viva + asfalto)
$M_o \text{ (T} \cdot \text{m)} =$	276.349	Momento por cargas iniciales (Momentos por carga de losa y viga + diafragmas)
$M_o \text{ (T} \cdot \text{m)} =$	298.33	Momento por cargas iniciales + asfalto
$M_r \text{ (T} \cdot \text{m)} =$	563.39	Momento por cargas iniciales + cargas de servicio
Esfuerzos permisibles		
$f'_{ci} \text{ (MPa)} =$	<input type="text" value="24.00"/>	
Iniciales (transferencia)		
<i>Fibra superior</i>		
$f_{ti} \text{ (MPa)} =$	<input type="text" value="1.22"/>	fibra superior en traccion
<i>Fibra inferior</i>		
$f_{ci} \text{ (MPa)} =$	<input type="text" value="-15.60"/>	fibra inferior a compresion
Aplicados en servicio después de las pérdidas		
$h_{cartela} \text{ (cm)} =$	15	Altura de cartela
<i>Fibra superior</i>		
Caso I: Con carga total		
$\lambda_w =$	3.625	
$\Phi_w =$	<input type="text" value="1"/>	
$f_{cs} \text{ (MPa)} =$	<input type="text" value="-18.00"/>	
Caso II: preesforzado + cargas permanentes		
$f_{cs} \text{ (MPa)} =$	<input type="text" value="-13.50"/>	
<i>Fibra inferior en traccion</i>		
$f_{ts} \text{ (MPa)} =$	<input type="text" value="2.74"/>	
$f_{te} \text{ (MPa)} =$	0	Para un diseño sin tracción en la fibra inferior
Modulos de seccion requeridos		
$S_{1min} \text{ (cm}^3) =$	160919.34	OK
$S_{2min} \text{ (cm}^3) =$	217994.95	OK

Excentricidad de los cables y fuerza inicial en el centro de luz

Inercuaciones de Magnel

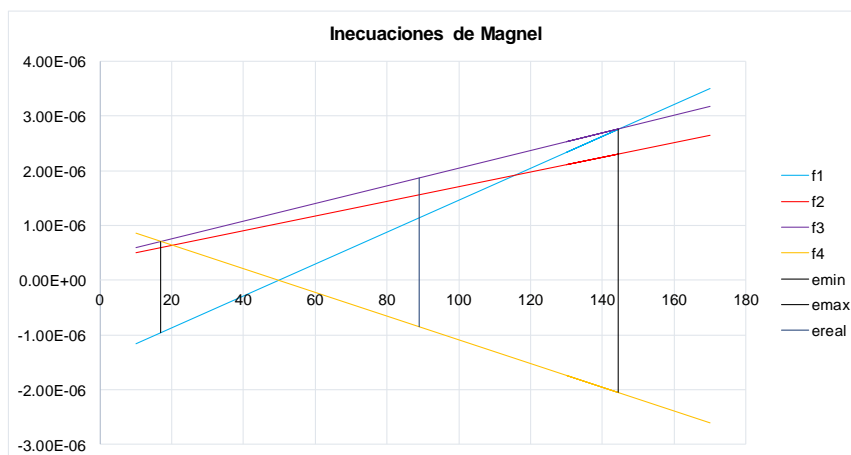
$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e - k_2}{M_0 + f_{ti} \cdot S_1} \quad (f1)$$

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{R(e + k_1)}{M_T - f_{ts} \cdot S_2} \quad (f3)$$

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e + k_1}{M_0 - f_{ci} \cdot S_2} \quad (f2)$$

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{R(e - k_2)}{M_T + f_{cs} \cdot S_1} \quad (f4)$$

e (cm)	1/Pi ≥		1/Pi ≤		
	f1	f2	f3	f4	
10	-1.16E-06	5.02E-07	6.02E-07	8.60E-07	
16.85	-9.59E-07	5.94E-07	7.12E-07	7.12E-07	e _{min}
30	-5.76E-07	7.70E-07	9.23E-07	4.27E-07	
40	-2.85E-07	9.04E-07	1.08E-06	2.11E-07	
50	6.82E-09	1.04E-06	1.24E-06	-5.06E-09	
60	2.98E-07	1.17E-06	1.40E-06	-2.21E-07	
70	5.90E-07	1.31E-06	1.56E-06	-4.38E-07	
80	8.81E-07	1.44E-06	1.73E-06	-6.54E-07	
90	1.17E-06	1.57E-06	1.89E-06	-8.70E-07	
100	1.46E-06	1.71E-06	2.05E-06	-1.09E-06	
110	1.76E-06	1.84E-06	2.21E-06	-1.30E-06	
120	2.05E-06	1.98E-06	2.37E-06	-1.52E-06	
144.47	2.76E-06	2.30E-06	2.76E-06	-2.05E-06	e _{máx teórico}
130	2.34E-06	2.11E-06	2.53E-06	-1.74E-06	
150	2.92E-06	2.38E-06	2.85E-06	-2.17E-06	
160	3.21E-06	2.51E-06	3.01E-06	-2.38E-06	
170	3.50E-06	2.65E-06	3.17E-06	-2.60E-06	
88.91	1.14E-06	1.56E-06	1.87E-06	-8.47E-07	



% de altura = 15%
 z (cm) = 27
 e_{max real} (cm) = 88.91
 P_i(T) =

Estados límites aplicables

Servicio I: U = n [1.00(DC+DW)+1.00(LL+IM)]
Servicio II: U = n [1.00(DC+DW)+0.80(LL+IM)]
Resistencia I: U = n [1.25(DC)+1.50(DW)+1.75(LL+IM)]

COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS EN CENTRO DE LUZ

ESTADO DE SERVICIO I

En condiciones iniciales

Fibra superior (ecuación 1)

$f_{ti} = -12.50$ compresión
 $f_{ti_adm} = 12.49$ tracción
fti < fti_adm OK

Fibra inferior (ecuación 2)

$f_{ci} = -117.28$ compresión
 $f_{ci_adm} = -159.07$ compresión
fci < fci_adm OK

En condiciones finales: P = RP_i

Fibra superior (ecuación 4)

CASO I (carga total)

$f_{ci} = -69.94$ compresión
 $f_{ci_adm} = -183.55$ compresión
fti < fti_adm OK

CASO II (postensado+cargas permanentes)

$f_{ci} = -20.37$ compresión
 $f_{ci_adm} = -137.66$ compresión
fti < fti_adm OK

Fibra inferior (ecuación 3)

$f_{ti} = 0.00$ tracción
 $f_{ti_adm} = 0.00$ tracción
NO TRACCIONES, CUMPLE OK

ESTADO DE SERVICIO III

En condiciones iniciales

Fibra superior (ecuación 1)

$f_{ti} = -12.50$ compresión
 $f_{ti_adm} = 12.49$ tracción
fti < fti_adm OK

Fibra inferior (ecuación 2)

$f_{ci} = -117.28$ compresión
 $f_{ci_adm} = -159.07$ compresión
fci < fci_adm OK

En condiciones finales: P = RP_i

Fibra superior (ecuación 4)

CASO I (carga total)

$f_{ci} = -60.02$ compresión
 $f_{ci_adm} = -183.55$ compresión
fti < fti_adm OK

CASO II (postensado+cargas permanentes)

$f_{ci} = -20.37$ compresión
 $f_{ci_adm} = -137.66$ compresión
fti < fti_adm OK

Fibra inferior (ecuación 3)

$f_{ti} = -17.93$ compresión
 $f_{ti_adm} = 0.00$ tracción
NO TRACCIONES, CUMPLE OK

Número de Torones (PC-Strand) por viga

ϕ (mm) =	12.7	Diámetro del torón
A (cm ²) =	0.987	Área de acero del torón
f _{pu} (MPa) =	1860	
f _{pi} (kg/cm ²) =	13276.49	
P _{torón} (T) =	13.10	Capacidad de 1 torón
P (T) =	483.90	Capacidad una vez ocurridas las pérdidas
# torones =	37.00	Número de torones una vez ocurridas las pérdidas
A _{ps} (cm ²) =	36.52	Área total de torones

37.00	torones PC Strand ϕ	12.70	mm
-------	--------------------------	-------	----

Cálculo de acero longitudinal

b (cm) =	40.00	
h (cm) =	180	
r (cm) =	5	Recubrimiento de varillas en la parte inferior
d (cm) =	175	Distancia desde la fibra externa en compresión hasta la fibra en tracción
f _y (kg/cm ²) =	4200.00	Límite de fluencia del acero de refuerzo para barras corrugadas
A _{s min1} (cm ²) =	23.33	
A _{s min2} (cm ²) =	23.32	
A _s (1Ø20mm) (cm ²) =	3.14	
#barras Ø 20mm =	8.00	Se utiliza el A _s min mayor entre el A _{s min1} y el A _{s min2}
A _{s real} (cm ²) =	25.13	

Espaciamiento mínimo entre varillas

S1 (cm) =	3
S2 (cm) =	3.8
S min utilizado (cm) =	3.8

Acero de refuerzo superior (A'_s)

1	<i>Acero de temperatura del patín superior</i>	Ø 10	mm @	34	cm
1	<i>Acero de distribución del patín superior</i>	Ø 16	mm @	25	cm
A' _s (cm ²) = <input style="width: 100px;" type="text" value="20.70"/>					

VERIFICACIÓN POR ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

Momento aplicado

Resistencia I: $U = n [1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.75(LL+IM)]$
M_u (T·m) =

Momento resistente de la viga

		$f_{pe} \geq 0.5 f_{pu}$		
f _{pe} (kg/cm ²) =	13250.63			
f _{pu} (kg/cm ²) =	18966.42			
0.5 · f _{pu} (kg/cm ²) =	9483.21			
13250.63	>	9483.21	OK	

f_{py} (kg/cm ²) =	17069.78	Para torones de baja relajación
k =	0.28	
d_p (cm) =	153	
β_1 =	0.83	
A_{ps} (cm ²) =	36.52	
A_s (cm ²) =	25.13	
A'_s (cm ²) =	20.70	
$f_s = f_y$ (kg/cm ²) =	4200	
c (cm) =	15.98	

Se debe comprobar que la profundidad del bloque de esfuerzos de compresión equivalente sea menor que el espesor de la losa

$h_f = h_{losa}$ (cm) = 20

15.98 < 20 SE COMPORTA COMO UN ELEMENTO RECTANGULAR

h'_1 (cm) =	16.63
d_s (cm) =	175.00
d'_s (cm) =	170.00
a (cm) =	13.29
f_{ps} (kg/cm ²) =	18411.78
M_n (kg · cm) =	99650577.65
M_n (T · m) =	996.51

$\phi \cdot M_n > M_u$

$\phi = 1$ Dado que se tiene una sección de concreto pretensado con tensión controlada

996.51	>	842.26	LA SECCIÓN SI CUMPLE CON EL DISEÑO A FLEXIÓN
--------	---	--------	---

TRAZADO DEL PERFIL EL TENDÓN RESULTANTE						
H_{TOTAL} (m) =	1.8					
Caracterización del tendón resultante						
Cable	d_{ps} (m)	X_o (m)	Y_o (m)	k (m ⁻¹)	R (m)	α_{max} (rad)
TR	0.27	14.00	0.89	4.54E-03	110.22	0.13
<i>Ecuación del perfil del tendón desde el centro de la luz</i>						
$y = 4.54E-03 \cdot x^2$						
<i>Ecuación del perfil del tendón desde el fondo de la viga</i>						
$y_f = 0.27 + 4.54E-03 \cdot x^2$						
<i>Ecuación del perfil del tendón desde el plano superior de la viga</i>						
$y_s = 1.53 - 4.54E-03 \cdot x^2$						
H (m) =	1.8	CABLE TR				
	<i>Extremo</i>	Cota	y	y_f	y_s	
		-14	0.889	1.159	0.641	
		-13	0.767	1.037	0.763	
		-12	0.653	0.923	0.877	
		-11	0.549	0.819	0.981	
		-10	0.454	0.724	1.076	
		-9	0.367	0.637	1.163	
		-8	0.290	0.560	1.240	
		-7	0.222	0.492	1.308	
		-6	0.163	0.433	1.367	
		-5	0.113	0.383	1.417	
		-4	0.073	0.343	1.457	
		-3	0.041	0.311	1.489	
		-2	0.018	0.288	1.512	
		-1	0.005	0.275	1.525	
	<i>Sección crítica</i>	0	0.000	0.270	1.530	
		1	0.005	0.275	1.525	
		2	0.018	0.288	1.512	
		3	0.041	0.311	1.489	
		4	0.073	0.343	1.457	
		5	0.113	0.383	1.417	
		6	0.163	0.433	1.367	
		7	0.222	0.492	1.308	
		8	0.290	0.560	1.240	
		9	0.367	0.637	1.163	
		10	0.454	0.724	1.076	
		11	0.549	0.819	0.981	
		12	0.653	0.923	0.877	
		13	0.767	1.037	0.763	
	<i>Extremo</i>	14	0.889	1.159	0.641	



5.6 ANEXO VI. Pérdidas en la segunda iteración para la viga interior

CÁLCULO DE PÉRDIDAS		
Pérdidas debido a la fricción Δf_{pF}		
$\Delta f_{pF} = f_{pj} \cdot (1 - e^{-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha)})$		
f_{pj} (kg/cm ²) =	15362.80	90% de f_{py} (kg/cm ²)
f_{pj} (MPa) =	1506.60	
Para la sección central		
K =	6.56E-07	Tabla
μ =	0.20	Coefficiente de fricción Tabla
x (mm) =	14000	Distancia al centro de la viga
$\alpha_{extremo}$ =	0.1270	Ángulo de inclinación en el extremo de la viga
α_{centro} =	0	Ángulo de inclinación en el centro de la viga
α_i =	0.13	Sumatoria de los cambios angulares
Δf_{pF} (MPa) =	51.22	Pérdidas debido a la fricción (MPa)
$\% \Delta f_{pF}$ =	3.40%	Porcentaje de pérdidas debido a la fricción (MPa)
Para la sección extrema		
K =	6.56E-07	Tabla
μ =	0.20	Coefficiente de fricción Tabla
x (mm) =	28000	Distancia al extremo de la viga
$\alpha_{extremo}$ =	0.13	Ángulo de inclinación en el extremo de la viga
α_{centro} =	0	Ángulo de inclinación en el centro de la viga
α_i =	0.25	Sumatoria de los cambios angulares
Δf_{pF} (MPa) =	100.69	Pérdidas debido a la fricción (MPa)
$\% \Delta f_{pF}$ =	6.68%	Porcentaje de pérdidas debido a la fricción (MPa)
Pérdidas debido al acortamiento elástico Δf_{pES}		
$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} \cdot \frac{A_{ps} \cdot f_{pbt} \cdot (I_g + e_m^2 \cdot A_g) - e_m \cdot M_g \cdot A_g}{A_{ps} \cdot (I_g + e_m^2 \cdot A_g) + \frac{A_g \cdot I_g \cdot E_{ci}}{E_p}}$		
N =	37	Número de Torones
A_{ps} (cm ²) =	36.52	Área del Acero de postensado
I_g (cm ⁴) =	34271214.73	Inercia de la viga T
e_m (cm) =	88.91	Excentricidad (Inecuaciones de Magnel)
A_g (cm ²) =	10745	Área de la viga T
M_g (kg-cm) =	27634873.85	Momento por cargas iniciales
E_{ci} (kg/cm ²) =	266901.7188	Módulo de elasticidad del hormigón al momento de la transferencia
E_p (kg/cm ²) =	2008809	Módulo de elasticidad de los tendones
f_{pbt} (kg/cm ²) =	15362.80	Tensión en el acero de pretensado antes de la transferencia
Δf_{pES} (kg/cm ²) =	369.61	Pérdidas debido al acortamiento elástico (MPa)
$\% \Delta f_{pES}$ =	2.41%	Porcentaje de pérdidas debido al acortamiento elástico (MPa)
Pérdidas debido al conjunto de anclaje Δf_{pA}		
$\% \Delta f_{pA}$ =	3.00%	Porcentaje de pérdidas debido al conjunto de anclaje (Recomendado por la AASHTO) (MPa)
Pérdidas dependientes del tiempo Δf_{pLT}		
$\Delta f_{pLT} = 10 \cdot \frac{f_{pl} \cdot A_{ps}}{A_g} \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + 83 \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$		
H (%) =	81%	Valor de humedad relativa para Quito
γ_h =	0.89	Factor de corrección de la humedad relativa
γ_{st} =	1.13	Factor de corrección para la resistencia del hormigón
Δf_{pR} (MPa) =	16.55	Estimación de pérdida de relajación (recomendación AASHTO) (MPa)
Δf_{pLT} (MPa) =	144.42	Pérdidas debido diferidas en el tiempo (MPa)
$\% \Delta f_{pLT}$ =	9.59%	Porcentaje de pérdidas diferidas en el tiempo
Pérdidas instantáneas totales Δf_{pi}		
$\% \Delta f_{pi}$ =	8.81%	Porcentaje de pérdidas instantáneas
Pérdidas totales presentes en la viga Δf_{pT}		
$\% \Delta f_{pT}$ =	18.39%	Porcentaje de pérdidas totales
R_{real} (%) =	90.41%	

5.7 ANEXO VII. Diseño preliminar a flexión de la viga externa.

L (m) =	28.00
R (%) =	0.80
y _c (T/m ³) =	2.45
f' _c (kg/cm ²) =	305.91
f' _c (Mpa) =	30.00

PREDIMECIONAMIENTO

EDITABLE
Resultados

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Sección	Base (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	y (cm)	Área · y (cm ³)	y ² · Área (cm ⁴)	I _{cg} (cm ⁴)
1	200.00	20.00	4000	10	40000	400000	133333.3333
2	45.00	160.00	7200	100	720000	72000000	15360000
3	23.00	15.00	345	25	8625	215625	4312.5
		Suma	11545		768625	72615625	15497645.83

Centro de Gravedad	
y ₁ (cm) =	66.58
y ₂ (cm) =	113.42

Inercia	
I _l (cm ⁴) =	88113270.83
I _{cg} (cm ⁴) =	36935481.9

Módulos de Sección	
S ₁ (cm ³) =	554753.41
S ₂ (cm ³) =	325652.28

Distancias de Núcleo	
K ₁ (cm) =	28.21
K ₂ (cm) =	48.05

h1 (mm) =	90.00
h2 (mm) =	255.00
h3 (mm) =	465.00
b1 (mm) =	150.00
b2 (mm) =	47.00
b3 (mm) =	203.00

Sección	Base (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	x (cm)	Área · x (cm ³)	x ² · Área (cm ⁴)	I _{cg} (cm ⁴)
1	15.0	46.5	697.50	7.50	5231.25	39234.38	13078.13
2	4.7	46.5	109.28	16.57	1810.32	29991.01	134.10
3	19.7	25.5	502.35	9.85	4948.15	48739.25	16246.42
4	20.3	25.5	258.83	26.47	6850.24	181302.89	5925.51
5	40.0	9.0	360.00	20.00	7200.00	144000.00	48000.00
		Suma	1927.95		26040	443267.52	83384.16

Centro de Gravedad	
x ₁ (cm) =	13.51

Centro de Gravedad
x_1 (cm) = 13.51

MÓDULOS DE SECCIÓN MÍNIMOS

Cargas y momentos flectores

L (m) =	28.00	Luz del puente
d (m) =	13.28	Distancia a la que ocurre el momento máximo desde el apoyo (Tabla "Momentos máximos en tramos simplemente apoyados por carga vehicular")

PESO PROPIO

Losa, viga y barreras

W_{pp} (T/m) =	3.2968	Peso de la losa, viga y barreras por c/m
$M_{máx}$ (T · m) =	322.23	Momento máximo en la sección crítica por la carga de la losa y viga

Diafragmas

H_{dial} (m) =	1.45	
L_{dial} (m) =	1.6	
e_{dial} (m) =	0.25	
P_{dial} (T/m) =	1.42	Peso del diafragma por c/m
M_{dial} (T · m) =	19.36	Momento máximo en la sección crítica por la carga de los diafragmas

Asfalto

e_{asf} (m) =	0.05	
γ_{asf} (T/m ³) =	2.25	
W_{asf} (T/m) =	0.2249	Peso del asfalto por c/m
M_{asf} (T · m) =	21.98	Momento máximo en la sección crítica por la carga del asfalto

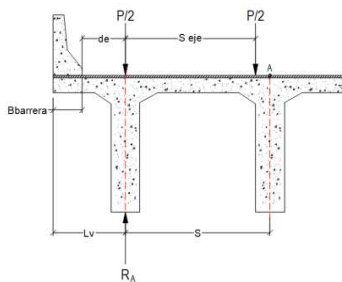
Carga viva

$M_{(LL+M)}$ (T · m) =	441.42	Buscar en Momentos máximos en tramos simplemente apoyados por carga vehicular capítulo 2 de clase 2
------------------------	--------	---

Distribucion g en la viga exterior

n =	1	
I_{viga} (cm ⁴) =	15360000	Inercia de la viga
A_{viga} (cm ²) =	7200	Área de la viga
H_{losa} (cm) =	20	Altura de la losa
H_{viga} (cm) =	160	Altura de la viga
e_g (cm) =	90	Distancia entre el centroide de la losa y la viga
k_g (cm ³) =	73680000	
ts (cm) =	20	Altura de la losa
$(k_g/L \cdot ts^3)^{0.1}$ =	1.1264	

Caso para un carril cargado: Ley de Momentos (regla de la palanca)



d_b (m) =	0.6
S_{ep} (m) =	1.80
$B_{barrera}$ (m) =	0.4
L_v (m) =	1
S (m) =	2

$$R_A = \frac{(2 \cdot S - S_{eje}) \cdot P}{2 \cdot S}$$

$$R_A = 0.55 \quad P$$

$$m = 1.20$$

$$g = 0.66$$

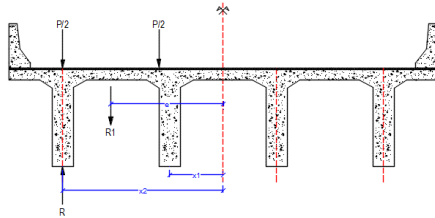
Caso para dos carriles cargados

$$g_{\text{interior}} = 0.600 \quad \text{Factor de distribución en la viga interior para dos carriles cargado}$$

$$e = 0.98$$

$$g = 0.59$$

Caso para un carril cargado



$$e \text{ (m)} = 2.10$$

$$x1 \text{ (m)} = 1.00$$

$$x2 \text{ (m)} = 3.00$$

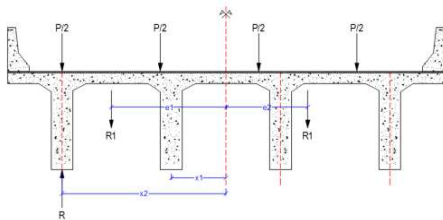
$$NL = 1.00$$

$$NB = 4.00$$

$$R = 0.565$$

$$g = 0.678$$

Caso para dos carriles cargados



$$e1 \text{ (m)} = 2.10$$

$$e2 \text{ (m)} = 1.50$$

$$x1 \text{ (m)} = 1.00$$

$$x2 \text{ (m)} = 3.00$$

$$NL = 2.00$$

$$NB = 4.00$$

$$R = 0.59$$

$$m = 1.00$$

$$g = 0.590 \quad \text{Factor de distribución en la viga exterior para un carril cargado}$$

$$g_{\text{utilizado}} = 0.67800 \quad \text{Se utiliza el factor de distribución mayor}$$

$$M_{(LL+M)} \text{ (T} \cdot \text{m)} = 299.28 \quad \text{Momentos máximos en tramos simplemente apoyados por carga vehicular por el factor de distribución g.}$$

Momentos Flectores

$$M_{(G+D)} \text{ (T} \cdot \text{m)} = 321.2647 \quad \text{Momento por cargas de servicio (Momentos por carga viva + asfalto)}$$

$$M_o \text{ (T} \cdot \text{m)} = 341.594 \quad \text{Momento por cargas iniciales (Momentos por carga de losa y viga + diafragmas)}$$

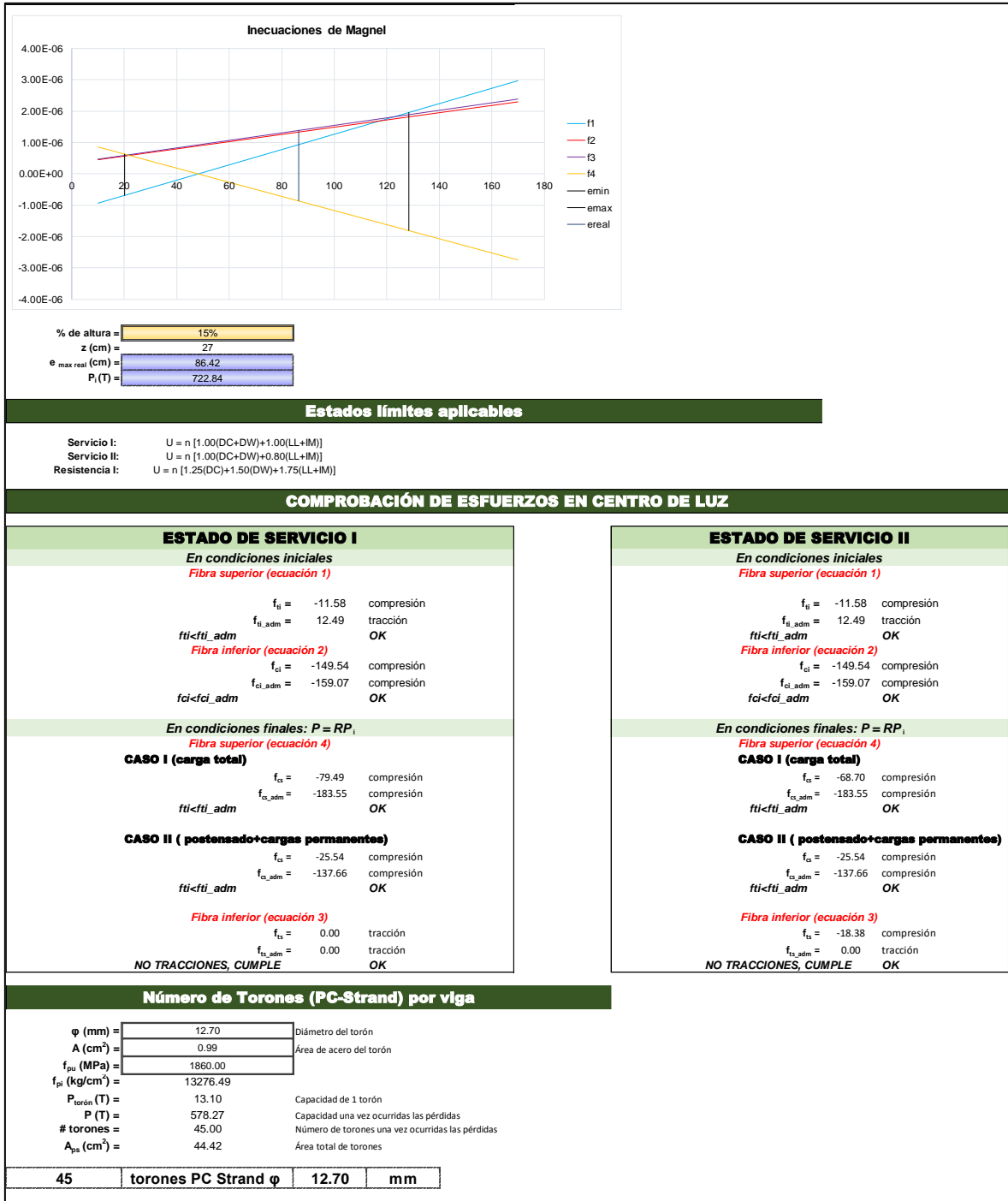
$$M_D \text{ (T} \cdot \text{m)} = 363.58 \quad \text{Momento por cargas iniciales + asfalto}$$

$$M_T \text{ (T} \cdot \text{m)} = 662.86 \quad \text{Momento por cargas iniciales + cargas de servicio}$$

Esfuerzos permisibles

$$f_{ci} \text{ (MPa)} = 24.00$$

Iniciales (transferencia)				
Fibra superior				
f_{ti} (MPa) =	1.22	fibra superior en traccion		
Fibra inferior				
f_{ci} (MPa) =	-15.60	fibra inferior a compresion		
Aplicados en servicio después de las perdidas				
$h_{cartela}$ (cm) =	15	Altura de cartela		
Fibra superior				
Caso I: Con carga total				
λ_w =	3.222222222			
Φ_w =	1			
f_{cs} (MPa) =	-18.00			
Caso II: preesforzado + cargas permanentes				
f_{cs} (MPa) =	-13.50			
Fibra inferior en traccion				
f_{ts} (MPa) =	2.74			
f_{ts} (MPa) =	0.00	Para un diseño sin tracción en la fibra inferior		
Modulos de seccion requeridos				
S_{1min} (cm ³) =	201296.61	OK		
S_{2min} (cm ³) =	306135.31	OK		
Excentricidad de los cables y fuerza inicial en el centro de luz				
Inercuaciones de MagneI				
$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e - k_2}{M_0 + f_{ti} \cdot S_1} (f1)$		$\frac{1}{P_i} \geq \frac{R(e + k_1)}{M_T - f_{ts} \cdot S_2} (f3)$		
$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e + k_1}{M_0 - f_{ci} \cdot S_2} (f2)$		$\frac{1}{P_i} \geq \frac{R(e - k_2)}{M_T + f_{cs} \cdot S_1} (f4)$		
e (cm)	1/PI \geq		1/PI \leq	
	f1	f2	f3	f4
10	-9.26E-07	4.44E-07	4.61E-07	8.57E-07
20.06	0.00	0.00	5.83E-07	6.30E-07
30	-4.39E-07	6.77E-07	7.02E-07	4.06E-07
40	-1.96E-07	7.93E-07	8.23E-07	1.81E-07
50	4.74E-08	9.10E-07	9.44E-07	-4.39E-08
60	2.91E-07	1.03E-06	1.06E-06	-2.69E-07
70	5.34E-07	1.14E-06	1.19E-06	-4.94E-07
80	7.78E-07	1.26E-06	1.31E-06	-7.19E-07
90	1.02E-06	1.38E-06	1.43E-06	-9.44E-07
100	1.26E-06	1.49E-06	1.55E-06	-1.17E-06
110	1.51E-06	1.61E-06	1.67E-06	-1.39E-06
120	1.75E-06	1.72E-06	1.79E-06	-1.62E-06
128.31	0.00	0.00	1.89E-06	-1.81E-06
130	1.99E-06	1.84E-06	1.91E-06	-1.84E-06
150	2.48E-06	2.07E-06	2.15E-06	-2.30E-06
160	2.72E-06	2.19E-06	2.27E-06	-2.52E-06
170	2.97E-06	2.31E-06	2.39E-06	-2.75E-06
86.42	9.34E-07	1.33E-06	1.38E-06	-8.64E-07



Cálculo de acero longitudinal		
b (cm) =	45.00	
h (cm) =	180	
r (cm) =	5.00	Recubrimiento de varillas en la parte inferior
d (cm) =	175	Distancia desde la fibra externa en compresión hasta la fibra en tracción
f_y (kg/cm ²) =	4200.00	Límite de fluencia del acero de refuerzo para barras corrugadas
$A_{s\ min1}$ (cm ²) =	26.25	
$A_{s\ min2}$ (cm ²) =	26.24	
A_s (1Ø20mm) (cm ²) =	3.14	
#barras Ø 20mm =	9	Se utiliza el A_s min mayor entre el $A_{s\ min1}$ y el $A_{s\ min2}$
$A_{s\ real}$ (cm ²) =	28.27	
Espaciamento mínimo entre varillas		
S1 (cm) =	3	
S2 (cm) =	3.8	
S min utilizado (cm) =	3.80	
Acero de refuerzo superior (A'_s)		
1	Ø 10 mm @ 34 cm	Acero de temperatura del patín superior
1	Ø 16 mm @ 25 cm	Acero de distribución del patín superior
A'_s (cm ²) =	20.70	
VERIFICACIÓN POR ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I		
Momento aplicado		
Resistencia I: $U = n [1.25(DC)+1.50(DW)+1.75(LL+IM)]$		
M_u (T·m) =	983.71	
Momento resistente de la viga		
f_{pe} (kg/cm ²) =	13019.77	$f_{pe} \geq 0.5 f_{pu}$
f_{pu} (kg/cm ²) =	18966.42	
$0.5 \cdot f_{pu}$ (kg/cm ²) =	9483.21	
	13019.77	> 9483.21 OK
f_{py} (kg/cm ²) =	17069.78	Para torones de baja relajación
k =	0.28	
d_p (cm) =	153	
β_1 =	0.83	
A_{ps} (cm ²) =	44.42	
A_s (cm ²) =	28.27	
A'_s (cm ²) =	20.70	
$f'_s = f_y$ (kg/cm ²) =	4200	
c (cm) =	19.52	
Se debe comprobar que la profundidad del bloque de esfuerzos de compresión equivalente sea menor que el espesor de la losa		
$h_f = h_{losa}$ (cm) =	20	
	19.52	< 20 SE COMPORTA COMO UN ELEMENTO RECTANGULAR
h'_1 (cm) =	16.63	
d_s (cm) =	175.00	
d'_s (cm) =	170.00	
a (cm) =	16.23	
f_{ps} (kg/cm ²) =	18288.87	
M_n (kg·cm) =	122166933.80	
M_n (T·m) =	1221.67	
$\phi \cdot M_n > M_u$		
ϕ =	1	Dado que se tiene una sección de concreto presforzado con tensión controlada
	1221.67	> 983.71 LA SECCIÓN SI CUMPLE CON EL DISEÑO A FLEXIÓN

TRAZADO DEL PERFIL EL TENDÓN RESULTANTE

$H_{TOTAL} (m) = 1.8$

Caracterización del tendón resultante

Cable	d _{ps} (m)	X _o (m)	Y _o (m)	k (m ⁻¹)	R (m)	α _{max} (rad)
TR	0.27	14.00	0.86	4.41E-03	113.40	0.12

Ecuación del perfil del tendón desde el centro de la luz

$$y = 4.41E-03 \cdot x^2$$

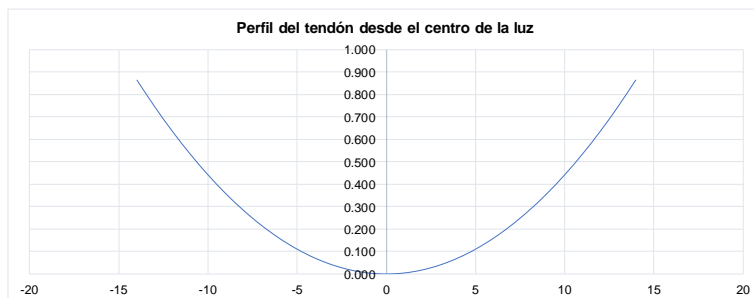
Ecuación del perfil del tendón desde el fondo de la viga

$$y_f = 0.27 + 4.41E-03 \cdot x^2$$

Ecuación del perfil del tendón desde el plano superior de la viga

$$y_s = 1.53 - 4.41E-03 \cdot x^2$$

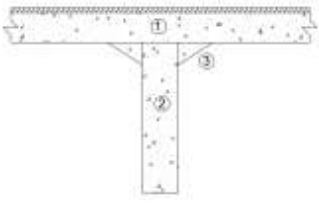
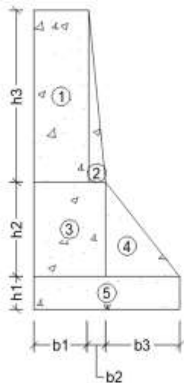
H (m) =	1.8	CABLE TR				
		Cota	y	yf	ys	
Extremo		-14	0.864	1.134	0.666	
		-13	0.745	1.015	0.785	
		-12	0.635	0.905	0.895	
		-11	0.534	0.804	0.996	
		-10	0.441	0.711	1.089	
		-9	0.357	0.627	1.173	
		-8	0.282	0.552	1.248	
		-7	0.216	0.486	1.314	
		-6	0.159	0.429	1.371	
		-5	0.110	0.380	1.420	
		-4	0.071	0.341	1.459	
		-3	0.040	0.310	1.490	
		-2	0.018	0.288	1.512	
		-1	0.004	0.274	1.526	
		Sección crítica	0	0.000	0.270	1.530
			1	0.004	0.274	1.526
			2	0.018	0.288	1.512
			3	0.040	0.310	1.490
			4	0.071	0.341	1.459
			5	0.110	0.380	1.420
			6	0.159	0.429	1.371
			7	0.216	0.486	1.314
			8	0.282	0.552	1.248
			9	0.357	0.627	1.173
			10	0.441	0.711	1.089
			11	0.534	0.804	0.996
			12	0.635	0.905	0.895
			13	0.745	1.015	0.785
	Extremo	14	0.864	1.134	0.666	



5.8 ANEXO VIII. Pérdidas diseño preliminar viga externa

CÁLCULO DE PÉRDIDAS		
Pérdidas debido a la fricción Δf_{pF}		
$\Delta f_{pF} = f_{pj} \cdot (1 - e^{-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha)})$		
f_{pj} (kg/cm ²) =	15362.80	90% de f_{py} (kg/cm ²)
f_{pj} (MPa) =	1506.60	
Para la sección central		
K =	6.56E-07	Tabla
μ =	0.20	Coefficiente de fricción Tabla
x (mm) =	14000	Distancia al centro de la viga
$\alpha_{extremo}$ =	0.1235	Ángulo de inclinación en el extremo de la viga
α_{centro} =	0	Ángulo de inclinación en el centro de la viga
α_i =	0.12	Sumatoria de los cambios angulares
Δf_{pF} (MPa) =	50.18	Pérdidas debido a la fricción (MPa)
$\% \Delta f_{pF}$ =	3.33%	Porcentaje de pérdidas debido a la fricción (MPa)
Para la sección extrema		
K =	6.56E-07	Tabla
μ =	0.20	Coefficiente de fricción Tabla
x (mm) =	28000	Distancia al extremo de la viga
$\alpha_{extremo}$ =	0.12	Ángulo de inclinación en el extremo de la viga
α_{centro} =	0	Ángulo de inclinación en el centro de la viga
α_i =	0.25	Sumatoria de los cambios angulares
Δf_{pF} (MPa) =	98.69	Pérdidas debido a la fricción (MPa)
$\% \Delta f_{pF}$ =	6.55%	Porcentaje de pérdidas debido a la fricción (MPa)
Pérdidas debido al acortamiento elástico Δf_{pES}		
$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} \cdot \frac{A_{ps} \cdot f_{pbt} \cdot (I_g + e_m^2 \cdot A_g) - e_m \cdot M_g \cdot A_g}{A_{ps} \cdot (I_g + e_m^2 \cdot A_g) + \frac{A_g \cdot I_g \cdot E_{cl}}{E_p}}$		
N =	45	Número de Torones
A_{ps} (cm ²) =	44.42	Área del Acero de postensado
I_g (cm ⁴) =	36935481.9	Inercia de la viga T
e_m (cm) =	86.42	Excentricidad (Inecuaciones de Magnel)
A_g (cm ²) =	11545	Área de la viga T
M_g (kg-cm) =	34159359.26	Momento por cargas iniciales
E_{cl} (kg/cm ²) =	266901.7188	Módulo de elasticidad del hormigón al momento de la transferencia
E_p (kg/cm ²) =	2008809	Módulo de elasticidad de los tendones
f_{pbt} (kg/cm ²) =	15362.80	Tensión en el acero de pretensado antes de la transferencia
Δf_{pES} (kg/cm ²) =	393.10	Pérdidas debido al acortamiento elástico (MPa)
$\% \Delta f_{pES}$ =	2.56%	Porcentaje de pérdidas debido al acortamiento elástico (MPa)
Pérdidas debido al conjunto de anclaje Δf_{pA}		
$\% \Delta f_{pA}$ =	3.00%	Porcentaje de pérdidas debido al conjunto de anclaje (Recomendado por la AASHTO) (MPa)
Pérdidas dependientes del tiempo Δf_{pLT}		
$\Delta f_{pLT} = 10 \cdot \frac{f_{pi} \cdot A_{ps}}{A_g} \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + 83 \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$		
H (%) =	81%	Valor de humedad relativa para Quito
γ_h =	0.89	Factor de corrección de la humedad relativa
γ_{st} =	1.13	Factor de corrección para la resistencia del hormigón
Δf_{pR} (MPa) =	16.55	Estimación de pérdida de relajación (recomendación AASHTO) (MPa)
Δf_{pLT} (MPa) =	150.28	Pérdidas debido diferidas en el tiempo (MPa)
$\% \Delta f_{pLT}$ =	9.98%	Porcentaje de pérdidas dediferidas en el tiempo
Pérdidas instantáneas totales Δf_{pi}		
$\% \Delta f_{pi}$ =	8.89%	Porcentaje de pérdidas instantáneas
Pérdidas totales presentes en la viga Δf_{pT}		
$\% \Delta f_{pT}$ =	18.86%	Porcentaje de pérdidas totales
R_{real} (%) =	90.02%	

5.9 ANEXO IX. Diseño segunda iteración viga exterior

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN							
							
Sección	Base (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	y (cm)	Área · y (cm ³)	y ² · Área (cm ⁴)	I _{cg} (cm ⁴)
1	200	20	4000	10	40000	400000	133333.3333
2	45	160	7200	100	720000	72000000	15360000
3	23	15	345	25	8625	215625	4312.5
		Suma	11545		768625	72615625	15497645.83
Centro de Gravedad							
y ₁ (cm) =	66.58						
y ₂ (cm) =	113.42						
Inercia							
I _L (cm ⁴) =	88113270.83						
I _{cg} (cm ⁴) =	36935481.9						
Módulos de Sección							
S ₁ (cm ³) =	554753.41						
S ₂ (cm ³) =	325652.28						
Distancias de Núcleo							
K ₁ (cm) =	28.21						
K ₂ (cm) =	48.05						
y							
							
h1 (mm) = 90.00 h2 (mm) = 255.00 h3 (mm) = 465.00 b1 (mm) = 150.00 b2 (mm) = 47.00 b3 (mm) = 203.00							
Sección	Base (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	x (cm)	Área · x (cm ³)	x ² · Área (cm ⁴)	I _{cg} (cm ⁴)
1	15.0	46.5	697.50	7.50	5231.25	39234.38	13078.13
2	4.7	46.5	109.28	16.57	1810.32	29991.01	134.10
3	19.7	25.5	502.35	9.85	4948.15	48739.25	16246.42
4	20.3	25.5	258.83	26.47	6850.24	181302.89	5925.51
5	40.0	9.0	360.00	20.00	7200.00	144000.00	48000.00
		Suma	1927.95		26040	443267.52	83384.16
Centro de Gravedad							
x ₁ (cm) = 13.51							

MÓDULOS DE SECCIÓN MÍNIMOS

Cargas y momentos flectores

L (m) =	28	Luz del puente
d (m) =	13.28	Distancia a la que ocurre el momento máximo desde el apoyo (Tabla "Momentos máximos en tramos simplemente apoyados por carga vehicular")

PESO PROPIO

Losa, viga y barreras

W_{pp} (T/m) =	3.2968	Peso de la losa, viga y barreras por c/m
M_{máx} (T · m) =	322.23	Momento máximo en la sección crítica por la carga de la losa y viga

Diafragmas

H_{díaf} (m) =	1.45	
L_{díaf} (m) =	1.55	
e_{díaf} (m) =	0.25	
P_{díaf} (T/m) =	1.37	Peso del diafragma por c/m
M_{díaf} (T · m) =	19.36	Momento máximo en la sección crítica por la carga de los diafragmas

Buscar en Ftools

Asfalto

e_{asf} (m) =	0.05	
y_{asf} (T/m³) =	2.249	
W_{asf} (T/m) =	0.2249	Peso del asfalto por c/m
M_{asf} (T · m) =	21.98	Momento máximo en la sección crítica por la carga del asfalto

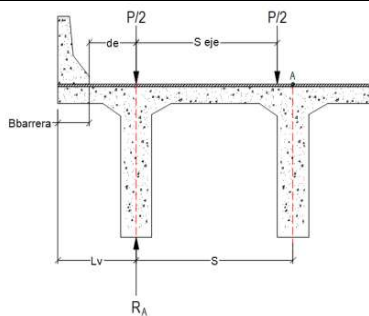
Carga viva

M_(L+M) (T · m) =	441.42	Buscar en Momentos máximos en tramos simplemente apoyados por carga vehicular capítulo 2 de clase 2
------------------------------------	--------	---

Distribucion g en la viga exterior

n =	1	
I_{viga} (cm⁴) =	15360000	Inercia de la viga
A_{viga} (cm²) =	7200	Área de la viga
H_{losa} (cm) =	20	Altura de la losa
H_{viga} (cm) =	160	Altura de la viga
e_g (cm) =	90	Distancia entre el centroide de la losa y la viga
k_g (cm⁴) =	73680000	
ts (cm) =	20	Altura de la losa
(k_g/L · ts³)^{0.1} =	1.1264	

Caso para un carril cargado: Ley de Momentos (regla de la palanca)



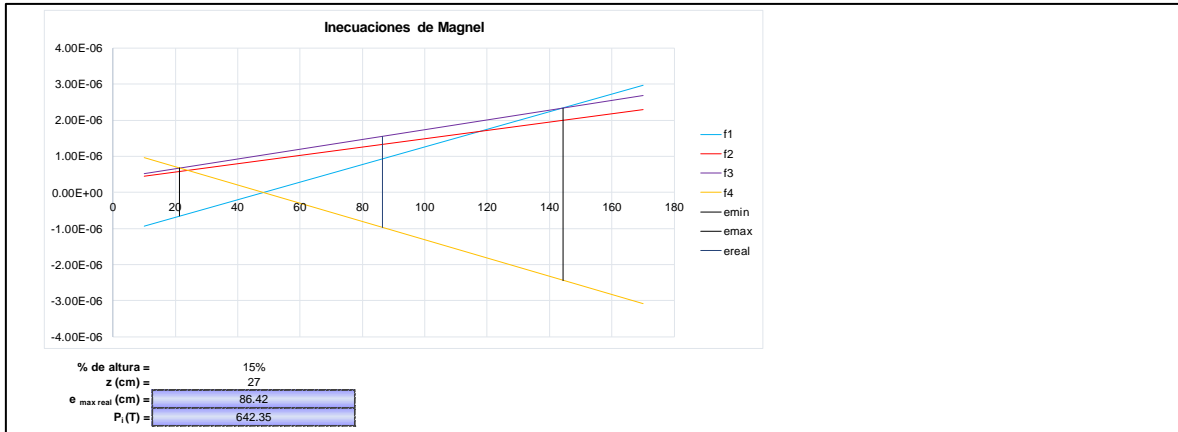
d_e (m) =	0.6	
S_{eje} (m) =	1.80	
B_{barrera} (m) =	0.4	
L_v (m) =	1	
S (m) =	2	

$$R_A = \frac{(2 \cdot S - S_{eje})}{2 \cdot S} \cdot P$$

R_A =	0.55	
m =	1.20	P
g =	0.66	

Caso para dos carriles cargados		
$g_{interior} =$	0.600	Factor de distribución en la viga interior para dos carriles cargado
$e =$	0.98	
$g =$	0.59	
Caso para un carril cargado		
$e (m) =$	2.10	
$x1 (m) =$	1.00	
$x2 (m) =$	3.00	
$NL =$	1.00	
$NB =$	4.00	
$R =$	0.565	
$g =$	0.678	
Caso para dos carriles cargados		
$e1 (m) =$	2.10	
$e2 (m) =$	1.50	
$x1 (m) =$	1.00	
$x2 (m) =$	3.00	
$NL =$	2.00	
$NB =$	4.00	
$R =$	0.59	
$m =$	1.00	
$g =$	0.590	Factor de distribución en la viga exterior para un carril cargado
$g_{utilizado} =$	0.67800	Se utiliza el factor de distribución mayor
$M_{(LL+IM)} (T \cdot m) =$	299.28	Momentos máximos en tramos simplemente apoyados por carga vehicular por el factor de distribución g.
Momentos Flectores		
$M_{(d+I)} (T \cdot m) =$	321.2647	Momento por cargas de servicio (Momentos por carga vial + asfalto)
$M_o (T \cdot m) =$	341.594	Momento por cargas iniciales (Momentos por carga de losa y viga + diafragmas)
$M_D (T \cdot m) =$	363.58	Momento por cargas iniciales + asfalto
$M_T (T \cdot m) =$	662.86	Momento por cargas iniciales + cargas de servicio
Esfuerzos permisibles		
$f'_{ci} (MPa) =$	<input type="text" value="24.00"/>	
Iniciales (transferencia)		
<i>Fibra superior</i>		
$f_t (MPa) =$	<input type="text" value="1.22"/>	fibra superior en tracción
<i>Fibra inferior</i>		

f_{ci} (MPa) = <input style="width: 100px;" type="text" value="-15.60"/> fibra inferior a compresion																																																																																																																							
Aplicados en servicio después de las perdidas																																																																																																																							
$h_{cartela}$ (cm) = 15 Altura de cartela <b style="color: red;">Fibra superior Caso I: Con carga total																																																																																																																							
$\lambda_w = 3.222222222$ $\Phi_w = 1$ f_{ci} (MPa) = <input style="width: 100px;" type="text" value="-18.00"/>																																																																																																																							
Caso II: preesforzado + cargas permanentes																																																																																																																							
f_{ci} (MPa) = <input style="width: 100px;" type="text" value="-13.50"/>																																																																																																																							
<b style="color: red;">Fibra inferior en traccion																																																																																																																							
f_{ts} (MPa) = <input style="width: 100px;" type="text" value="2.74"/> f_{ts} (MPa) = 0 Para un diseño sin tracción en la fibra inferior																																																																																																																							
Modulos de seccion requeridos																																																																																																																							
S_{1min} (cm ³) = 182422.37 OK S_{2min} (cm ³) = 248131.76 OK																																																																																																																							
Excentricidad de los cables y fuerza inicial en el centro de luz																																																																																																																							
Inercuaciones de Magnel																																																																																																																							
$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e - k_2}{M_0 + f_{ti} \cdot S_1} (f1)$	$\frac{1}{P_i} \geq \frac{R(e + k_1)}{M_T - f_{ts} \cdot S_2} (f3)$																																																																																																																						
$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e + k_1}{M_0 - f_{ci} \cdot S_2} (f2)$	$\frac{1}{P_i} \geq \frac{R(e - k_2)}{M_T + f_{cs} \cdot S_1} (f4)$																																																																																																																						
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: small;"> <thead> <tr style="background-color: #d9ead3;"> <th rowspan="2" style="width: 15%;">e (cm)</th> <th colspan="2" style="width: 35%;">1/Pi ≥</th> <th colspan="2" style="width: 35%;">1/Pi ≤</th> <th rowspan="2"></th> </tr> <tr style="background-color: #d9ead3;"> <th>f1</th> <th>f2</th> <th>f3</th> <th>f4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10</td> <td>-9.26E-07</td> <td>4.44E-07</td> <td>5.19E-07</td> <td>9.64E-07</td> <td></td> </tr> <tr> <td>21.44</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>6.74E-07</td> <td>6.74E-07</td> <td style="border: none;">E_{min}</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>-4.39E-07</td> <td>6.77E-07</td> <td>7.91E-07</td> <td>4.57E-07</td> <td></td> </tr> <tr> <td>40</td> <td>-1.96E-07</td> <td>7.93E-07</td> <td>9.26E-07</td> <td>2.04E-07</td> <td></td> </tr> <tr> <td>50</td> <td>4.74E-08</td> <td>9.10E-07</td> <td>1.06E-06</td> <td>-4.94E-08</td> <td></td> </tr> <tr> <td>60</td> <td>2.91E-07</td> <td>1.03E-06</td> <td>1.20E-06</td> <td>-3.03E-07</td> <td></td> </tr> <tr> <td>70</td> <td>5.34E-07</td> <td>1.14E-06</td> <td>1.33E-06</td> <td>-5.56E-07</td> <td></td> </tr> <tr> <td>80</td> <td>7.78E-07</td> <td>1.26E-06</td> <td>1.47E-06</td> <td>-8.09E-07</td> <td></td> </tr> <tr> <td>90</td> <td>1.02E-06</td> <td>1.38E-06</td> <td>1.61E-06</td> <td>-1.06E-06</td> <td></td> </tr> <tr> <td>100</td> <td>1.26E-06</td> <td>1.49E-06</td> <td>1.74E-06</td> <td>-1.32E-06</td> <td></td> </tr> <tr> <td>110</td> <td>1.51E-06</td> <td>1.61E-06</td> <td>1.88E-06</td> <td>-1.57E-06</td> <td></td> </tr> <tr> <td>120</td> <td>1.75E-06</td> <td>1.72E-06</td> <td>2.01E-06</td> <td>-1.82E-06</td> <td></td> </tr> <tr> <td>130</td> <td>1.99E-06</td> <td>1.84E-06</td> <td>2.15E-06</td> <td>-2.08E-06</td> <td></td> </tr> <tr> <td>144.27</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>2.34E-06</td> <td>-2.44E-06</td> <td style="border: none;">E_{máx teórico}</td> </tr> <tr> <td>150</td> <td>2.48E-06</td> <td>2.07E-06</td> <td>2.42E-06</td> <td>-2.58E-06</td> <td></td> </tr> <tr> <td>160</td> <td>2.72E-06</td> <td>2.19E-06</td> <td>2.56E-06</td> <td>-2.84E-06</td> <td></td> </tr> <tr> <td>170</td> <td>2.97E-06</td> <td>2.31E-06</td> <td>2.69E-06</td> <td>-3.09E-06</td> <td></td> </tr> <tr> <td>86.42</td> <td>9.34E-07</td> <td>1.33E-06</td> <td>1.56E-06</td> <td>-9.72E-07</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		e (cm)	1/Pi ≥		1/Pi ≤			f1	f2	f3	f4	10	-9.26E-07	4.44E-07	5.19E-07	9.64E-07		21.44	0.00	0.00	6.74E-07	6.74E-07	E _{min}	30	-4.39E-07	6.77E-07	7.91E-07	4.57E-07		40	-1.96E-07	7.93E-07	9.26E-07	2.04E-07		50	4.74E-08	9.10E-07	1.06E-06	-4.94E-08		60	2.91E-07	1.03E-06	1.20E-06	-3.03E-07		70	5.34E-07	1.14E-06	1.33E-06	-5.56E-07		80	7.78E-07	1.26E-06	1.47E-06	-8.09E-07		90	1.02E-06	1.38E-06	1.61E-06	-1.06E-06		100	1.26E-06	1.49E-06	1.74E-06	-1.32E-06		110	1.51E-06	1.61E-06	1.88E-06	-1.57E-06		120	1.75E-06	1.72E-06	2.01E-06	-1.82E-06		130	1.99E-06	1.84E-06	2.15E-06	-2.08E-06		144.27	0.00	0.00	2.34E-06	-2.44E-06	E _{máx teórico}	150	2.48E-06	2.07E-06	2.42E-06	-2.58E-06		160	2.72E-06	2.19E-06	2.56E-06	-2.84E-06		170	2.97E-06	2.31E-06	2.69E-06	-3.09E-06		86.42	9.34E-07	1.33E-06	1.56E-06	-9.72E-07	
e (cm)	1/Pi ≥		1/Pi ≤																																																																																																																				
	f1	f2	f3	f4																																																																																																																			
10	-9.26E-07	4.44E-07	5.19E-07	9.64E-07																																																																																																																			
21.44	0.00	0.00	6.74E-07	6.74E-07	E _{min}																																																																																																																		
30	-4.39E-07	6.77E-07	7.91E-07	4.57E-07																																																																																																																			
40	-1.96E-07	7.93E-07	9.26E-07	2.04E-07																																																																																																																			
50	4.74E-08	9.10E-07	1.06E-06	-4.94E-08																																																																																																																			
60	2.91E-07	1.03E-06	1.20E-06	-3.03E-07																																																																																																																			
70	5.34E-07	1.14E-06	1.33E-06	-5.56E-07																																																																																																																			
80	7.78E-07	1.26E-06	1.47E-06	-8.09E-07																																																																																																																			
90	1.02E-06	1.38E-06	1.61E-06	-1.06E-06																																																																																																																			
100	1.26E-06	1.49E-06	1.74E-06	-1.32E-06																																																																																																																			
110	1.51E-06	1.61E-06	1.88E-06	-1.57E-06																																																																																																																			
120	1.75E-06	1.72E-06	2.01E-06	-1.82E-06																																																																																																																			
130	1.99E-06	1.84E-06	2.15E-06	-2.08E-06																																																																																																																			
144.27	0.00	0.00	2.34E-06	-2.44E-06	E _{máx teórico}																																																																																																																		
150	2.48E-06	2.07E-06	2.42E-06	-2.58E-06																																																																																																																			
160	2.72E-06	2.19E-06	2.56E-06	-2.84E-06																																																																																																																			
170	2.97E-06	2.31E-06	2.69E-06	-3.09E-06																																																																																																																			
86.42	9.34E-07	1.33E-06	1.56E-06	-9.72E-07																																																																																																																			



Estados límites aplicables

Servicio I: $U = n [1.00(DC+DW)+1.00(LL+IM)]$
 Servicio II: $U = n [1.00(DC+DW)+0.80(LL+IM)]$
 Resistencia I: $U = n [1.25(DC)+1.50(DW)+1.75(LL+IM)]$

COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS EN CENTRO DE LUZ

ESTADO DE SERVICIO I	
<i>En condiciones iniciales</i>	
<i>Fibra superior (ecuación 1)</i>	
f_{ti} =	-17.15 compresión
f_{ti_adm} =	12.49 tracción
$f_{ti} < f_{ti_adm}$	OK
<i>Fibra inferior (ecuación 2)</i>	
f_{ci} =	-121.21 compresión
f_{ci_adm} =	-159.07 compresión
$f_{ci} < f_{ci_adm}$	OK
<i>En condiciones finales: P = RP_i</i>	
<i>Fibra superior (ecuación 4)</i>	
CASO I (carga total)	
f_{cs} =	-79.49 compresión
f_{cs_adm} =	-183.55 compresión
$f_{cs} < f_{cs_adm}$	OK
CASO II (postensado+cargas permanentes)	
f_{cs} =	-25.54 compresión
f_{cs_adm} =	-137.66 compresión
$f_{cs} < f_{cs_adm}$	OK
<i>Fibra inferior (ecuación 3)</i>	
f_{ts} =	0.00 tracción
f_{ts_adm} =	0.00 tracción
$f_{ts} > f_{ts_adm}$	NO CUMPLE REVISAR

ESTADO DE SERVICIO III	
<i>En condiciones iniciales</i>	
<i>Fibra superior (ecuación 1)</i>	
f_{ti} =	-17.15 compresión
f_{ti_adm} =	12.49 tracción
$f_{ti} < f_{ti_adm}$	OK
<i>Fibra inferior (ecuación 2)</i>	
f_{ci} =	-121.21 compresión
f_{ci_adm} =	-159.07 compresión
$f_{ci} < f_{ci_adm}$	OK
<i>En condiciones finales: P = RP_i</i>	
<i>Fibra superior (ecuación 4)</i>	
CASO I (carga total)	
f_{cs} =	-68.70 compresión
f_{cs_adm} =	-183.55 compresión
$f_{cs} < f_{cs_adm}$	OK
CASO II (postensado+cargas permanentes)	
f_{cs} =	-25.54 compresión
f_{cs_adm} =	-137.66 compresión
$f_{cs} < f_{cs_adm}$	OK
<i>Fibra inferior (ecuación 3)</i>	
f_{ts} =	-18.38 compresión
f_{ts_adm} =	0.00 tracción
$f_{ts} < f_{ts_adm}$	NO TRACCIONES, CUMPLE OK

Número de Torones (PC-Strand) por viga

ϕ (mm) =	12.7	Diámetro del torón
A (cm ²) =	0.987	Área de acero del torón
f_{pu} (MPa) =	1860	
f_{pi} (kg/cm ²) =	13276.49	
$P_{torón}$ (T) =	13.10	Capacidad de 1 torón
P (T) =	578.27	Capacidad una vez ocurridas las pérdidas
# torones =	45.00	Número de torones una vez ocurridas las pérdidas
A_{ps} (cm ²) =	44.42	Área total de torones

45	torones PC Strand ϕ	12.70	mm
-----------	--	--------------	-----------

Cálculo de acero longitudinal

b (cm) =	45.00	
h (cm) =	180	
r (cm) =	5	Recubrimiento de varillas en la parte inferior
d (cm) =	175	Distancia desde la fibra externa en compresión hasta la fibra en tracción
f_y (kg/cm ²) =	4200.00	Límite de fluencia del acero de refuerzo para barras corrugadas
$A_{s\ min1}$ (cm ²) =	26.25	
$A_{s\ min2}$ (cm ²) =	26.24	

A_s ($\varnothing 20$ mm) (cm ²) =	3.14	
#barras $\varnothing 20$ mm =	9.00	Se utiliza el A_s min mayor entre el $A_{s\text{min}1}$ y el $A_{s\text{min}2}$
$A_{s\text{real}}$ (cm ²) =	28.27	
Espaciamento mínimo entre varillas		
S1 (cm) =	3	
S2 (cm) =	3.8	
S min utilizado (cm) =	3.8	
Acero de refuerzo superior (A'_s)		
1	\varnothing	Acero de temperatura del patín superior
	10	mm @
	34	cm
1	\varnothing	Acero de distribución del patín superior
	16	mm @
	25	cm
A'_s (cm ²) =	20.70	

VERIFICACIÓN POR ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

Momento aplicado		
Resistencia I:	$U = n [1.25(DC)+1.50(DW)+1.75(LL+IM)]$	
M_u (T·m) =	983.71	
Momento resistente de la viga		
$f_{pe} \geq 0.5 f_{pu}$		
f_{pe} (kg/cm ²) =	13019.77	
f_{pu} (kg/cm ²) =	18966.42	
$0.5 \cdot f_{pu}$ (kg/cm ²) =	9483.21	
	13019.77	> 9483.21 OK
f_{py} (kg/cm ²) =	17069.78	Para torones de baja relajación
k =	0.28	
d_p (cm) =	153	
β_1 =	0.83	
A_{ps} (cm ²) =	44.42	
A_s (cm ²) =	28.27	
A'_s (cm ²) =	20.70	
$f'_s = f_y$ (kg/cm ²) =	4200	
c (cm) =	19.52	
Se debe comprobar que la profundidad del bloque de esfuerzos de compresión equivalente sea menor que el espesor de la losa		
$h_f = h_{\text{losa}}$ (cm) =	20	
	19.52	< 20 SE COMPORTA COMO UN ELEMENTO RECTANGULAR
h' (cm) =	16.63	
d_s (cm) =	175.00	
d'_s (cm) =	170.00	
a (cm) =	16.23	
f_{ps} (kg/cm ²) =	18288.87	
M_n (kg·cm) =	122166933.80	
M_n (T·m) =	1221.67	
$\phi \cdot M_n > M_u$		
ϕ =	1	Dado que se tiene una sección de concreto pretensado con tensión controlada
	1221.67	> 983.71 LA SECCIÓN SI CUMPLE CON EL DISEÑO A FLEXIÓN

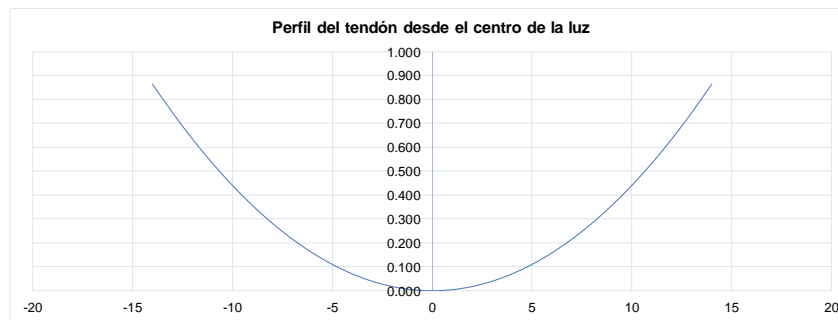
TRAZADO DEL PERFIL EL TENDÓN RESULTANTE

H_{TOTAL} (m) =	1.8					
Caracterización del tendón resultante						
Cable	d_{ps} (m)	X_o (m)	Y_o (m)	k (m ⁻¹)	R (m)	α_{max} (rad)
TR	0.27	14.00	0.86	4.41E-03	113.40	0.12
<i>Ecuación del perfil del tendón desde el centro de la luz</i>						
$y = 4.41E-03 \cdot x^2$						
<i>Ecuación del perfil del tendón desde el fondo de la viga</i>						
$y_f = 0.27 + 4.41E-03 \cdot x^2$						

Ecuación del perfil del tendón desde el plano superior de la viga

$$y_s = 1.53 - 4.41E-03 \cdot x^2$$

H (m) =	1.8	CABLE TR			
		Cota	y	yf	ys
Extremo		-14	0.864	1.134	0.666
		-13	0.745	1.015	0.785
		-12	0.635	0.905	0.895
		-11	0.534	0.804	0.996
		-10	0.441	0.711	1.089
		-9	0.357	0.627	1.173
		-8	0.282	0.552	1.248
		-7	0.216	0.486	1.314
		-6	0.159	0.429	1.371
		-5	0.110	0.380	1.420
		-4	0.071	0.341	1.459
		-3	0.040	0.310	1.490
		-2	0.018	0.288	1.512
		-1	0.004	0.274	1.526
Sección crítica	0	0.000	0.270	1.530	
Extremo		1	0.004	0.274	1.526
		2	0.018	0.288	1.512
		3	0.040	0.310	1.490
		4	0.071	0.341	1.459
		5	0.110	0.380	1.420
		6	0.159	0.429	1.371
		7	0.216	0.486	1.314
		8	0.282	0.552	1.248
		9	0.357	0.627	1.173
		10	0.441	0.711	1.089
		11	0.534	0.804	0.996
		12	0.635	0.905	0.895
		13	0.745	1.015	0.785
		14	0.864	1.134	0.666



CÁLCULO DEL ACERO DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

b (mm) =	450	Ancho menor de la viga T
h (mm) =	1800	Altura total de la viga
Astemp (mm ² /m) =	321.43	En cada cara
Astemp (cm ² /m) =	3.21	En cada cara

$$2.33 \leq A_{stemp} \leq 12.70$$

Ast min (cm ² /m) =	2.33	OK
Ast max (cm ² /m) =	12.7	OK

Espaciamiento en el cual se debe colocar el acero

S (cm) =	149.8
A _{utilizado} (cm ²) =	4.82

A _{real} (cm ²) =	5.09
--	------

REVISIÓN DE FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA

Servicio I: $U = n [1.00(DC+DW)+1.00(LL+IM)]$

Momento actuante

$\eta =$	1
$M_s (T \cdot m) =$	684.84

Ubicación del eje neutro

$E_c (kg/cm^2) =$	266901.7188
$E_s (kg/cm^2) =$	2039400

n =	7.64	
dc (cm) =	7.1	
dl (cm) =	172.9	
dl max (cm) =	90	NECESITA Ask
A_{sk} (cm ²) =	9.69	
$A_{sk\ max}$ (cm ²) =	17.67	
$A_{sk\ utilizado}$ (cm ²) =	9.69	
A_{sreal} (cm ²) =	10.18	
4 Ø 18 mm		
Separación máxima de la armadura		
S (cm) =	57.63	
$S_{utilizado}$ (cm) =	60	
A_{st} (cm ²) =	555.42	

5.10 ANEXO X. Pérdidas segunda iteración viga externa.

CÁLCULO DE PÉRDIDAS		
Pérdidas debido a la fricción Δf_{pF}		
$\Delta f_{pF} = f_{pj} \cdot (1 - e^{-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha)})$		
f_{pj} (kg/cm ²) =	15362.80	90% de f_{py} (kg/cm ²)
f_{pj} (MPa) =	1506.60	
Para la sección central		
K =	6.56E-07	Tabla
μ =	0.20	Coefficiente de fricción Tabla
x (mm) =	14000	Distancia al centro de la viga
$\alpha_{extremo}$ =	0.1235	Ángulo de inclinación en el extremo de la viga
α_{centro} =	0	Ángulo de inclinación en el centro de la viga
α_i =	0.12	Sumatoria de los cambios angulares
Δf_{pF} (MPa) =	50.18	Pérdidas debido a la fricción (MPa)
$\% \Delta f_{pF}$ =	3.33%	Porcentaje de pérdidas debido a la fricción (MPa)
Para la sección extrema		
K =	6.56E-07	Tabla
μ =	0.20	Coefficiente de fricción Tabla
x (mm) =	28000	Distancia al extremo de la viga
$\alpha_{extremo}$ =	0.12	Ángulo de inclinación en el extremo de la viga
α_{centro} =	0	Ángulo de inclinación en el centro de la viga
α_i =	0.25	Sumatoria de los cambios angulares
Δf_{pF} (MPa) =	98.69	Pérdidas debido a la fricción (MPa)
$\% \Delta f_{pF}$ =	6.55%	Porcentaje de pérdidas debido a la fricción (MPa)
Pérdidas debido al acortamiento elástico Δf_{pES}		
$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} \cdot \frac{A_{ps} \cdot f_{pbt} \cdot (I_g + e_m^2 \cdot A_g) - e_m \cdot M_g \cdot A_g}{A_{ps} \cdot (I_g + e_m^2 \cdot A_g) + \frac{A_g \cdot I_g \cdot E_{cl}}{E_p}}$		
N =	45	Número de Torones
A_{ps} (cm ²) =	44.42	Área del Acero de postensado
I_g (cm ⁴) =	36935481.9	Inercia de la viga T
e_m (cm) =	86.42	Excentricidad (Inecuaciones de Magnel)
A_g (cm ²) =	11545	Área de la viga T
M_g (kg-cm) =	34159359.26	Momento por cargas iniciales
E_{cl} (kg/cm ²) =	266901.7188	Módulo de elasticidad del hormigón al momento de la transferencia
E_p (kg/cm ²) =	2008809	Módulo de elasticidad de los tendones
f_{pbt} (kg/cm ²) =	15362.80	Tensión en el acero de pretensado antes de la transferencia
Δf_{pES} (kg/cm ²) =	393.10	Pérdidas debido al acortamiento elástico (MPa)
$\% \Delta f_{pES}$ =	2.56%	Porcentaje de pérdidas debido al acortamiento elástico (MPa)
Pérdidas debido al conjunto de anclaje Δf_{pA}		
$\% \Delta f_{pA}$ =	3.00%	Porcentaje de pérdidas debido al conjunto de anclaje (Recomendado por la AASHTO) (MPa)
Pérdidas dependientes del tiempo Δf_{pLT}		
$\Delta f_{pLT} = 10 \cdot \frac{f_{pl} \cdot A_{ps}}{A_g} \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + 83 \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$		
H (%) =	81%	Valor de humedad relativa para Quito
γ_h =	0.89	Factor de corrección de la humedad relativa
γ_{st} =	1.13	Factor de corrección para la resistencia del hormigón
Δf_{pR} (MPa) =	16.55	Estimación de pérdida de relajación (recomendación AASHTO) (MPa)
Δf_{pLT} (MPa) =	150.28	Pérdidas debido diferidas en el tiempo (MPa)
$\% \Delta f_{pLT}$ =	9.98%	Porcentaje de pérdidas diferidas en el tiempo
Pérdidas instantáneas totales Δf_{pi}		
$\% \Delta f_{pi}$ =	8.89%	Porcentaje de pérdidas instantáneas
Pérdidas totales presentes en la viga Δf_{pT}		
$\% \Delta f_{pT}$ =	18.86%	Porcentaje de pérdidas totales
R_{real} (%) =	90.02%	

5.11 ANEXO XI. Diseño a corte viga externa.

Peralte efectivo por corte v. sección crítica

M_n (kg/cm²) = 122166933.80
 A_s (cm²) = 28.27
 A_{ps} (cm²) = 44.42
 f_y (kg/cm²) = 4200.00
 f_{ps} (kg/cm²) = 18966.42

 d_v (cm) = 127.11

 $0.9 \cdot d_p$ (cm) = 137.7
 $0.72 \cdot h$ (cm) = 129.6

Se debe cumplir que **NO CUMPLE**

$d_v > d_{v\min}$

$d_{v\text{ crítico}}$ (cm) = 137.70

a (cm) = 35.00

$a/2 + d_v$ (cm) = 155.2

Cálculo de V_u

Carga Muerta (DC)

W_{DC} (T/m²) = 3.297 Carga muerta de la viga y la losa
 P_{diag} (T) = 1.42 Carga puntual del diafragma
 V_{DC} (T) = 42.64 Cortante por carga muerta

Carga del asfalto

W_{DW} (T/m²) = 0.2249 Carga debido al asfalto
 V_{DW} (T) = 2.76 Cortante por carga de asfalto

Corte por Carga viva (LL+IM)

Camión de diseño

$V_{\text{camión}}$ (T) = 37.81 Cortante por carga del camión de diseño

Tándem de diseño

$V_{\text{tándem}}$ (T) = 23.52 Cortante por carga del tándem de diseño

Carga de carril

W_{carril} (T/m) = 0.95
 V_{carril} (T) = 11.70 Cortante por carga del carril
 $V_{(LL+IM)}$ (T) = 61.99

Distribución g en la viga interior

Factor de distribución g		Factor de distribución g (Puente viga y losa con diafragmas rigidamente conectados)	
Caso para un carril cargado		Caso para un carril cargado	
$g =$	0.660	$g =$	0.678
	Factor de distribución en la viga exterior para un carril cargado		Factor de distribución en la viga exterior para un carril cargado
Caso para dos carriles cargados		Caso para dos carriles cargados	
$g = e \cdot g_{\text{interior}} =$	0.665	$g =$	0.590
	Factor de distribución en la viga exterior para dos carriles cargado		Factor de distribución en la viga exterior para dos carriles cargado
$g_{\text{utilizado}} =$	0.678	Se utiliza el factor de distribución mayor	
$V_{(LL+IM)}$ (T) =	42.03	Corte debido a carga viva + carga de carril por el factor de distribución g.	

Estado límite de Resistencia I

$V_u = n \cdot [1.25 \cdot V_{DC} + 1.5 \cdot V_{DW} + 1.75 \cdot V_{LL+IM}]$

$n =$ 1

V_u (T) = 131.00 Cortante actuante

Cálculo del cortante nominal min Vn

$$\phi = 0.9$$

$$V_n (T) = 145.55$$

Componente de fuerza del pretensado Vp

$$V_p = P_j(\alpha_v)$$

$$\alpha_v = 2 \cdot k \cdot \left(d_v + \frac{a}{2} \right)$$

α_v (rad) = 0.01369
 V_p (T) = 8.040
 8039.515161

Esfuerzo cortante del hormigón v_u

b_{req} (cm) = 13.058
 Se debe cumplir que $b_{propuesto} > b_{requerido}$ **OK**
 $b_{utilizado}$ (cm) = 45
 v_u (kg/cm²) = 22.19

Cortante resistente del concreto V_c

f_{po} (kg/cm²) = 13276.494

Cálculo de M_u

Carga Muerta (DC)

W_{DC} (T/m²) = 3.297 Carga muerta de la viga y la losa
 P_{diaf} (T) = 1.42 Carga puntual del diafragma
 M_{DC} (T-m) = 70.05 Cortante por carga muerta

Carga del asfalto

W_{DW} (T/m²) = 0.2249 Carga debido al asfalto
 M_{DW} (T-m) = 4.55 Cortante por carga de asfalto

Corte por Carga viva (LL+IM)

Camión de diseño

$M_{camión}$ (T-m) = 58.61 Cortante por carga del camión de diseño

Tandem de diseño

M_{tandem} (T-m) = 36.45 Cortante por carga del tandem de diseño

Carga de carril

W_{carril} (T/m) = 0.95
 M_{carril} (T-m) = 18.14 Cortante por carga del carril

$M_{(LL+IM)}$ (T-m) = 96.09

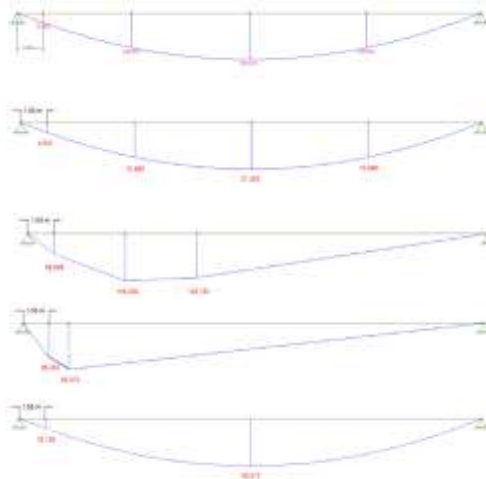
$g_{utilizado}$ = 0.68
 $M_{(LL+IM)}$ (T-m) = 65.15 Momento debido a carga viva + carga de carril por el factor de distribución g.

Estado límite de Resistencia I

$$M_u = n \cdot [1.25 \cdot M_{DC} + 1.5 \cdot M_{DW} + 1.75 \cdot M_{LL+IM}]$$

n = 1
 M_u (T-m) = 208.40 Cortante actuante

N_u (T) = 0
 $\cot \theta$ = 1
 A_c (cm²) = 8100
 A_{ps} (cm²) = 44.42
 A_s (cm²) = 28.27
 E_c (kg/cm²) = 266901.7188
 E_p (kg/cm²) = 2008809
 E_s (kg/cm²) = 2039400
 ϵ_x = -8.16E-05
 $\epsilon_x \cdot 1000$ = -8.16E-02
 v_u/f'_c = 0.0725



v_u/f'_c	$\epsilon_x \cdot 1000$									
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 75	≤ 1.00	
≤ 0.075	22.3	20.4	21	21.8	24.3	26.6	30.5	33.7	36.4	
	6.32	4.75	4.1	3.75	3.24	2.94	2.59	2.38	2.23	
≤ 0.100	18.1	20.4	21.4	22.5	24.9	27.1	30.8	34.0	36.7	
	3.79	3.38	3.24	3.14	2.91	2.75	2.50	2.32	2.18	
≤ 0.125	19.9	21.9	22.8	23.7	25.9	27.9	31.4	34.4	37.0	
	3.18	2.99	2.94	2.87	2.74	2.62	2.42	2.26	2.13	
≤ 0.150	21.6	23.3	24.2	25.0	26.9	28.8	32.1	34.9	37.3	
	2.88	2.79	2.78	2.72	2.60	2.52	2.36	2.21	2.08	
≤ 0.175	23.2	24.7	25.5	26.2	28.0	29.7	32.7	35.2	36.8	
	2.73	2.66	2.65	2.60	2.52	2.44	2.28	2.14	1.96	
≤ 0.200	24.7	26.1	26.7	27.4	29.0	30.6	32.8	34.5	36.1	
	2.63	2.59	2.52	2.51	2.43	2.37	2.14	1.94	1.79	
≤ 0.225	26.1	27.3	27.9	28.5	30.0	30.8	32.3	34.0	35.7	
	2.53	2.45	2.42	2.40	2.34	2.14	1.86	1.73	1.64	
≤ 0.250	27.5	28.6	29.1	29.7	30.6	31.3	32.8	34.3	35.8	
	2.39	2.39	2.33	2.33	2.12	1.93	1.70	1.58	1.50	

$\theta^\circ = 21.40$
 $\beta = 3.24$

V_c (kg) = 82729.27

Cortante resistente del acero V_s

$V_{s \text{ min}}$ (kg) =	54784.15
2	Ramales \emptyset 14 mm
A_v (cm ²) =	3.08
α (rad) =	1.57
Θ (rad) =	0.37350
s_{calc} (cm) =	82.93
V_u (kg/cm ²) =	22.19
$0.125 \cdot f'_c$ (kg/cm ²) =	38.24
s_{max} (cm) =	60
$A_{v \text{ min}}$ (cm ²) =	0.93 OK
V_{real} (kg) =	75724.67

Cortante nominal real V_{real}

$V_n = V_c + V_s + V_p$	
V_n (kg) =	166493.46
V_n (T) =	166.49
$V_n = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p$	
V_n (kg) =	481932.34
V_n (T) =	481.93
V_{real} (T) =	166.49
V_r (T) =	149.84
Se debe cumplir que $V_u < V_r$	OK

5.12 ANEXO XII. Diseño del diafragma

L (m) =	28.00
γ_c (T/m ³) =	2.45
f'_c (kg/cm ²) =	305.91
f'_c (Mpa) =	30.00
f_y (kg/cm ²) =	4200.00

Momento negativo de flexión en B por cargas

Carga Muerta (DC)

Cargas en el eje A debido al volado

S (cm) =	200.00
B _{diafragma} (cm) =	25.00
h _{losa} (cm) =	20.00
B _{losa} (cm) =	77.50
h _{cartela} (cm) =	15.00
b _{cartela} (cm) =	23.00
b _{barrera} (cm) =	40.00
b _{viga} (cm) =	45.00

$P_{barrera}$ (T) = 0.118
 P_{losa} (T) = 0.095
 $P_{cartela}$ (T) = 0.011
 P_{total} (T) = 0.223

Cargas en el eje A debido al volado

$M_{barrera}$ (T-m) = 0.102
 M_{losa} (T-m) = 0.058
 $M_{cartela}$ (T-m) = 0.0032
 M_{total} (T-m) = 0.163

Cargas en el eje A debido al volado

$W_{diafragma}$ (T/m) = 1.01
 M_{DC} (T-m) = -0.19

Carga superficie de rodadura (DW)

No se considera para el diseño

Carga Viva (LL+IM)

m =	1.20	factor de presencia múltiple
IM (%) =	0.33	factor de amplificación dinámica
$M_{(j)}$ der (T-m) =	-2.28	Momento en la losa a la derecha del eje B
M_{LL+IM} (T-m) =	-3.63	Momento por carga viva

Combinación crítica para el momento negativo

$$M_u = n \cdot [1.25 \cdot M_{DC} + 1.5 \cdot M_{DW} + 1.75 \cdot M_{LL+IM}]$$

M_u (T-m) = -6.594368

Momento positivo de flexión a 0.4L

Carga Muerta (DC)

$$M_{DC} \text{ (T-m)} = 0.238$$

Carga superficie de rodadura (DW)

No se considera para el diseño

Carga Viva (LL+IM)

$m =$	1.20	factor de presencia múltiple
$IM \text{ (%) =}$	0.33	factor de amplificación dinámica
$M_{() \text{ der}} \text{ (T-m)} =$	4.16	Momento en la losa a la derecha del eje B
$M_{LL+IM} \text{ (T-m)} =$	5.53	Momento por carga viva

Combinación crítica para el momento negativo

$$M_u = n \cdot [1.25 \cdot M_{DC} + 1.5 \cdot M_{DW} + 1.75 \cdot M_{LL+IM}]$$

$$M_u \text{ (T-m)} = 9.980831$$

Acero principal negativo

$f_r \text{ (kg/cm}^2\text{)} =$	35.16
$S_c \text{ (cm}^3\text{)} =$	113437.5
$M_{cr} \text{ (T-m)} =$	43.87
$1.33 \cdot M_u \text{ (T-m)} =$	8.77
$M_{req} \text{ (T-m)} =$	8.77

Acero longitudinal:

$\emptyset \text{ (mm)} =$	12.00
$n =$	2.00
$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	2.26

Estribos de:

$\emptyset \text{ (mm)} =$	12.00
----------------------------	-------

Acero inferior de la losa

$\emptyset \text{ (mm)} =$	16	@	25	cm
$r \text{ (cm)} =$	5			
$z \text{ (cm)} =$	8.40			
$d \text{ (cm)} =$	156.6			
$a \text{ (cm)} =$	1.46			
$M_u \text{ (T-m)} =$	13.33			
$M_u > M_{req}$	SI CUMPLE			

Acero principal positivo

$\emptyset \text{ (mm)} =$	12
$n =$	2
$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	2.26

Acero transversal

$\emptyset \text{ (mm)} =$	12
----------------------------	----

Acero inferior de la losa

$\emptyset \text{ (mm)} =$	16	@	25	cm
$r \text{ (cm)} =$	5			
$z \text{ (cm)} =$	8.40			
$d \text{ (cm)} =$	156.60			
$a \text{ (cm)} =$	1.46			
$M_u \text{ (T-m)} =$	13.33			
$M_u > M_{req}$	SI CUMPLE			

Acero de contracción y temperatura

$b \text{ (mm)} =$	250
$h \text{ (mm)} =$	1650
$A_{stemp} \text{ (cm}^2\text{/m)} =$	1.94

$A_{smin} (cm^2/m) =$	2.33	No cumple, por lo tanto se utiliza el A_{smin}
$A_{smax} (cm^2/m) =$	12.7	OK
$A_{stemp} (cm^2/m) =$	2.33	
$S (cm) =$	137.6	
$A_{stemp} (cm^2) =$	3.21	
$n =$	3.00	
$\emptyset (mm) =$	12.00	
$A_{stemp} (cm^2) =$	3.39	
$s_{max} (cm) =$	75	
$s_{max} (cm) =$	45	
$s (cm) =$	34.40	OK

Armadura de piel o superficial

$d_c (cm) =$	6.80	
$d_l (cm) =$	158.20	
Revisión =	Se necesita Ask	
$d_l/2 (cm) =$	79.1	
$A_{sk} \geq 0.1(d_l - 76) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{4}$		
$A_s (mm^2) =$	226.19	
$A_{ps} (mm^2) =$	0	
$Ask \geq$	8.22	≤ 0.57
$Ask (cm^2/m) =$	0.57	Por cada cara No cumple, se escoge el termino de la derecha
$\emptyset (mm) =$	12.00	
$A_{stemp} (cm^2) =$	1.13	

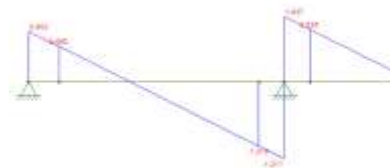
1	ϕ de	12	mm	En cada cara de la viga
---	-----------	----	----	-------------------------

DISEÑO POR CORTE

Peralte efectivo	
$d_e (cm) =$	156.60
$d_v (cm) =$	155.87
$0.9 \cdot d_p (cm) =$	140.94
$0.72 \cdot h (cm) =$	118.8
Se debe cumplir que	OK
$d_v > d_{vmin}$	
d_v critico (cm) =	155.87
$b_{viga int} (cm) =$	45
$d_{ec} (cm) =$	178.37
Refuerzo transversal mínimo	
$s_{max} (cm) =$	77.93
$s_{max} (cm) =$	60.00
$s (cm) =$	60.00
$A_{vmin} (cm^2) =$	1.69
$\emptyset (mm) =$	12
$A_v (cm^2) =$	2.26

Determinación de las Cargas y de V_u

Carga Muerta (DC)	
$V_{DC} (T) =$	0.56
Carga superficie de rodadura (DW)	
No se considera para el diseño	
Carga Viva (LL+IM)	



$m =$	1.2
$IM (\%) =$	33%
$V_{(1.7\phi)} (T-m) =$	8.39
$V_{LL+IM} (T-m) =$	13.40
Combinación crítica para el cortante	
$V_u = n \cdot [1.25 \cdot V_{DC} + 1.5 \cdot V_{DW} + 1.75 \cdot V_{LL+IM}]$	
$V_u (T) =$	24.144442



Diseño de estribos en la sección crítica

Cortante nominal resistente del concreto	
$\beta =$	2
$V_c (T) =$	36.12
Cortante nominal resistente del acero	
$V_s (T) =$	24.68
Cortante nominal resistente del acero de prefuerzo	
En este caso no se utiliza acero por lo tanto $V_p = 0 T$	
Cortante nominal total	
$V_n (T) =$	60.80
Cortante resiste	
$\phi =$	0.90
$V_r (T) =$	54.72
$V_u < V_{req}$	SI CUMPLE

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$v_u (kg/cm^2) =$	6.88
$0.125 \cdot f'c (kg/cm^2) =$	38.24
$s_{max} (cm) =$	60

5.13 ANEXO XIII. Análisis de precios unitarios

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CÓDIGO:	SP1.1.1				
RUBRO:	ENCOFRADO VIGAS Y LOSA				
UNIDAD:	m2				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA (\$/HR) B	COSTO C = A x B	RENDIMIENTO R	C.TOTAL (\$) D = C x R
HERRAMIENTAS MENORES (5% M.O)					0.38663
ANDAMIOS	1.3	1.83	2.379	0.5	1.1895
VIGUETAS	0.7	0.02	0.014	0.5	0.007
PUNTALES	1.3	0.02	0.026	0.5	0.013
				SUBTOTAL M	1.59613
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL (\$/HR) B	COSTO C = A x B	RENDIMIENTO R	C.TOTAL (\$) D = C x R
PEÓN	2	4.33	8.66	0.5	4.33
ALBAÑIL	1	4.38	4.38	0.5	2.19
MAESTRO DE OBRA	0.5	4.85	2.425	0.5	1.2125
				SUBTOTAL N	7.7325
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO (\$) B	C.TOTAL (\$) C = A x B	
CLAVOS	kg	0.3	0.83	0.249	
RIEL	m3	0.1	1.8	0.18	
ALAMBRE	u	0.45	2	0.9	
TRIPLEX 1.22mx2.44mx15mm	u	0.38	48.7	18.506	
			SUBTOTAL O	19.835	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	C.TOTAL (\$) C = A x B	
				0	
			SUBTOTAL P	0	
COSTOS INDIRECTOS					
DESCRIPCIÓN	PORCENTAJE	VALOR			
COSTOS INDIRECTOS	0.2	5.832			
	COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P) \$	29.16			
	COSTOS INDIRECTOS \$	5.83			
PRECIOS NO INCLUYEN IVA	PRECIO UNITARIO RUBRO (USD) \$	34.99			

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CÓDIGO:	SP1.1.2.1				
RUBRO:	ACERO DE REFUERZO fy=420 MPa (8 a 16 mm)				
UNIDAD:	kg				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA (\$/HR)	COSTO	RENDIMIENTO	C.TOTAL (\$)
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTAS MENORES (5% M.O)					0.02513
				SUBTOTAL M	0.02513
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL (\$/HR)	COSTO	RENDIMIENTO	C.TOTAL (\$)
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
FIERRERO	1	4.33	4.33	0.034	0.14722
AYUDANTE FIERRERO	2	4.62	9.24	0.034	0.31416
MAESTRO DE OBRA	1	4.85	4.85	0.0085	0.04123
				SUBTOTAL N	0.50261
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO (\$)	C.TOTAL (\$)	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO fy=420 MPa	kg	1.02	1.1	1.122	
ALAMBRE GALVANIZADO #18	kg	0.04	2.64	0.1056	
				SUBTOTAL O	1.2276
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	C.TOTAL (\$)	
		A	B	C = A x B	
				0	
				SUBTOTAL P	0
COSTOS INDIRECTOS					
DESCRIPCIÓN			PORCENTAJE	VALOR	
COSTOS INDIRECTOS			0.2	0.352	
			COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P)	\$	1.76
			COSTOS INDIRECTOS	\$	0.35
PRECIOS NO INCLUYEN IVA			PRECIO UNITARIO RUBRO (USD)	\$	2.11

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CÓDIGO:	SP1.1.2.2				
RUBRO:	ACERO DE REFUERZO fy=420 MPa (18 a 22 mm)				
UNIDAD:	kg				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA (\$/HR)	COSTO	RENDIMIENTO	C.TOTAL (\$)
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTAS MENORES (5% M.O)					0.04605
				SUBTOTAL M	0.04605
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL (\$/HR)	COSTO	RENDIMIENTO	C.TOTAL (\$)
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
FIERRERO	1	4.33	4.33	0.05	0.2165
AYUDANTE FIERRERO	2	4.62	9.24	0.05	0.462
MAESTRO DE OBRA	1	4.85	4.85	0.05	0.2425
				SUBTOTAL N	0.921
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO (\$)	C.TOTAL (\$)	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO fy=420 MPa	kg	1.02	1.1	1.122	
ALAMBRE GALVANIZADO #18	kg	0.04	2.64	0.1056	
				SUBTOTAL O	1.2276
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	C.TOTAL (\$)	
		A	B	C = A x B	
				0	
				SUBTOTAL P	0
COSTOS INDIRECTOS					
DESCRIPCIÓN			PORCENTAJE	VALOR	
COSTOS INDIRECTOS			0.2	0.438	
			COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P)	\$	2.19
			COSTOS INDIRECTOS	\$	0.44
PRECIOS NO INCLUYEN IVA			PRECIO UNITARIO RUBRO (USD)	\$	2.63

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CÓDIGO:	SP1.1.4				
RUBRO:	HORMIGÓN VIGA Y LOSA f'c=30 MPa.				
UNIDAD:	m3				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA (\$/HR) B	COSTO C = A x B	RENDIMIENTO R	C.TOTAL (\$) D = C x R
HERRAMIENTAS MENORES (5% M.O)					2.00375
VIBRADOR MANGUERA	1	4.05	4.05	1	4.05
BOMBA ESTACIONARIA	1	8.95	8.95	1	8.95
				SUBTOTAL M	15.00375
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL (\$/HR) B	COSTO C = A x B	RENDIMIENTO R	C.TOTAL (\$) D = C x R
OPERADOR GRUPO 1	1	4.85	4.85	1	4.85
PEÓN	6	4.33	25.98	1	25.98
ALBAÑIL	2	4.38	8.76	1	8.76
MAESTRO DE OBRA	0.1	4.85	0.485	1	0.485
				SUBTOTAL N	40.075
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO (\$) B	C.TOTAL (\$) C = A x B	
HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=30 MPa	m3	1	140	140	
			SUBTOTAL O	140	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	C.TOTAL (\$) C = A x B	
				0	
			SUBTOTAL P	0	
COSTOS INDIRECTOS					
DESCRIPCIÓN	PORCENTAJE	VALOR			
COSTOS INDIRECTOS	0.2	39.016			
	COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P)	\$ 195.08			
	COSTOS INDIRECTOS	\$ 39.02			
PRECIOS NO INCLUYEN IVA	PRECIO UNITARIO RUBRO (USD)	\$ 234.10			

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CÓDIGO: SP1.1.5
RUBRO: ENCOFRADO BARRERA
UNIDAD: m2

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA (\$/HR)	COSTO	RENDIMIENTO	C.TOTAL (\$)
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTAS MENORES (5% M.O)			0		0.38663
ANDAMIOS	1.3	1.83	2.379	0.5	1.1895
VIGUETAS	0.7	0.02	0.014	0.5	0.007
TABLERO DE MADERA 1.2X0.6m	1.39	0.29	0.40546	0.5	0.20273
PUNTALES	1.3	0.02	0.026	0.5	0.013
			0	SUBTOTAL M	1.79886

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL (\$/HR)	COSTO	RENDIMIENTO	C.TOTAL (\$)
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
PEÓN	2	4.33	8.66	0.5	4.33
ALBAÑIL	1	4.38	4.38	0.5	2.19
MAESTRO DE OBRA	0.5	4.85	2.425	0.5	1.2125
			0	SUBTOTAL N	7.7325

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO (\$)	C.TOTAL (\$)
		A	B	C = A x B
CLAVOS	kg	0.3	0.83	0.249
TABLÓN LAUREL 2.2X22X220 cm	u	0.56	4.9	2.744
RIEL	m3	0.1	1.8	0.18
ALAMBRE	u	0.45	2	0.9
			SUBTOTAL O	4.073

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	C.TOTAL (\$)
		A	B	C = A x B
				0
			SUBTOTAL P	0

COSTOS INDIRECTOS

DESCRIPCIÓN	PORCENTAJE	VALOR
COSTOS INDIRECTOS	0.2	2.72

	COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P) \$	13.60
	COSTOS INDIRECTOS \$	2.72
PRECIOS NO INCLUYEN IVA	PRECIO UNITARIO RUBRO (USD) \$	16.32

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CÓDIGO:	SP1.1.6				
RUBRO:	HORMIGÓN BARRERA f'c=28 MPa				
UNIDAD:	m3				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA (\$/HR) B	COSTO C = A x B	RENDIMIENTO R	C.TOTAL (\$) D = C x R
HERRAMIENTAS MENORES (5% M.O)					2.00375
VIBRADOR MANGUERA	1	4.05	4.05	1	4.05
BOMBA ESTACIONARIA	1	8.95	8.95	1	8.95
				SUBTOTAL M	15.00375
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL (\$/HR) B	COSTO C = A x B	RENDIMIENTO R	C.TOTAL (\$) D = C x R
OPERADOR GRUPO 1	1	4.85	4.85	1	4.85
PEÓN	6	4.33	25.98	1	25.98
ALBAÑIL	2	4.38	8.76	1	8.76
MAESTRO DE OBRA	0.1	4.85	0.485	1	0.485
				SUBTOTAL N	40.075
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO (\$) B	C.TOTAL (\$) C = A x B	
HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=28 MPa	m3	1	120	120	
			SUBTOTAL O	120	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	C.TOTAL (\$) C = A x B	
				0	
			SUBTOTAL P	0	
COSTOS INDIRECTOS					
DESCRIPCIÓN	PORCENTAJE	VALOR			
COSTOS INDIRECTOS	0.2	35.016			
	COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P)	\$ 175.08			
	COSTOS INDIRECTOS	\$ 35.02			
PRECIOS NO INCLUYEN IVA	PRECIO UNITARIO RUBRO (USD)	\$ 210.10			

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CÓDIGO: SP1.1.8
RUBRO: CAPA DE ASFALTO BITUMINOSO (e=0.05m)
UNIDAD: m2

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA (\$/HR)	COSTO	RENDIMIENTO	C.TOTAL (\$)
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
TERMINADORA DE ASFALTO	1	35	35	0.0028	0.098
RODILLO VIBRATORIO	1	30	30	0.0028	0.084
DISTRIBUIDOR DE ASFALTO	0.3	20	6	0.0028	0.0168
RODILLO NUEMÁTICO	1	30	30	0.0028	0.084
SUBTOTAL M					0.2828

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL (\$/HR)	COSTO	RENDIMIENTO	C.TOTAL (\$)
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
MAESTRO DE OBRA	1	4.85	4.85	0.0028	0.01358
PEÓN	9	4.33	38.97	0.0028	0.10912
OPERADOR GRUPO 1	2	4.85	9.7	0.0028	0.02716
SUBTOTAL N					0.14986

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO (\$)	C.TOTAL (\$)
		A	B	C = A x B
MEZCLA ASFÁLTICA	m3	0.065	77	5.005
ASFALTO RC-2	gln	0.25	1.73	0.4325
SUBTOTAL O				5.4375

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	C.TOTAL (\$)
		A	B	C = A x B
				0
SUBTOTAL P				0

COSTOS INDIRECTOS

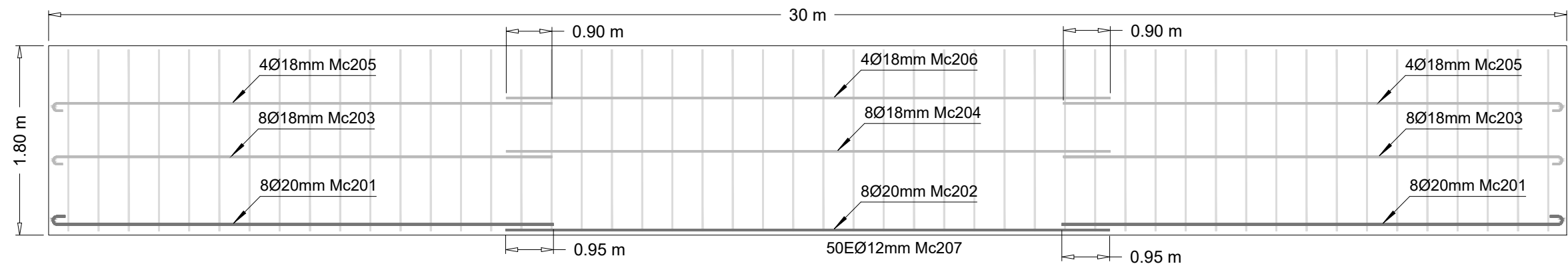
DESCRIPCIÓN	PORCENTAJE	VALOR
COSTOS INDIRECTOS	0.2	1.174

COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P)		\$ 5.87
COSTOS INDIRECTOS		\$ 1.17
PRECIOS NO INCLUYEN IVA		PRECIO UNITARIO RUBRO (USD) \$ 7.04

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CÓDIGO:	SP1.1.9				
RUBRO:	ACERO DE POSTENSADO				
UNIDAD:	kg				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA (\$/HR) B	COSTO C = A x B	RENDIMIENTO R	C.TOTAL (\$) D = C x R
HERRAMIENTAS MENORES (5% M.O)					0.06823
GATO HIDRÁULICO MULTITORÓN	1	21.5	21.5	0.005	0.1075
CORTADORA	4	4	16	0.005	0.08
EQUIPO DE PROTECCIÓN INDUSTRIAL	1	0.11	30	0.005	0.15
				SUBTOTAL M	0.40573
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL (\$/HR) B	COSTO C = A x B	RENDIMIENTO R	C.TOTAL (\$) D = C x R
PEÓN	2	4.33	8.66	0.06	0.5196
ALBAÑIL	1	4.38	4.38	0.06	0.2628
OPERADOR EQUIPO LIVIANO	1	4.38	4.38	0.06	0.2628
MAESTRO MAYOR	0.1	4.84	0.484	0.06	0.02904
INSPECTOR DE OBRA	1	4.84	4.84	0.06	0.2904
				SUBTOTAL N	1.36464
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO (\$) B	C.TOTAL (\$) C = A x B	
ACERO DE PRESFUERZO (CABLES, ANCLAJES Y DUC	kg	1.02	2.5	2.55	
				SUBTOTAL O	2.55
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	C.TOTAL (\$) C = A x B	
				0	
				SUBTOTAL P	0
COSTOS INDIRECTOS					
DESCRIPCIÓN	PORCENTAJE	VALOR			
COSTOS INDIRECTOS	0.2	0.864			
	COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P) \$	4.32			
	COSTOS INDIRECTOS \$	0.86			
PRECIOS NO INCLUYEN IVA	PRECIO UNITARIO RUBRO (USD) \$	5.18			

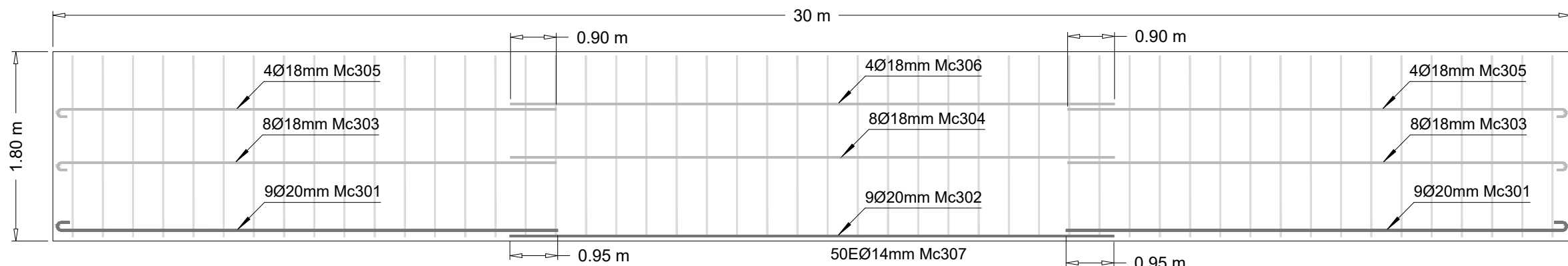
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CÓDIGO:	SP1.1.11				
RUBRO:	INYECCIÓN DE GROUTING				
UNIDAD:	m3				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA (\$/HR) B	COSTO C = A x B	RENDIMIENTO R	C.TOTAL (\$) D = C x R
HERRAMIENTAS MENORES (5% M.O)					1.3295
CONCRETERA 1 SACO	1	2.1	2.1	1	2.1
				SUBTOTAL M	3.4295
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL (\$/HR) B	COSTO C = A x B	RENDIMIENTO R	C.TOTAL (\$) D = C x R
PEÓN	3	4.33	12.99	1	12.99
ALBAÑIL	1	4.38	4.38	1	4.38
OPERADOR EQUIPO LIVIANO	1	4.38	4.38	1	4.38
MAESTRO MAYOR	1	4.84	4.84	1	4.84
				SUBTOTAL N	26.59
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO (\$) B	C.TOTAL (\$) C = A x B	
LECHE DE CEMENTO PARA GROUTING	m3	1	85	85	
				SUBTOTAL O	85
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	C.TOTAL (\$) C = A x B	
				0	
				SUBTOTAL P	0
COSTOS INDIRECTOS					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	VALOR	
COSTOS INDIRECTOS			0.2	23.004	
				COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P)	\$ 115.02
				COSTOS INDIRECTOS	\$ 23.00
PRECIOS NO INCLUYEN IVA				PRECIO UNITARIO RUBRO (USD)	\$ 138.02

5.14 ANEXO XIV. Planos Estructurales



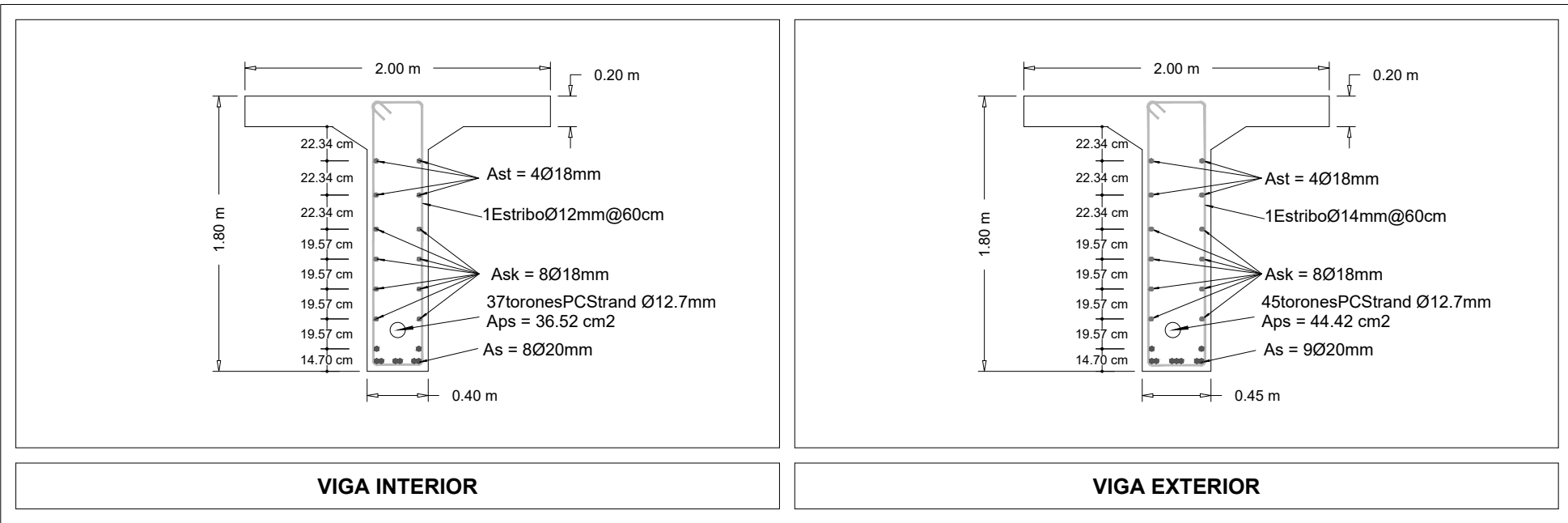
01 Viga interna

Escala 1:50



02 Viga Externa

Escala 1:50



03 Corte Transversal de Vigas

Escala 1:40



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

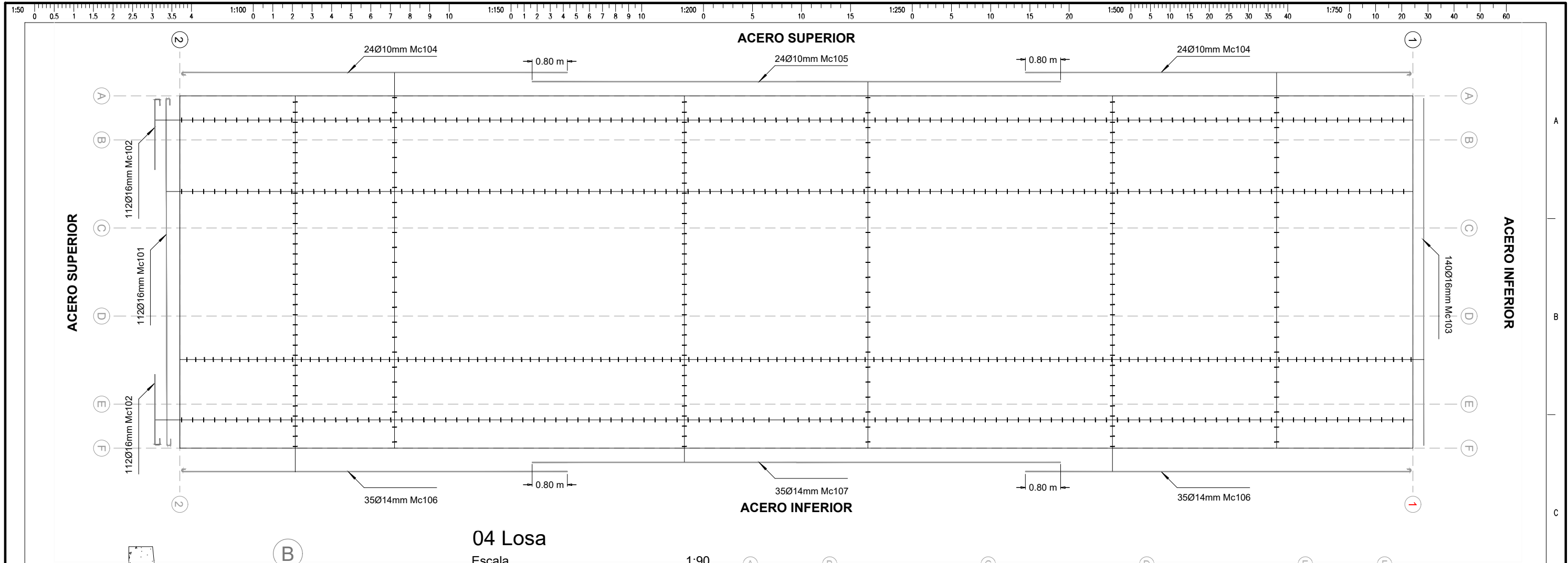
NOMBRE DEL PROYECTO:
EVALUACIÓN TÉCNICA, CONSTRUCTIVA Y ECONÓMICA DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE DE UN SOLO VANO TIPO VIGA-LOSA CON VIGAS DE HORMIGÓN POSTENSADO

CONTENIDO:
ARMADO DE VIGAS INTERIORES Y EXTERIORES

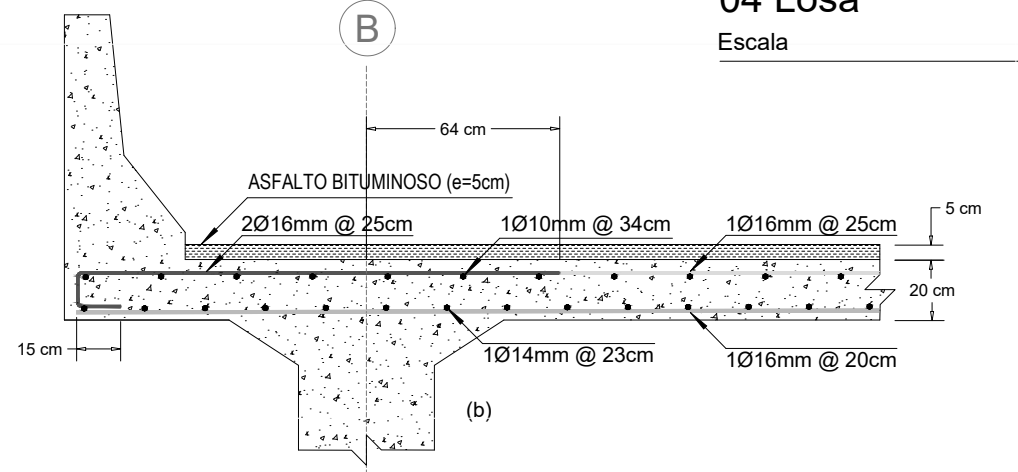
LÁMINA:
1/3

FECHA: -/08/2023
ESCALA: INDICADAS

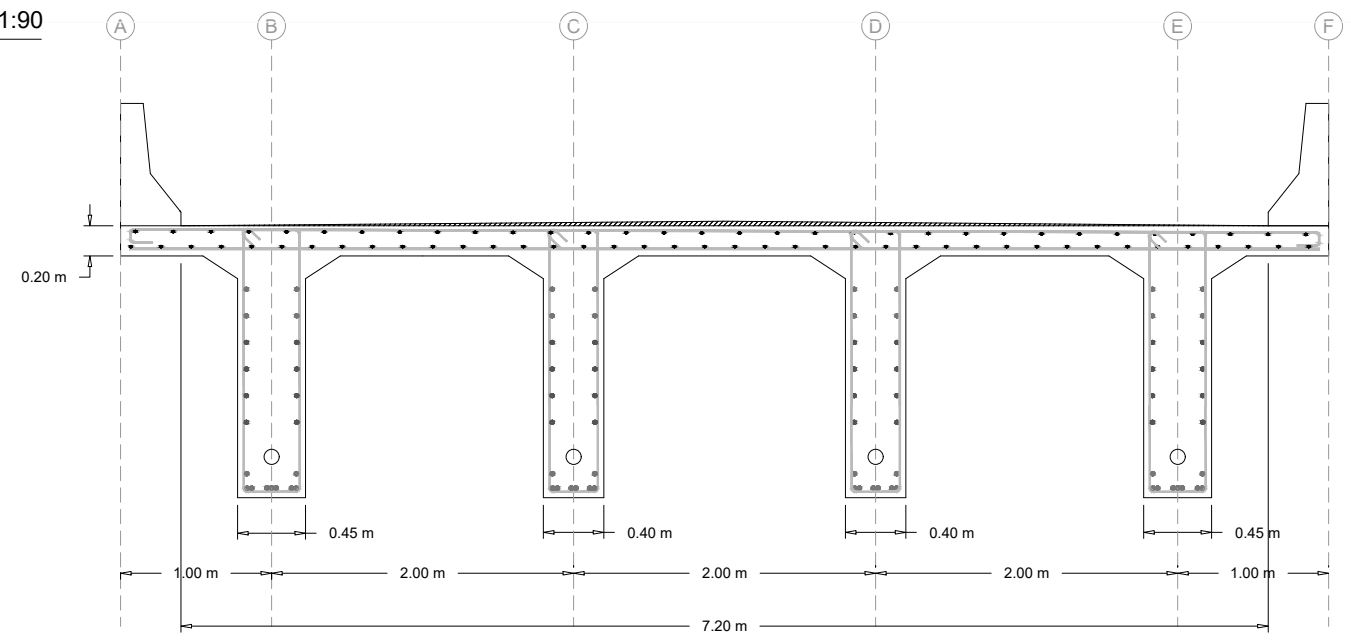
INTEGRANTES:
ANGIE CAROLINA ARÉVALO ROMÁN



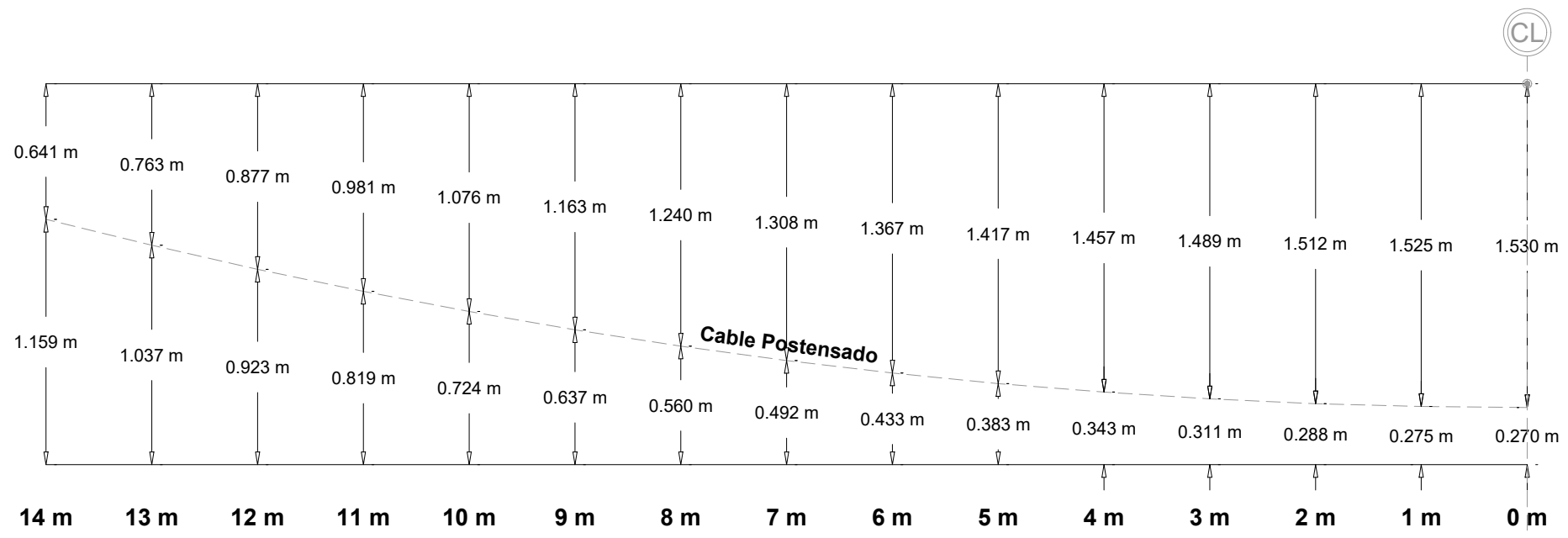
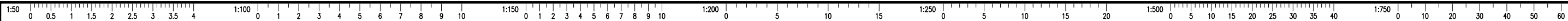
04 Losa
Escala 1:90



05 Corte Transversal Losa
Escala 1:25

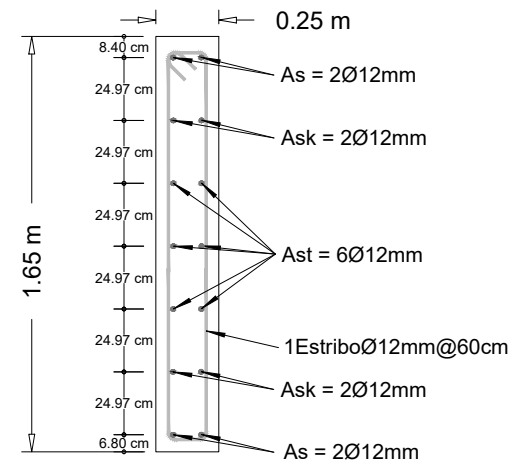


06 Corte Transversal Punte
Escala 1:50



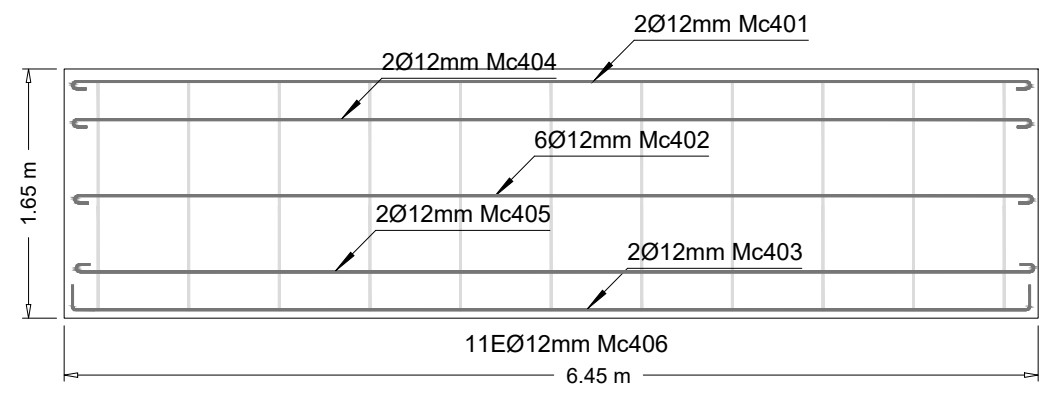
07 Trazado Cable Postensado

Escala 1:30



08 Corte Transversal Diafragma

Escala 1:30



09 Diafragma

Escala 1:25

PLANILLA DE ACEROS

MARCA	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONGITUD DESARROLLADA (m)	LONGITUD TOTAL m	PESO (Kg)
				a	b	c	g			
Losas (e = 20cm)										
101	I	16	112	7.88	0.00	0.00	0.15	8.18	916.16	1445.70
102	L	16	224	1.57	0.00	0.00	0.15	1.72	385.28	607.97
103	C	16	140	7.88	0.23	0.00	0.00	8.34	1167.60	1842.47
104	L	10	48	8.76	0.00	0.00	0.13	8.89	426.72	263.29
105	I1	10	24	12.00	0.00	0.00	0.00	12.00	288.00	177.69
106	L	14	70	8.76	0.00	0.00	0.13	8.89	622.30	751.74
107	I1	14	35	12.00	0.00	0.00	0.00	12.00	420.00	507.36

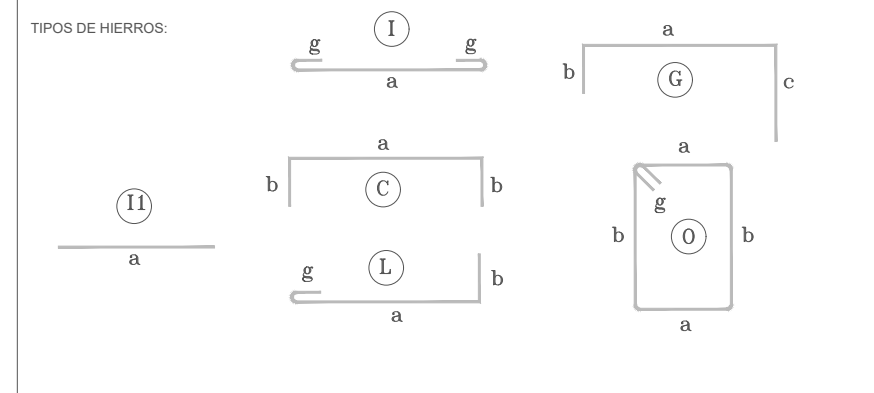
Viga Interior										
201	L	20	32	9.96	0.00	0.00	0.16	10.12	323.84	798.59
202	I1	20	16	12.00	0.00	0.00	0.00	12.00	192.00	473.47
203	L	18	32	9.92	0.23	0.00	0.14	10.06	321.92	643.84
204	I1	18	16	12.00	0.00	0.00	0.00	12.00	192.00	384.00
205	L	18	32	9.92	0.00	0.00	0.00	9.92	317.44	634.88
206	I1	18	16	12.00	0.00	0.00	0.00	12.00	192.00	384.00
207	O	12	100	0.32	1.72	0.00	0.12	4.32	432.00	383.62

Viga Exterior										
301	L	20	36	9.96	0.00	0.00	0.16	10.12	364.32	898.41
302	I1	20	18	12.00	0.00	0.00	0.00	12.00	216.00	532.66
303	L	18	32	9.92	0.23	0.00	0.14	10.06	321.92	634.84
304	I1	18	16	12.00	0.00	0.00	0.00	12.00	192.00	384.00
305	L	18	32	9.92	0.00	0.00	0.00	9.92	317.44	634.88
306	I1	18	16	12.00	0.00	0.00	0.00	12.00	192.00	384.00
307	O	14	100	0.37	1.72	0.00	0.12	4.42	442	533.94

Diafragma										
401	I	12	10	6.35	0.00	0.00	0.11	6.57	65.7	58.34
402	I	30	10	6.35	0.00	0.00	0.11	6.57	197.1	175.03
403	C	12	10	6.35	0.00	0.00	0.20	6.55	65.5	58.16
404	I	12	10	6.35	0.00	0.00	0.11	6.57	65.7	58.34
405	I	12	10	6.35	0.00	0.00	0.11	6.57	65.7	58.34
406	O	12	55	0.15	1.35	0.00	0.12	3.24	178.2	158.24

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834
L (m)	0.00	714.72	1069.90	1484.30	2469.04	2046.72	1096.16	0.00	0.00	0.00
PESO (Kg)	0.00	440.98	950.07	1793.03	3896.15	4093.44	2703.13	0.00	0.00	0.00



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

HIERRO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 61 DIAMETROS DE LA VARILLA