

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
SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE DE UN SOLO VANO TIPO
VIGA-LOSA CON VIGAS DE ACERO**

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

BORIS ALEXANDER GUERRERO LASCANO

boris.guerrero@epn.edu.ec

DIRECTOR: ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ, PhD

luis.hernandezr@epn.edu.ec

DMQ, Agosto 2023

CERTIFICACIONES

Yo, BORIS ALEXANDER GUERRERO LASCANO 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.

BORIS ALEXANDER GUERRERO LASCANO

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por BORIS ALEXANDER GUERRERO LASCANO, bajo mi supervisión.

ING. LUIS TINERFE 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.

BORIS ALEXANDER GUERRERO LASCANO

ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ, PhD

DEDICATORIA

Deseo dedicar este logro con profundo agradecimiento a mi madre y hermanos, cuyo apoyo inquebrantable ha sido la piedra angular de mi desarrollo. Su constante aliento y su fe inquebrantable en mis habilidades han sido el combustible que me ha impulsado a enfrentar cada obstáculo con determinación. Su creencia en mí ha sido un recordatorio constante de mi potencial y ha fortalecido mi resolución en momentos de duda. Cada paso que he dado hacia este logro ha sido influenciado por el amor y la confianza que ellos han depositado en mí.

A mis compañeros y amigos, con quienes he compartido risas y he estudiado a lo largo de esta travesía universitaria. Su presencia ha hecho que mi experiencia en la universidad sea considerablemente más llevadera y enriquecedora.

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi sincero agradecimiento a mi madre. Su dedicación y sacrificio por mi bienestar han sido un recordatorio constante de su amor incondicional. A pesar de la distancia, su presencia ha sido palpable en cada logro que he alcanzado. Cada paso que he dado en mi carrera ha sido guiado por los valores y lecciones que me han transmitido.

A mis hermanos y sus parejas, cuyo apoyo incondicional y ayuda siempre han estado a mi disposición. Su confianza plena en mis habilidades ha sido un regalo invaluable en mi vida.

A mi apreciada amiga y compañera de TIC, Angie Arévalo. Nuestra colaboración ha sido un testimonio de su dedicación y compromiso con la excelencia. La pasión y la perspicacia que aporta a cada desafío que enfrentamos juntos son cualidades que admiro y valoro profundamente.

A mi querido amigo Steeven, quiero dedicarle un sincero reconocimiento por haber sido una presencia constante a lo largo de mi trayectoria. Tu generosidad al ofrecer tu respaldo en todas las formas posibles ha sido un regalo invaluable en mi vida.

A mis amigos que he conocido durante mi tiempo en la universidad: Angie, Steeven L., Steven V., Carlos C., Carlos V., Erik, Jonathan y Paul. Nuestra unión ha sido mucho más que la mera coincidencia en el mismo lugar; hemos formado un equipo y una amistad que atesoro profundamente. Si bien el tiempo puede llevarnos por caminos diferentes una vez que abordemos la etapa profesional, espero sinceramente que esta unión perdure.

Al Ing. Luis Hernández, mi profesor y director de TIC. Su confianza en mí ha sido un pilar fundamental y su generosidad al invertir su tiempo y conocimiento ha sido esencial para llevar a cabo este trabajo de la manera más sobresaliente. Estoy profundamente agradecido por la oportunidad de haber trabajado a su lado y por las lecciones valiosas que llevaré conmigo en todos mis empeños.

Y en términos generales, quiero expresar mi agradecimiento a todos los docentes de la universidad que han sido parte de mi formación. A través de sus valiosas enseñanzas y ejemplares actitudes, han desempeñado un papel fundamental en la construcción de mi carácter y me han proporcionado las herramientas necesarias para alcanzar las metas que me he propuesto.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIONES.....	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABLAS	XIII
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	XV
RESUMEN	XIX
ABSTRACT	XX
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Objetivo general	2
1.2 Objetivos específicos	2
1.3 Alcance	2
1.4 Marco teórico	2
1.4.1 Puente viga-losa.....	2
1.4.1.1 Ventajas	3
1.4.1.2 Desventajas.....	3
1.4.1.3 Superestructura	3
1.4.1.3.1 Vigas longitudinales.....	3
1.4.1.3.2 Tablero	3
1.4.1.3.3 Diafragmas.....	4
1.4.1.3.4 Barreras, barandillas y guardavías	4
1.4.1.3.5 Apoyos	4
1.4.1.3.6 Juntas.....	4
1.4.1.4 Viga de acero laminado en caliente.....	5
1.4.1.5 Viga de acero ensamblada	5
1.4.1.6 Comportamiento de la viga por etapas de construcción.....	6
1.4.1.7 Materiales.....	7
1.4.1.8 Acero estructural	7
1.4.1.8.1 Grado 36	8
1.4.1.8.2 Grado 50	9
1.4.1.8.3 Grado 50S.....	9

1.4.1.8.4	Grado 50W	9
1.4.1.8.5	Grado HPS 50W, HPS 70W y HPS 100W	9
1.4.1.9	Pernos conectores de corte	10
1.4.1.10	Pernos y tornillos de anclaje	10
1.4.1.11	Soldadura	11
1.4.1.12	Hormigón	11
1.4.1.13	Acero de refuerzo	12
2	METODOLOGÍA	13
2.1	Descripción de la configuración estructural	13
2.2	Análisis de cargas	14
2.2.1	Estados límite	14
2.2.1.1	Estado límite de servicio	14
2.2.1.2	Estado límite de fatiga y fractura	14
2.2.1.3	Estado límite de resistencia	14
2.2.1.4	Estado límite de eventos extremos	15
2.2.1.5	Ecuación básica LRFD	15
2.2.1.5.1	Ductilidad	15
2.2.1.5.2	Redundancia	16
2.2.1.5.3	Importancia Operacional	16
2.2.2	Cargas	17
2.2.2.1	Carga muerta (DC y DW)	17
2.2.2.2	Carga viva (LL)	18
2.2.2.2.1	Factor de impacto (IM)	18
2.2.2.2.2	Factor de presencia múltiple	18
2.2.2.2.3	Camión de diseño	18
2.2.2.2.4	Tándem de diseño	19
2.2.2.2.5	Carril de diseño	19
2.2.2.2.6	Aplicación de la carga viva vehicular de diseño	20
2.2.2.2.7	Carga de fatiga	20
2.2.2.2.8	Carga peatonal	21
2.2.2.2.9	Carga sobre baranda peatonal	21
2.2.2.2.10	Carga sobre baranda para ciclistas	22
2.2.2.2.11	Carga de fuerza de frenado (BR)	22
2.2.2.2.12	Carga de fuerza centrífuga (CE)	22
2.2.2.2.13	Carga de colisión (CT)	23
2.2.2.3	Cargas de viento (WS y WL)	23

2.2.2.4	Carga de sismo (EQ).....	24
2.2.2.4.1	Zonificación sísmica	24
2.2.2.4.2	Clasificación de sitio	25
2.2.2.4.3	Curva de peligro sísmico	26
2.2.2.4.4	Factor de modificación de respuesta (R)	27
2.2.2.4.5	Cálculo de la fuerza sísmica de diseño en conexiones.....	28
2.2.2.4.6	Espectro de respuesta de diseño	28
2.2.3	Combinaciones de carga	30
2.3	Diseño preliminar del puente.....	33
2.3.1	Predimensionamiento de losa.....	33
2.3.2	Predimensionamiento de vigas.....	33
2.4	Diseño de vigas interiores y exteriores.....	36
2.4.1	Límites proporcionales de la sección transversal.....	36
2.4.2	Factores de distribución de carga viva.....	37
2.4.2.1	Vigas interiores.....	37
2.4.2.2	Vigas exteriores.....	38
2.4.3	Carga viva vehicular	39
2.4.4	Carga muerta.....	40
2.4.5	Momento de fluencia y plástico (Sección compuesta).....	41
2.4.5.1	Momento Plástico	41
2.4.5.2	Momento de fluencia	44
2.4.6	Estado límite de resistencia	45
2.4.6.1	Sección compuesta compacta.....	45
2.4.6.2	Resistencia a flexión nominal de secciones compactas.....	45
2.4.6.3	Requerimiento de ductilidad	46
2.4.6.4	Resistencia a corte nominal de almas no rigidizadas.....	46
2.4.7	Constructibilidad	47
2.4.7.1	Resistencia a flexión del ala a compresión	47
2.4.7.1.1	Resistencia al pandeo local del ala a compresión	47
2.4.7.1.2	Resistencia al pandeo lateral-torsional del ala a compresión.....	48
2.4.7.2	Resistencia a flexión del ala a tensión	49
2.4.7.3	Resistencia a flexión del alma	50
2.4.7.3.1	Resistencia al pandeo flexural del alma.....	50
2.4.8	Estado límite de servicio.....	50
2.4.9	Estado límite de fatiga	51
2.4.10	Cálculo de viga interior	51

2.4.10.1	Sección.....	51
2.4.10.2	Especificaciones.....	52
2.4.10.3	Límites proporcionales de la sección.....	52
2.4.10.4	Factores de distribución de carga viva.....	53
2.4.10.5	Carga viva vehicular.....	54
2.4.10.6	Carga muerta.....	55
2.4.10.7	Momento plástico y de fluencia de la sección compuesta.....	56
2.4.10.7.1	Momento plástico.....	56
2.4.10.7.2	Momento de fluencia.....	57
2.4.10.8	Estado límite de resistencia.....	59
2.4.10.8.1	Sección compuesta compacta.....	59
2.4.10.8.2	Resistencia a flexión nominal de secciones compactas.....	60
2.4.10.8.3	Requerimiento de ductilidad.....	60
2.4.10.8.4	Resistencia a corte nominal de almas no rigidizadas.....	60
2.4.10.8.5	Estado límite de resistencia I.....	61
2.4.10.9	Constructibilidad.....	61
2.4.10.9.1	Resistencia al pandeo local del ala a compresión.....	61
2.4.10.9.2	Resistencia al pandeo lateral-torsional del ala a compresión.....	62
2.4.10.9.3	Resistencia a flexión del ala a tensión.....	63
2.4.10.9.4	Resistencia al pandeo flexural del alma.....	63
2.4.10.9.5	Estado límite de resistencia.....	63
2.4.10.10	Estado límite de servicio II.....	64
2.4.10.11	Estado límite de fatiga I.....	65
2.4.11	Cálculo de viga exterior.....	66
2.4.11.1	Sección.....	66
2.4.11.2	Especificaciones.....	67
2.4.11.3	Límites proporcionales de la sección.....	67
2.4.11.4	Factores de distribución de carga viva.....	68
2.4.11.5	Carga viva vehicular.....	69
2.4.11.6	Carga muerta.....	70
2.4.11.7	Momento plástico y de fluencia de la sección compuesta.....	71
2.4.11.7.1	Momento plástico.....	71
2.4.11.7.2	Momento de fluencia.....	72
2.4.11.8	Estado límite de resistencia.....	75
2.4.11.8.1	Sección compuesta compacta.....	75
2.4.11.8.2	Resistencia a flexión nominal de secciones compactas.....	75
2.4.11.8.3	Requerimiento de ductilidad.....	76

2.4.11.8.4	Resistencia a corte nominal de almas no rigidizadas.....	76
2.4.11.8.5	Estado límite de resistencia I.....	76
2.4.11.9	Constructibilidad.....	77
2.4.11.9.1	Resistencia al pandeo local del ala a compresión.....	77
2.4.11.9.2	Resistencia al pandeo lateral-torsional del ala a compresión.....	78
2.4.11.9.3	Resistencia a flexión del ala a tensión.....	78
2.4.11.9.4	Resistencia al pandeo flexural del alma.....	79
2.4.11.9.5	Estado límite de resistencia.....	79
2.4.11.10	Estado límite de servicio II.....	80
2.4.11.11	Estado límite de fatiga I.....	80
2.5	Diseño de diafragmas.....	81
2.5.1	Fuerza sísmica.....	81
2.5.2	Resistencia a compresión.....	82
2.5.2.1	Esbeltez efectiva.....	82
2.5.2.2	Límite de esbeltez para miembros en compresión.....	82
2.5.2.3	Resistencia a compresión nominal.....	83
2.5.2.3.1	Miembros no esbeltos.....	83
2.5.2.3.2	Miembros esbeltos.....	83
2.5.3	Resistencia a tensión.....	84
2.5.3.1	Límite de esbeltez para miembros en tensión.....	84
2.5.3.2	Fluencia de la sección bruta.....	85
2.5.3.3	Fractura en la sección neta efectiva.....	85
2.5.3.4	Factor de reducción U.....	85
2.5.4	Cálculo de diafragma.....	85
2.5.4.1	Fuerza sísmica.....	86
2.5.4.2	Diseño a compresión.....	87
2.5.4.2.1	Esbeltez efectiva.....	87
2.5.4.2.2	Límite de esbeltez para miembros en compresión.....	88
2.5.4.2.3	Resistencia a compresión.....	88
2.5.4.3	Diseño a tensión.....	89
2.5.4.3.1	Límite de esbeltez para miembros en tensión.....	89
2.5.4.3.2	Factor de reducción U.....	89
2.5.4.3.3	Resistencia a tensión.....	89
2.6	Diseño de conectores de corte.....	90
2.6.1	Distancia centro a centro longitudinal.....	90
2.6.1.1	Estado límite de fatiga.....	90

2.6.1.2	Estado límite de resistencia	91
2.6.1.2.1	Resistencia de corte nominal.....	91
2.6.1.2.2	Fuerza de corte nominal.....	91
2.6.2	Distancia centro a centro transversal.....	92
2.6.3	Cálculo de conectores de corte	92
2.6.3.1	Distancia centro a centro longitudinal	93
2.6.3.1.1	Estado límite de fatiga	93
2.6.3.1.2	Estado límite de resistencia.....	93
2.6.3.2	Distancia centro a centro transversal.....	94
2.6.3.3	Distribución de los conectores de corte	95
3	RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	96
3.1	Resultados	96
3.1.1	Dimensiones finales y comparación con la variante de vigas de hormigón postensado	96
3.1.2	Demanda-capacidad.....	100
3.1.3	Peso de la superestructura y comparación con la variante de vigas de hormigón postensado	102
3.1.4	Análisis de costos y comparación la variante de vigas de hormigón postensado	104
3.1.4.1	Cantidades de obra	104
3.1.4.2	Programación de obra	105
3.1.4.3	Presupuesto	106
3.2	Conclusiones.....	111
3.3	Recomendaciones.....	113
4	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	115
5	ANEXOS.....	117
5.1	ANEXO I. Notación usada para ecuaciones.....	117
5.2	ANEXO II. Momentos y reacciones máximas en tramos simplemente apoyados para la carga viva vehicular	123
5.3	ANEXO III. Diseño de losa de hormigón armado en Excel	127
5.4	ANEXO IV. Diseño de viga interior en Excel	133
5.5	ANEXO V. Diseño de viga exterior en Excel	142
5.6	ANEXO VI. Diseño de diafragmas en Excel.....	151
5.7	ANEXO VII. Diseño de conectores de corte en Excel	153
5.8	ANEXO VIII. Análisis de precios unitarios	154
5.9	ANEXO IX. Planos	159

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Sección de la superestructura de un puente apoyado en vigas de acero	4
Figura 1.2. Proceso de laminado en caliente de una viga con sección I.....	5
Figura 1.3. Soldadura de las placas del alma y patines de una viga con sección I6	
Figura 1.4. (a) Mecanismo de transferencia de carga acero-hormigón, y (b) conectores de corte instalados en una viga	10
Figura 2.1. Sección transversal del puente	13
Figura 2.2. Perfil longitudinal del puente	14
Figura 2.3. Camión de diseño.....	19
Figura 2.4. Tándem de diseño.....	19
Figura 2.5. Carril de diseño	20
Figura 2.6. Mapa de zonificación sísmica para un período de retorno de 475 años	25
Figura 2.7. Curva de peligro sísmico para Quito	27
Figura 2.8. Espectro de respuesta de diseño	28
Figura 2.9. Sección de prediseño de las vigas	36
Figura 2.10. Esquema para la aplicación de la ley de momentos.....	38
Figura 2.11. Esquema para el análisis especial	39
Figura 2.12. Esquema de fuerzas para el cálculo del momento plástico de una viga compuesta	41
Figura 2.13. Ubicación del eje neutro plástico para el caso 1	42
Figura 2.14. Ubicación del eje neutro plástico para el caso 2	43
Figura 2.15. Ubicación del eje neutro plástico para el caso 3	44
Figura 2.16. Sección de la viga interior	51
Figura 2.17. Propiedades de la viga interior como sección no compuesta	53
Figura 2.18. Propiedades de la viga interior como sección compuesta a largo plazo.....	58
Figura 2.19. Propiedades de la viga interior como sección compuesta a corto plazo.....	58
Figura 2.20. Sección de la viga exterior	66
Figura 2.21. Propiedades de la barrera	68
Figura 2.22. Propiedades de la viga exterior como sección no compuesta.....	73

Figura 2.23. Propiedades de la viga exterior como sección compuesta a largo plazo.....	73
Figura 2.24. Propiedades de la viga interior como sección compuesta a corto plazo.....	74
Figura 2.25. Sección de los miembros del diafragma.....	86
Figura 2.26. Esquema de carga del diafragma.....	87
Figura 2.27. Fuerzas axiales en los miembros del diafragma	87
Figura 2.28. Sección del perno conector de corte	92
Figura 3.1. (a) Sección transversal de la losa y (b) volado de losa	96
Figura 3.2. Sección de las vigas interiores	97
Figura 3.3. Sección de las vigas exteriores	97
Figura 3.4. Sección de los elementos del diafragma	98
Figura 3.5. (a) Sección transversal de losa y (b) volado de losa en la variante de vigas de hormigón postensado.....	98
Figura 3.6. Sección de las vigas interiores en la variante de vigas de hormigón postensado.....	99
Figura 3.7. Sección de las vigas exteriores en la variante de vigas de hormigón postensado.....	99
Figura 3.8. Sección del diafragma en la variante de vigas de hormigón postensado.....	100
Figura 3.9. Porcentaje del peso total de la superestructura de cada componente del puente con vigas de acero.....	102
Figura 3.10. Porcentaje del peso total de la superestructura de cada componente del puente con vigas de hormigón postensado	103
Figura 3.11. Porcentaje del presupuesto total de la superestructura de cada componente del puente con vigas de acero.....	106
Figura 3.12. Porcentaje del presupuesto total de la superestructura de cada componente del puente con vigas de hormigón postensado	107
Figura 3.13. Flujo de caja de la variante de vigas de acero	109
Figura 3.14. Flujo de caja de la variante de vigas de hormigón postensado	110

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural por espesor, perfil y resistencia.....	8
Tabla 1.2. Propiedades mecánicas mínimas de pernos de anclaje ASTM F1554	10
Tabla 1.3. Propiedades mecánicas mínimas de tornillos de anclaje ASTM F3125	11
Tabla 1.4. Propiedades mecánicas mínimas de acero de refuerzo	12
Tabla 2.1. Peso de materiales para el cálculo de carga muerta	17
Tabla 2.2. Factor de presencia múltiple	18
Tabla 2.3. Porción de camiones en un carril	21
Tabla 2.4. Porción de camiones en el tráfico	21
Tabla 2.5. Coeficiente K_z para diferentes valores de altura	23
Tabla 2.6. Zona sísmica en función de la aceleración	25
Tabla 2.7. Definición para la clasificación de sitios	26
Tabla 2.8. Factores de modificación de respuesta (R).....	27
Tabla 2.9. Factor de sitio (F_{pga}) en el periodo cero del espectro de aceleración..	28
Tabla 2.10. Factor de sitio (F_a) para el rango de período corto del espectro de aceleración	29
Tabla 2.11. Factor de sitio (F_v) para el rango de período largo del espectro de aceleración	29
Tabla 2.12. Factores de carga para el estado límite de resistencia	31
Tabla 2.13. Factores de carga para el estado límite de servicio	32
Tabla 2.14. Factores de carga para el estado límite de evento extremo	32
Tabla 2.15. Factores de carga para el estado límite de fatiga	32
Tabla 2.16. Factores de carga variable.....	32
Tabla 2.17. Altura mínima para superestructuras de peralte constante	33
Tabla 2.18. Carga vehicular para puente de 28 metros	40
Tabla 2.19. Detalles por revisar en el estado límite de fatiga.....	65
Tabla 3.1. Resumen del diseño de la viga interior	101
Tabla 3.2. Resumen del diseño de la viga exterior	101
Tabla 3.3. Resumen del diseño del diafragma.....	101
Tabla 3.4. Peso de la superestructura del puente con vigas de acero.....	102
Tabla 3.5. Peso de la superestructura del puente en la variante de vigas de hormigón postensado	103

Tabla 3.6. Cantidades de obra en la superestructura del puente de acero.....	104
Tabla 3.7. Cantidades de obra en la superestructura del puente de vigas de hormigón postensado.....	104
Tabla 3.8. Programación de obra de la superestructura del puente con vigas de acero	105
Tabla 3.9. Programación de obra de la superestructura del puente con vigas de hormigón postensado.....	105
Tabla 3.10. Presupuesto de la superestructura del puente con vigas de acero.	106
Tabla 3.11. Presupuesto de la superestructura del puente con vigas de hormigón postensado.....	107
Tabla 3.12. Comparación de costos entre variantes de vigas de acero y hormigón postensado.....	108
Tabla 3.13. Costo por períodos de la superestructura del puente con vigas de acero	108
Tabla 3.14. Costo por períodos de la superestructura del puente con vigas de hormigón postensado.....	109

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1.1. Módulo de elasticidad AASHTO	11
Ecuación 1.2. Módulo de elasticidad ACI 318-19.....	11
Ecuación 2.1. Ecuación básica de la metodología LRFD.....	15
Ecuación 2.2. Límite del factor de modificación de carga para un valor máximo de Y_i	15
Ecuación 2.3. Límite del factor de modificación de carga para un valor mínimo de Y_i	15
Ecuación 2.4. Camiones promedio por día en un carril.....	20
Ecuación 2.5. Carga viva concentrada sobre barandillas	22
Ecuación 2.6. Fuerza centrífuga.....	22
Ecuación 2.7. Presión de diseño por viento	23
Ecuación 2.8. Coeficiente de aceleración pico modificado por el factor de sitio de periodo corto	28
Ecuación 2.9. Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal en un periodo = 0.2s modificado por el factor de sitio de periodo corto	29
Ecuación 2.10. Coeficiente de respuesta sísmico elástico para periodos menores o iguales a T_0	29
Ecuación 2.11. Coeficiente de respuesta sísmico elástico para mayores periodos o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s	30
Ecuación 2.12. Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal en un periodo = 1s modificado por el factor de sitio de periodo largo	30
Ecuación 2.13. Coeficiente de respuesta sísmico elástico para mayores periodos mayores a T_s	30
Ecuación 2.14. Proporción entre altura y espesor del alma	34
Ecuación 2.15. Proporción entre altura y ancho del ala	34
Ecuación 2.16. Razón límite ancho-espesor para el ala a compresión.....	35
Ecuación 2.17. Razón límite ancho-espesor para un ala compacta.....	35
Ecuación 2.18. Relación entre espesor de ala a compresión y tensión	35
Ecuación 2.19. Proporción entre el espesor del ala y del alma.....	36
Ecuación 2.20. Proporción entre el ancho y espesor del ala	36
Ecuación 2.21. Proporción de inercias del ala a compresión y tensión.....	36
Ecuación 2.22. Relación entre el módulo elástico del material de la losa y la viga	37
Ecuación 2.23. Parámetro de rigidez longitudinal	37

Ecuación 2.24. Factor de distribución de momento para un carril cargado.....	37
Ecuación 2.25. Factor de distribución de momento para dos o más carriles cargados.....	37
Ecuación 2.26. Factor de distribución de corte para un carril cargado.....	37
Ecuación 2.27. Factor de distribución de corte para dos o más carriles cargados	37
Ecuación 2.28. Factor de corrección para momento.....	38
Ecuación 2.29. Factor de distribución de momento para la viga exterior	38
Ecuación 2.30. Factor de corrección para corte.....	39
Ecuación 2.31. Factor de distribución de corte para la viga exterior	39
Ecuación 2.32. Factor de distribución especial de momento en vigas exteriores	39
Ecuación 2.33. Fuerza plástica en la losa	41
Ecuación 2.34. Fuerza plástica en el ala a compresión	41
Ecuación 2.35. Fuerza plástica en el alma.....	41
Ecuación 2.36. Fuerza plástica en el ala a compresión	41
Ecuación 2.37. Condición para eje neutro en el alma	42
Ecuación 2.38. Ubicación del eje neutro en el alma.....	42
Ecuación 2.39. Momento plástico cuando el eje neutro está en el alma	42
Ecuación 2.40. Condición para eje neutro en el ala superior	43
Ecuación 2.41. Ubicación del eje neutro en el ala superior.....	43
Ecuación 2.42. Momento plástico cuando el eje neutro está en el alma	43
Ecuación 2.43. Ubicación del eje neutro en la losa	44
Ecuación 2.44. Momento plástico cuando el eje neutro está la losa	44
Ecuación 2.45. Momento aplicado a la sección compuesta a corto plazo que produce la fluencia.	44
Ecuación 2.46. Momento de fluencia de la sección compuesta	45
Ecuación 2.47. Condición de flexión en el estado límite resistencia para compuestas en flexión positiva.....	45
Ecuación 2.48. Condición de corte en el estado límite resistencia.....	45
Ecuación 2.49. Razón límite del alma para una sección compuesta compacta ..	45
Ecuación 2.50. Resistencia a flexión nominal de una sección compuesta compacta.....	46
Ecuación 2.51. Requerimiento de ductilidad	46
Ecuación 2.52. Resistencia corte nominal de almas no rigidizadas	46

Ecuación 2.53. Fuerza plástica de corte	46
Ecuación 2.54. Valor de C.....	47
Ecuación 2.55. Condición de flexión en el estado límite resistencia para secciones no compuestas	47
Ecuación 2.56. Resistencia al pandeo local.....	47
Ecuación 2.57. Factor de pérdida de carga en el alma	47
Ecuación 2.58. Límite de esbeltez para un alma no compacta	48
Ecuación 2.59. Proporción de dos veces el área del alma al área del ala en compresión.....	48
Ecuación 2.60. Razón ancho-espesor para el ala a compresión	48
Ecuación 2.61. Razón límite espesor-ancho para un ala compacta.....	48
Ecuación 2.62. Razón límite espesor-ancho para un ala no compacta.....	48
Ecuación 2.63. Esfuerzo en el ala a compresión al inicio de la fluencia nominal	48
Ecuación 2.64. Resistencia al pandeo lateral-torsional	49
Ecuación 2.65. Radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional	49
Ecuación 2.66. Límite de longitud no arriostrada para alcanzar la resistencia a flexión de $R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}$	49
Ecuación 2.67. Límite de longitud no arriostrada para alcanzar el inicio de la fluencia nominal	49
Ecuación 2.68. Esfuerzo lateral-torsional elástico.....	49
Ecuación 2.69. Resistencia nominal a flexión del ala a tensión	49
Ecuación 2.70. Resistencia nominal al pandeo flexural del alma.....	50
Ecuación 2.71. Coeficiente de pandeo flexural	50
Ecuación 2.72. Límite de esfuerzo en el ala superior.....	50
Ecuación 2.73. Límite de esfuerzo en el ala inferior.....	50
Ecuación 2.74. Condición de fatiga para detalles	51
Ecuación 2.75. Límite de fatiga para el estado límite I.....	51
Ecuación 2.76. Fuerza sísmica aplicada al diafragma	81
Ecuación 2.77. Resistencia a compresión factorada.....	82
Ecuación 2.78. Esbeltez efectiva para ángulos conectados a través del lado corto	82
Ecuación 2.79. Límite de esbeltez para miembros a compresión	82
Ecuación 2.80. Razón límite ancho-espesor para miembros no esbeltos.....	83
Ecuación 2.81. Resistencia a compresión nominal para miembros no esbeltos .	83

Ecuación 2.82. Resistencia de pandeo elástico crítica para pandeo por flexión o flexo-torsión.....	83
Ecuación 2.83. Resistencia a compresión nominal de fluencia.....	83
Ecuación 2.84. Resistencia a compresión nominal para miembros esbeltos	83
Ecuación 2.85. Esfuerzo a compresión nominal para miembros no esbeltos	84
Ecuación 2.86. Ancho efectivo para elementos esbeltos	84
Ecuación 2.87. Esfuerzo de pandeo elástico local	84
Ecuación 2.88. Resistencia a tensión factorada.....	84
Ecuación 2.89. Límite de esbeltez para miembros a tensión	84
Ecuación 2.90. Resistencia a la fluencia de la sección bruta	85
Ecuación 2.91. Resistencia a la fractura de la sección neta efectiva	85
Ecuación 2.92. Factor de reducción U	85
Ecuación 2.93. Razón altura-diámetro límite para pernos conectores de corte ..	90
Ecuación 2.94. Condición para la distancia centro a centro longitudinal de conectores de corte	90
Ecuación 2.95. Resistencia a corte por fatiga de un conector de corte para la carga de fatiga I	90
Ecuación 2.96. Corte horizontal por fatiga por unidad de longitud	90
Ecuación 2.97. Corte longitudinal por fatiga por unidad de longitud	91
Ecuación 2.98. Distancia centro a centro longitudinal máxima para conectores de corte	91
Ecuación 2.99. Distancia centro a centro longitudinal mínima para conectores de corte	91
Ecuación 2.100. Resistencia de corte factorada	91
Ecuación 2.101. Número mínimo de conectores para una región.....	91
Ecuación 2.102. Resistencia de corte nominal de un perno.....	91
Ecuación 2.103. Fuerza de corte nominal	92
Ecuación 2.104. Fuerza total longitudinal en la losa, en el punto de máxima carga viva.....	92

RESUMEN

El presente trabajo de integración curricular tiene como propósito realizar el diseño técnico y económico de la superestructura de un puente tipo viga-losa simplemente apoyado de 28 metros aplicando la variante de vigas de acero para compararlo con la variante de vigas de hormigón postensado.

La superestructura que se diseñara comprende una sección transversal de 8 metros de ancho incluyendo volados de 1 metro en los extremos, se cuenta con 4 vigas tipo I separadas 2 metros entre sí, además se colocaran diafragmas de acero tipo "K" entre vigas. La superficie de circulación consta de dos carriles de 3.6 metros de ancho y una capa de asfalto bituminoso, no se cuenta con veredas o bordillo intermedio.

Para el diseño técnico se empleó norma AASHTO LRFD 2020, complementado por la ACI 318-19, NEC-15 y la NEVI-12. Mientras que para el diseño económico se utilizó el método de análisis de precios unitarios.

Como resultados se obtuvieron las dimensiones de los elementos contemplados en el diseño, porcentajes de demanda-capacidad en vigas y diafragmas, el peso total de la superestructura, cantidades de obra, programación de obra y el presupuesto.

Del análisis económico se tiene un costo total de la superestructura de \$229,262.83 dando un costo por metro cuadrado de \$1,023.49/m².

Realizada la comparación propuesta con la variante de vigas de hormigón postensado se concluyó que el uso de vigas de acero resulta en un costo total más elevado teniéndose una diferencia de \$115,684.50 en el presupuesto y de \$516.45/m² en el costo por metro cuadrado.

PALABRAS CLAVE: puente viga-losa, superestructura, acero, análisis de precios unitarios.

ABSTRACT

This curricular integration work has as purpose to carry out the technical and economic design of the superstructure of a simply supported 28-meter slab-beam bridge applying the steel beam variant to compare it with the post-tensioned concrete beam variant.

The superstructure to be designed comprises a cross section of 8 meters wide including overhangs of 1 meter at the ends, it has 4 I-shaped steel beams separated 2 meters from each other, in addition, type "K" steel diaphragms will be placed between beams. The circulation surface consists of two lanes 3.6 meters wide and a layer of bituminous asphalt, there are no sidewalks or intermediate curb.

For the technical design, the AASHTO LRFD 2020 standard was used, supplemented by ACI 318-19, NEC-15, and NEVI-12. While the unit price analysis method was used for the economic design.

As results, the dimensions of the elements contemplated in the design, percentages of demand-capacity in beams and diaphragms, the total weight of the superstructure, quantities of work, work programming and the budget were obtained.

From the economic analysis, the total cost of the superstructure is \$229,262.83, giving a cost per square meter of \$1,023.49/m².

After the proposed comparison with the variant of post-tensioned concrete beams, it was concluded that the use of steel beams results in a higher total cost, with a difference of \$115,684.50 in the budget and \$516.45/m² in the cost per square meter.

KEYWORDS: slab-beam bridge, superstructure, steel, unit price analysis

1 INTRODUCCIÓN

La infraestructura de transporte incorpora una variedad de estructuras, cada una con una finalidad específica que sirve al desarrollo de la sociedad. Todos los elementos de la infraestructura están enlazados y cualquier problema de una parte individual afectará los demás, retardando el crecimiento de la sociedad. Los puentes toman un papel especial en esta infraestructura, dado que su cometido es conectar dos puntos que usualmente son inaccesibles como ríos, lagos y acantilados. Dependiendo de las exigencias de la sociedad, los puentes pueden tener más relevancia, cuando no se encuentran en funcionamiento o están deshabilitados pueden provocar pérdidas económicas y malestar en la sociedad [1].

Para un sistema de transporte exitoso, debe existir un balance entre el volumen vehicular, las cargas soportadas y el presupuesto, este balance se buscará utilizando el acero como material estructural.

En el Ecuador, el área de la construcción ha crecido de manera relevante en los últimos años, fruto de la transformación económica que se ha dado en el país. Los modos de construcción habituales se han sustituido por sistemas relativamente nuevos como los hechos con acero estructural. Así varios tipos de estructuras como edificios, bodegas de almacenamiento, torres y puentes han sido diseñados, haciendo posible el crecimiento urbano del país [2].

Este componente tiene como objetivo el diseño de la superestructura de un puente de un solo vano de 28 m de luz tipo viga-losa utilizando vigas de acero para lo cual se seguirá los lineamientos establecidos en normas nacionales respecto a los procedimientos constructivos, materiales y especificaciones técnicas para estructuras de acero y hormigón como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) [2] y la Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12) [3], también normas internacionales como la norma de la Asociación Americana de Concreto (ACI 318-19) [4], mientras que para los parámetros de diseño técnicos se usará las Especificaciones de Diseño de Puentes (AASHTO LRFD 2020) [5], ya que el Ecuador no cuenta con un procedimiento específico aplicado para el diseño de puentes con las condiciones del país.

Una vez realizado el diseño se procederá a establecer el método constructivo de la superestructura de manera que se pueda establecer los rubros necesarios que permitan hacer la comparación económica con la variante de vigas de hormigón postensado y así poder establecer cuál es la alternativa más adecuada para la construcción de la superestructura de un puente teniendo en cuenta los materiales de construcción, mano de obra y equipo presentes en el 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 la variante de vigas de acero.

1.2 Objetivos específicos

1. Diseñar la superestructura de un puente de 28 m de luz sin apoyos intermedios con vigas de acero de acuerdo con lo indicado en las normas ACI 318-19, 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 acero.
3. Realizar la evaluación económica de la superestructura del puente diseñado, basándose en los precios de los materiales de construcción, mano de obra y equipo presentes en el país.
4. Comparar técnica y económicamente las variantes de vigas de acero y hormigón postensado para determinar la más ventajosa para su aplicación en el Ecuador.

1.3 Alcance

El presente proyecto plantea realizar el diseño técnico y la evaluación económica de la superestructura de un puente tipo viga-losa de un solo vano de 28 m de luz usando la variante de vigas de acero, dentro del diseño y comparación los elementos que se tomarán en cuenta son la losa en el tramo entre vigas, los volados de la losa, las vigas centrales, las vigas de borde y los diafragmas. Para esto se aplicará las normas más actuales referentes a estructuras de hormigón y acero como la ACI 318-19 [4] y NEC-15 [2], y de manera específica para el diseño de puentes la AASHTO LRFD 2020 [5] y la NEVI-12 [3]. Además, se realizará la comparación de los resultados obtenidos con la variante de vigas de hormigón postensado y así poder determinar cuál es la variante más beneficiosa para su aplicación en el Ecuador.

1.4 Marco teórico

1.4.1 Puente viga-losa

Son el tipo de puente con la forma estructural más sencilla y ordinaria usada para longitudes pequeñas y medias [6]. Los miembros principales que llevan la carga son vigas orientadas a lo largo de la dirección del tráfico.

1.4.1.1 Ventajas

A medida que la longitud de la luz incrementa las vigas de acero no necesariamente proporcionan el peso unitario más ligero, pero si la solución más útil en términos de costos y efectividad de diseño ya que el valor de fabricación y levantamiento son más bajos que los de otros tipos de puentes [7].

El uso de vigas longitudinales de acero hace que el peso de la superestructura disminuya y por lo tanto la carga sobre los pilares, estribos y cimentaciones del puente sea menor permitiendo un ahorro de costos en la subestructura del puente [8].

El uso de una losa de concreto hace que la masa de esta induzca menores vibraciones, ruido y cargas dinámicas sobre la estructura de soporte, además la superficie de la losa permite que se ejecute un pavimento de manera fácil con métodos tradicionales [8].

1.4.1.2 Desventajas

La estabilidad de las vigas durante el levantamiento se vuelve un factor crítico a medida que la longitud del vano incrementa a más de 60 metros por lo que se puede requerir arriostramientos laterales y mayor cantidad de cimbrado para mantener una adecuada rigidez lateral [7].

El uso de una losa de concreto hace que esta sea vulnerable a fuerzas de tracción longitudinales que causen fisuras en la misma, y la unión con el acero causa esfuerzos de tracción debido a la contracción restringida del concreto [8].

1.4.1.3 Superestructura

1.4.1.3.1 Vigas longitudinales

Transfieren la carga a los elementos de la subestructura, estos pueden tener elementos rigidizadores transversales, longitudinales y de apoyo [8].

1.4.1.3.2 Tablero

Trata de una superficie suave y segura que permite el tránsito seguro de vehículos y peatones. Además, transfiere cargas tanto estáticas como dinámicas a los demás elementos del puente [8].

1.4.1.3.3 Diafragmas

Provee estabilidad a las vigas durante su construcción, a menudo son eliminados debido a su costo inicial. En el caso de puentes curvos son considerados miembros primarios que soportan carga por lo que constituyen una parte esencial del sistema estructural [8].

1.4.1.3.4 Barreras, barandillas y guardavías

Sirven como elementos de seguridad vial peatonal y vehicular, en el caso de los peatones para que estos puedan circular sin riesgo de caídas o atropellamientos, mientras que para los vehículos estos resisten y evitan la caída si se produce un desvío accidental [5].

1.4.1.3.5 Apoyos

Transfieren cargas a los elementos de la subestructura mientras que permiten rotación y traslación a la superestructura [8].

1.4.1.3.6 Juntas

Permiten el movimiento de los segmentos de la superestructura ante demandas térmicas de contracción, expansión y de sismo [8].

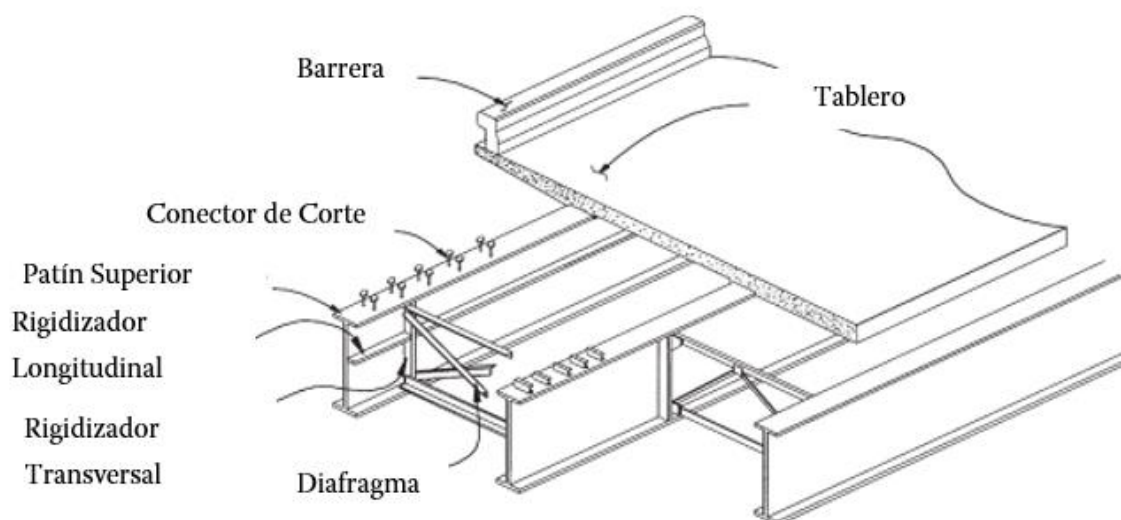


Figura 1.1. Sección de la superestructura de un puente apoyado en vigas de acero
Fuente: W.-F. Chen y L. Duan, 2014 [6]

1.4.1.4 Viga de acero laminado en caliente

El proceso del laminado en caliente consiste en verter acero en moldes y fundirlo en lingotes, estos son recalentados y laminados en secciones rectangulares (slab o bloom), estas son calentadas nuevamente y pasados a través de rodillos para obtener su forma estructural final como se puede ver en la Figura 1.2.

Las secciones W puede resultar eficientes para situaciones como vanos simples de hasta 30 metros, mediante el uso de conectores corte pueden trabajar juntamente con la losa del puente. Usar este tipo de viga generalmente resulta en diseños que implican pesos totales de acero altos, sin embargo, este valor se ve justificado con su bajo costo de fabricación en comparación con las vigas soldadas (como es el caso de Estados Unidos) [7]. Además, usualmente no requieren rigidizadores transversales.

Al momento de trabajar con este tipo de viga es importante considerar la disponibilidad en el mercado y las restricciones en altura, la eficiencia de este tipo de viga disminuye cuando se requiere curvas horizontales y longitudes de luz mayores a 18m [2].

Es importante notar que el alma de una sección laminada siempre cumplirá con los requisitos de compacidad mientras que sus patines no necesariamente. Para incrementar la capacidad a flexión es usual añadir placas en los patines [6].

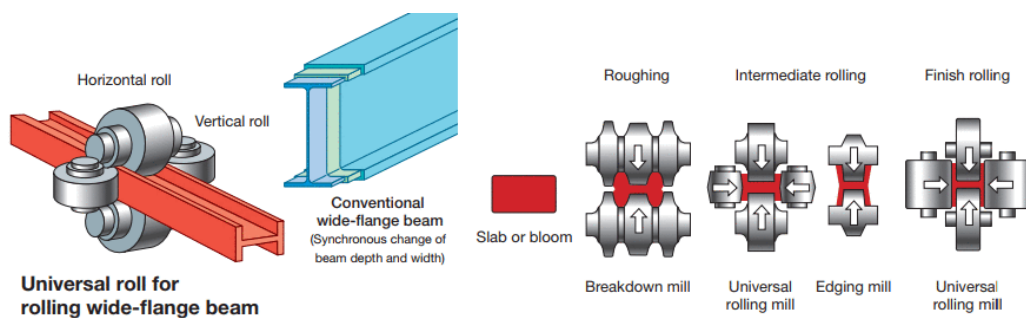


Figura 1.2. Proceso de laminado en caliente de una viga con sección I

Fuente: Nippon Steel Corporation, 2022 [9]

1.4.1.5 Viga de acero ensamblada

Constituyen la mayoría de los miembros longitudinales de las superestructuras de acero. Las placas se pueden unir mediante soldadura o con pernos, su longitud se ve restringida principalmente por limitaciones de transporte y levantamiento. En la Figura 1.3 se puede observar las placas que componen una viga I siendo soldadas.

Este tipo de viga es el más común en los puentes viga-losa de acero, las vigas pueden tener secciones tipo cajón, cuadradas o I. Además, se adaptan de mejor manera a geometrías curvas.

Pueden ser consideradas como vigas profundas, su característica más distinguible es el uso de rigidizadores transversales que incrementan la resistencia a corte post pandeo, también pueden requerir rigidizadores longitudinales para evitar el pandeo inelástico por flexión [6].



Figura 1.3. Soldadura de las placas del alma y patines de una viga con sección I
Fuente: Canam Structures, 2022 [10]

1.4.1.6 Comportamiento de la viga por etapas de construcción

Las vigas de acero de un puente tipo viga-losa por lo general se diseñan para que se comporten de la siguiente manera:

- De manera continua, y sección no compuesta para carga por peso propio, tablero, diafragma y cargas vivas de construcción.
- De manera continua, a largo plazo y con sección compuesta para parapetos, aceras y accesorios.
- De manera continua a corto plazo y con sección compuesta para tráfico.

Las propiedades a largo plazo para vigas de acero tipo I compuestas son calculadas usando el acero como material primario con una proporción modular de 3 veces el coeficiente de relación modular (n) respecto del hormigón y aplicado al ancho de cálculo

de la losa de hormigón al dividirla entre $3n$ ($1 / 3n$). Estas tienen la intención de tomar en cuenta flujo plástico bajo cargas permanentes.

Las propiedades a corto plazo son calculadas usando una proporción modular normal del acero respecto del hormigón, aplicado al ancho de cálculo de la losa de hormigón al dividirla entre n ($1 / n$). Estas muestran un comportamiento más apropiado bajo cargas transitorias [11].

1.4.1.7 Materiales

1.4.1.8 Acero estructural

El acero estructural en puentes generalmente tiene requisitos de rendimiento más rigurosos comparado con el de otras aplicaciones. El acero usado en puentes está sujeto a cambios de temperatura relativamente largos, millones de ciclos de carga viva, y comúnmente expuestos a entornos corrosivos que contienen cloruros. En adición a la resistencia y ductilidad, el acero debe satisfacer requerimientos respecto a fatiga y resistencia a la corrosión atmosférica sin el uso de recubrimientos costosos [12].

Entre las ventajas principales de usar el acero como material estructural están [13]:

- Una alta resistencia en comparación con su peso.
- Sus propiedades son uniformes y homogéneas, altamente predecibles.
- Alta ductilidad, por lo que es fácil de visualizar fallas previas al colapso.
- Es un material fácil de reciclar, la mayoría del acero estructural usado en la actualidad está hecho de material reciclado.
- La construcción de estructuras de acero es más rápida y fácil en comparación con estructuras de concreto.
- El levantamiento de estructuras de acero no se ve afectado por las condiciones climáticas.
- La adición o reemplazo de elementos de acero estructural es relativamente fácil ya que solo se tienen que añadir conexiones a los miembros existentes de una estructura.

Los aceros estructurales deben ajustarse a los requerimientos de la Tabla 1.1. Además el módulo de elasticidad (E_s) para todos los grados de acero tendrá un valor de 200000 MPa (29 ksi) [5].

Tabla 1.1. Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural por espesor, perfil y resistencia

Designación AASHTO	Designación Equivalente ASTM	Espesor de Placas	Perfiles	Resistencia a Tracción F_u (MPa)	Punto o Resistencia Específica de Fluencia F_y (MPa)
M 270M/ M270 Grado 36	A709/ A709M Grado 36	Hasta 101.6 mm	Todos	400	250
M 270M/ M270 Grado 50	A709/ A709M Grado 50	Hasta 101.6 mm	Todos	450	345
M 270M/ M270 Grado 50S	A709/ A709M Grado 50S	No Aplica	Todos	450	345
M 270M/ M270 Grado 50W	A709/ A709M Grado 50W	Hasta 101.6 mm	Todos	485	345
M 270M/ M270 Grado HPS 50W	A709/ A709M Grado HPS 50W	Hasta 101.6 mm	No Aplica	485	345
M 270M/ M270 Grado HPS 70W	A709/ A709M Grado HPS 70W	Hasta 101.6 mm	No Aplica	585	485
M 270M/ M270 Grado HPS 100W	A709/ A709M Grado HPS 100W	Hasta 63.5 mm	No Aplica	760	690
		Más de 63.5 mm hasta 101.6 mm	No Aplica	760	620

Fuente: AASHTO 6.4.1.1, 2020 [5]

El acero ASTM A588 es el material más habitual usado para la fabricación de puentes en Ecuador, tiene los mismos valores de resistencia a fluencia y tracción que un acero ASTM A709 Gr. 50, y tiene propiedades útiles ante la corrosión y humedad [2].

1.4.1.8.1 Grado 36

La especificación ASTM A36 fue adoptada originalmente en 1960 como la evolución final del acero estructural soldable de carbón-manganeso. De todos los aceros en la especificación ASTM A709 es el más fácil y barato de producir en las siderurgias. Ya que la chatarra de acero que se utiliza en la producción del acero estructural tiene elementos residuales más resistentes y en mayor cantidad que el mineral de hierro, la resistencia

puede ser más alta. En la actualidad el acero Grado 36 puede tener resistencias más cercanas a los 345 MPa (50 ksi) que a los 250 MPa (36 ksi) [12].

1.4.1.8.2 Grado 50

Es el grado más común de acero estructural disponible en la actualidad. La especificación ASTM A572 fue adoptada originalmente en 1966 para introducir este acero estructural soldable de mayor resistencia. La resistencia fue obtenida añadiendo pequeñas cantidades de columbio, vanadio y a veces titanio a la combinación básica de carbón-manganeso del acero de ASTM A36. El resultante incremento en la eficiencia estructural provista por la mayor resistencia compensó el costo incrementado de la adición de aleación al acero. El Grado 50 se convirtió rápidamente en la principal elección para miembros de puentes que deben ser pintados, galvanizados o metalizados en servicio [12].

1.4.1.8.3 Grado 50S

La especificación ASTM A992 fue introducida en 1998 para mantener el ritmo con los cambios en los métodos de elaboración de los miembros laminados, esta especificación permite un amplio rango de elementos en las aleaciones de acero basándose en el rendimiento hasta cumplir los requerimientos de resistencia y ductilidad. Este acero incluye dureza adicional requerida para aceros de puentes [12].

1.4.1.8.4 Grado 50W

Conocido comúnmente como acero Corten, puede desempeñarse bien sin pintura o coberturas en muchas aplicaciones de puentes. Este acero patinable logra su resistencia a la corrosión a través del desarrollo de una capa de óxido a veces llamada "pátina" que actúa inhibiendo la futura corrosión del acero debajo. El costo de este acero es mayor comparado con el Grado 50, pero la mayoría de las veces es compensado por el ahorro que se obtiene al eliminar la necesidad de recubrir el acero [12].

1.4.1.8.5 Grado HPS 50W, HPS 70W y HPS 100W

Los aceros de alto rendimiento fueron desarrollados en los años 90 a través de un acuerdo cooperativo entre la Administración Federal de Carreteras, la Marina de los Estados Unidos y el Instituto Americano de Hierro y Acero. La meta fue mejorar la soldabilidad y dureza comparado con las versiones previas del acero Grado 70W y 100W. Antes de los HPS los aceros con resistencias de fluencia mayores a 345 MPa (50 ksi) eran muy sensibles a las condiciones de soldadura produciendo problemas con los fabricantes. El acero HPS ha

eliminado estos problemas de soldadura y mejorado la dureza a fractura comparado con las versiones previas. Las secciones laminadas no están disponibles en este grado [12].

1.4.1.9 Pernos conectores de corte

Se usan en el ala superior de las vigas de acero para proveer una acción compuesta con el tablero de concreto. Deben contar con una capacidad mínima a tracción (F_u) y fluencia (F_y) de 415MPa (60 ksi) y 345 MPa (50ksi) respectivamente [5]. En la Figura 1.4 se ilustra la función de transferir carga que tienen estos pernos.

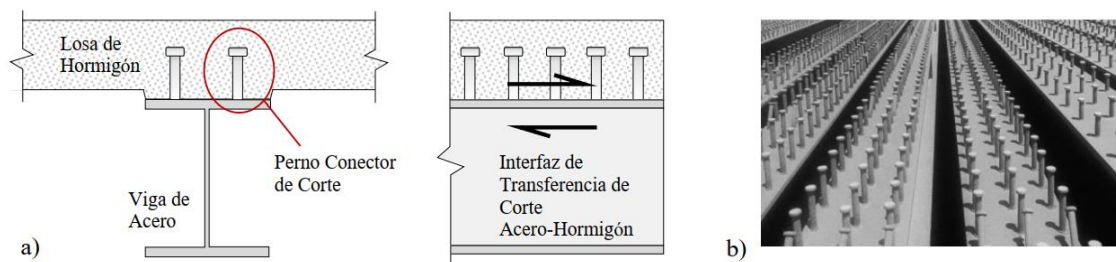


Figura 1.4. (a) Mecanismo de transferencia de carga acero-hormigón, y (b) conectores de corte instalados en una viga

Fuente: Ovuoba, 2017 [14]

1.4.1.10 Pernos y tornillos de anclaje

Los pernos son necesarios para conectar los rodamientos que conectan la superestructura del puente con su subestructura y para resistir cargas sísmicas en los diafragmas de soporte. En la Tabla 1.2 se muestra los grados del material comúnmente usados. Mientras que los tornillos son usados en empalmes de las vigas I y en conexiones de arrostramientos tanto laterales como transversales. En la Tabla 1.3 se puede observar los requerimientos de estos elementos.

Tabla 1.2. Propiedades mecánicas mínimas de pernos de anclaje ASTM F1554

Grado	Resistencia de Fluencia F_y (MPa)	Resistencia a Tracción F_u (MPa)	Diámetro (mm)
36	250	400-550	13-102
55	380	520-655	13-102
105	725	860-1035	13-76

Fuente: Huff, 2022 [11]

Tabla 1.3. Propiedades mecánicas mínimas de tornillos de anclaje ASTM F3125

Resistencia	Grado	Resistencia a Tracción F_u (MPa)
Alta	A325	830
	F1852	830
	A490	1035
	F2280	1035
Baja	A307	415

Fuente: AASHTO 6.4.3.1.1-1, 2020 [5]

1.4.1.11 Soldadura

Consiste en una forma de unir piezas de metal, existen varios procesos de soldadura que tienen sus beneficios en diferentes circunstancias, los electrodos consumidos en estos procesos deben ser específicos. Las normas D1.1 para estructuras en general y D1.5 para puentes, de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS) cubren los requerimientos necesarios de soldadura. En todos los procesos el ingeniero especifica el grado del electrodo donde F_{EXX} es la resistencia a tracción de la soldadura, esta varía entre 415 (60ksi) a 760 MPa (110 ksi) [15].

1.4.1.12 Hormigón

La resistencia mínima a compresión del hormigón utilizado en losas u hormigón pretensado es de 28 MPa (4 ksi). Valores de resistencia superiores a 70 MPa (10 ksi) solo se permiten si existe evidencia de que se han establecido relaciones entre la resistencia del hormigón y el resto de sus propiedades. La densidad del hormigón normal con un f'_c inferior a 34 MPa es de 2320 kg/m³ y el módulo de elasticidad está determinado por la Ecuación 1.1 [5].

$$E_c = 9115 \cdot f'_c{}^{0.33}$$

Ecuación 1.1. Módulo de elasticidad AASHTO

Fuente: AASHTO C5.4.2.4-1, 2020 [5]

En el numeral 19.2.2.1(b) del ACI 318-19 [16] se tiene la Ecuación 1.2 para un hormigón de densidad normal.

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Ecuación 1.2. Módulo de elasticidad ACI 318-19

Fuente: Committee 318 19.2.2.1.b, 2019 [4]

La notación, descripción y unidades de todas las fórmulas usadas en el trabajo se encuentra en el ANEXO I.

1.4.1.13 Acero de refuerzo

La resistencia de fluencia mínima estará dada por el grado de acero utilizado y debe ser corrugado a excepción del uso en espirales o pretensado. La Tabla 1.4 muestra las resistencias mínimas de los diferentes grados de acero usado para refuerzo.

Tabla 1.4. Propiedades mecánicas mínimas de acero de refuerzo

ASTM	Grado	Resistencia de Fluencia f_y (MPa)		Resistencia a Tracción f_u (MPa)
A615	40	275		415
	60	415		620
	75	520		690
	80	550		725
A706	60	415	mínimo	550
		540	máximo	
	80	550	mínimo	690
		675	máximo	
A1035	100	690		1035

Fuente: Huff, 2022 [11]

Según la NEC-SE-HM [17] los límites máximos de resistencia a la fluencia del refuerzo transversal y longitudinal (f_y) no deben superar los 550 MPa (80 ksi).

2 METODOLOGÍA

2.1 Descripción de la configuración estructural

La superestructura que se diseñara del puente tipo viga-losa comprende una sección transversal de 8 metros de ancho, en la que se distribuyen dos vigas tipo I de borde que dan lugar a un volado de losa de 1 metro y dos vigas tipo I centrales separadas 2 metros entre sí, además se colocaran diafragmas de acero tipo “K” entre vigas. La losa y barreras serán elementos de hormigón armado.

La superficie de circulación consta de dos carriles de 3.6 metros de ancho (uno para cada sentido de tráfico) y una capa de asfalto bituminoso que genera una pendiente del 2%, no se cuenta con veredas o bordillo intermedio. Los componentes mencionados se pueden observar en la Figura 2.1.

En el apartado de los materiales se tiene un hormigón con una resistencia a compresión (f'_c) de 28 MPa tanto para losa como en las barreras, acero estructural grado 50 para las vigas y diafragmas con una resistencia de fluencia (F_y) de 345 MPa y una resistencia a tracción (F_u) de 450 MPa, y acero de refuerzo grado 60 con una resistencia de fluencia (f_y) de 420 MPa.

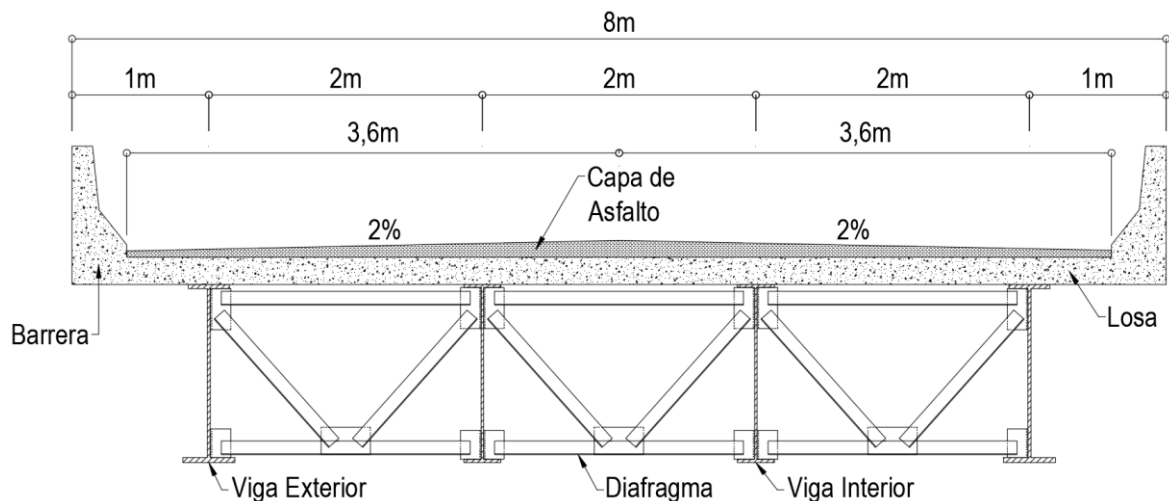


Figura 2.1. Sección transversal del puente

Fuente: Autoría Propia

De manera longitudinal, el puente tendrá una luz de 28 metros apoyado en los extremos sin apoyos intermedios como se puede ver en la Figura 2.2. Además, contará con diafragmas tipo K ubicados en los estribos y cada 7 metros.

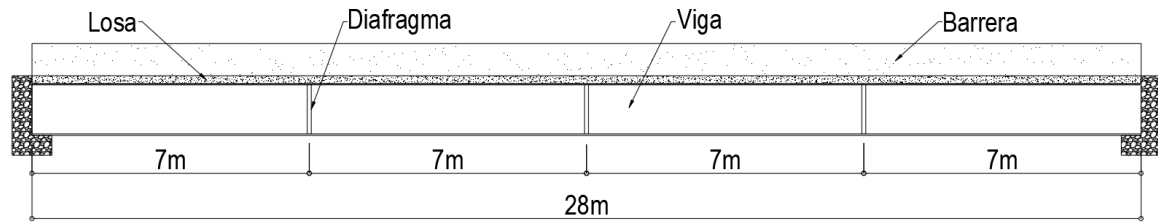


Figura 2.2. Perfil longitudinal del puente
Fuente: Autoría Propia

2.2 Análisis de cargas

2.2.1 Estados límite

El desempeño estructural de los elementos de acero o una combinación de este con cualquier otro material debe ser evaluado para cada fase que pueda ser crítica durante su ciclo de vida. Estas fases pueden ser el traslado, levantamiento, manejo y montaje [5].

2.2.1.1 Estado límite de servicio

Establece guías basadas en la experiencia, que no siempre pueden ser obtenidas solo a partir de datos estadísticos o mecánicos. Aquí se establecen limitaciones en las deformaciones, esfuerzos y anchos de fisuras bajo situaciones normales de funcionamiento [5].

2.2.1.2 Estado límite de fatiga y fractura

El objetivo de este estado es controlar el desarrollo de fisuras bajo condiciones de cargas cíclicas y evitar la fractura de los componentes estructurales a lo largo de la vida prevista del puente. Para el caso de la fatiga se tienen limitaciones en el rango de tensiones generadas por la carga viva vehicular, mientras que para la fractura se consideran las propiedades de dureza de los materiales [5].

2.2.1.3 Estado límite de resistencia

Esta dirección está dirigida a proteger la integridad estructural y la seguridad del puente. Se evalúa la capacidad de cada elemento de soportar cargas, sin deformarse excesivamente. Si se supera la capacidad de algún elemento, se considera que el puente ha fallado. Este estado asegura la estabilidad y resistencia tanto en términos globales como locales ante las cargas previstas durante su vida de diseño [5].

2.2.1.4 Estado límite de eventos extremos

Los eventos extremos están considerados como ocurrencias únicas que tienen un impacto operacional severo y tienen un período de recurrencia significativamente más grande que la vida útil prevista del puente. Este estado límite asegura que la estructura del puente resista durante sismos, inundaciones, colisiones y condiciones de temperatura extremas [5].

2.2.1.5 Ecuación básica LRFD

Las conexiones y elementos del puente requieren ser diseñados para cumplir la Ecuación 2.1 para todos los estados límite.

$$\sum_i \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i \leq \Phi \cdot R_n$$

Ecuación 2.1. Ecuación básica de la metodología LRFD

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

η_i es un factor que modifica las cargas al relacionarlas con la importancia operacional, ductilidad y redundancia del puente, está definido como sigue:

- Cuando es adecuado tomar el máximo valor γ_i en las cargas, se aplica la Ecuación 2.2:

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

Ecuación 2.2. Límite del factor de modificación de carga para un valor máximo de γ_i

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

- Cuando es adecuado tomar el mínimo valor γ_i en las cargas, se aplica la Ecuación 2.3:

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

Ecuación 2.3. Límite del factor de modificación de carga para un valor mínimo de γ_i

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

2.2.1.5.1 Ductilidad

El diseño y detalle estructural del puente deben garantizar que se produzcan deformaciones inelásticas y evidentes, durante los estados límite de resistencia y en casos de eventos extremos antes de la falla [5].

- Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_D = \begin{cases} \geq 1.05 & \text{para componentes y conexiones no ductiles} \\ = 1.00 & \text{para diseños y detalles convencionales acorde a las especificaciones} \\ \geq 0.95 & \text{para componentes y conexiones ductiles} \end{cases}$$

- Para los otros estados límite:

$$\eta_D = 1.00$$

2.2.1.5.2 Redundancia

Es la capacidad del sistema estructural de un puente para mantener su integridad y resistir cargas después de haber sufrido daños o fallas en uno o más de sus miembros. La falla o fluencia de un componente no necesariamente resulta en el colapso total de la estructura o sistema [5].

- Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_R = \begin{cases} \geq 1.05 & \text{para componentes no redundantes} \\ = 1.00 & \text{para niveles de redundancia convencionales} \\ \geq 0.95 & \text{para miembros redundantes} \end{cases}$$

- Para los demás estados límite:

$$\eta_R = 1.00$$

2.2.1.5.3 Importancia Operacional

La tarea de clasificar la importancia de un puente debe ser llevada a cabo por las autoridades responsables de las redes de transporte que estén involucradas, y además que tengan conocimiento de las necesidades operativas del puente [5].

- Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_I = \begin{cases} \geq 1.05 & \text{para puentes críticos o esenciales} \\ = 1.00 & \text{para puentes típicos} \\ \geq 0.95 & \text{para puentes relativamente menos importantes} \end{cases}$$

- Para los demás estados límite:

$$\eta_I = 1.00$$

Los puentes críticos o esenciales se definen como los que deben permanecer abiertos al tráfico después de un evento de extremo, una vez se hayan inspeccionado. Por lo que deben ser capaces de movilizar vehículos para salvaguardar la salud, economía, defensa y seguridad inmediatamente después de un evento extremo [5]. Adicionalmente los puentes esenciales deben cumplir lo mencionado anteriormente inmediatamente después de un

temblor con un periodo de recurrencia de 1000 años, mientras que para los críticos un periodo de recurrencia de 2500 años [18].

2.2.2 Cargas

Las cargas en puentes se categorizan como permanentes o transitorias, con estas últimas divididas en tres categorías: de tráfico, de entorno y debido a eventos extremos [11].

2.2.2.1 Carga muerta (DC y DW)

Los pesos unitarios por usarse en los cálculos se encuentran en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Peso de materiales para el cálculo de carga muerta

Material	Peso Unitario kN/m ³
Acero	78.50
Asfalto Bituminoso	22.00
Arena Húmeda	16.00
Arena Saturada	18.00
Arena Seca	14.50
Arena de Pómez Seca	7
Bloque Hueco de Hormigón	12.00
Bloque Hueco de Hormigón Alivianado	8.50
Grava (Canto Rodado)	16.00
Grava Húmeda	20.00
Grava Seca	15.50
Hormigón Armado	24.00
Hormigón Simple	22.00
Ripio Húmedo	20.00
Ripio Seco	16.00
Mortero 1:3 a 1:5	20
Aluminio	27
Ladrillo Artesanal	16
Gravilla Seca	15.5
Gravilla Húmeda	20

Fuente: NEC15 y NEC-SE-CG, 2015 [19]

DC simboliza la carga muerta de los componentes no estructurales y estructurales, las cargas muertas asociadas con los puentes tipo viga-losa comprenden componentes simples y compuestos, típicamente llamados DC₁ y DC₂ respectivamente [20].

La carga muerta aplicada a la viga de acero como una sección simple durante la fase construcción, incluye el peso del concreto fresco y de la viga [20].

La carga muerta aplicada a la viga y losa como una sección compuesta incluye, además del hormigón endurecido y el peso de la viga, el peso de los bordillos, barreras, barandillas y aceras que se colocan después del endurecimiento de la losa de hormigón, así como los accesorios de luces, señalización, etc. [20].

DW representa la carga muerta adicional producto de la colocación de la capa de rodadura, capas futuras y cualquier otra utilidad soportada por el puente [20].

2.2.2.2 Carga viva (LL)

LL representa la carga gravitacional vertical debido al tráfico vehicular en la vía, para puentes de pequeña a mediana longitud la carga vehicular es la más significativa.

2.2.2.2.1 Factor de impacto (IM)

Ya que las cargas por tráfico vehicular no son estáticas, el factor de impacto IM se incorpora en los efectos de carga viva producidos por el tándem o camión de diseño para representar el movimiento de los vehículos, este factor es igual a $1+IM$ [5], donde IM es igual a :

- 0.15 para el estado límite de fatiga
- 0.33 para los demás estados límite
- 0.75 para el diseño de juntas del tablero

2.2.2.2.2 Factor de presencia múltiple

Para los estados límite diferentes del de fatiga, se debe considerar múltiples carriles cargados al mismo tiempo, esta evento se contempla con el uso de un factor de presencia múltiple (m), que va disminuyendo a medida que se encuentran más carriles cargados [5] como se puede observar en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Factor de presencia múltiple

Número de Carriles Cargados	Factor de presencia múltiple m
1	1.2
2	1
3	0.85
4 o más	0.65

Fuente: AASHTO 3.6.1.1.2-1, 2020 [5]

2.2.2.2.3 Camión de diseño

La carga viva vehicular básica para puentes según la AASHTO LRFD 2020 [5] es la HL-93, esta consta de la unión de un tándem o camión de diseño y una carga de carril. Para el caso de Ecuador se usa el camión HL-93 con un aumento de carga del 37.8%, como resultado se tiene el camión de diseño de la Figura 2.3 .

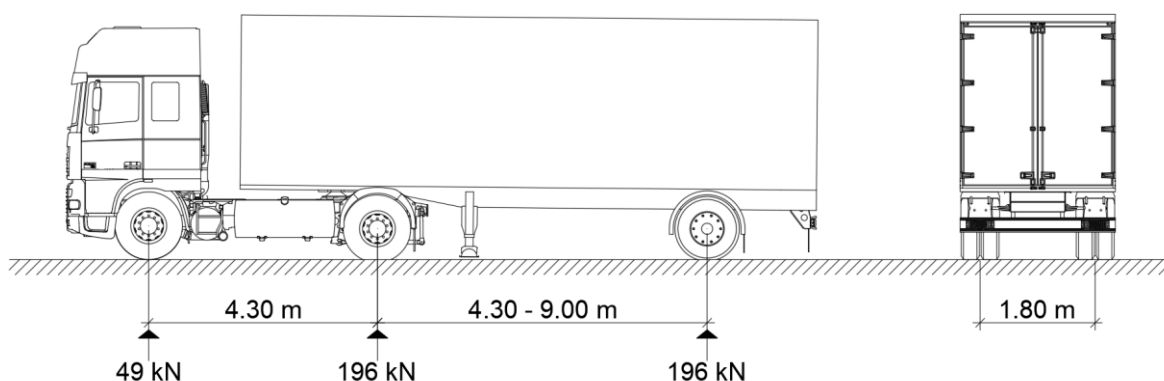


Figura 2.3. Camión de diseño
Fuente: Autoría Propia

2.2.2.2.4 Tándem de diseño

Consta de dos ejes cargados con 125 kN cada uno y separados 1.2 m entre sí. Se debe considerar el factor de impacto [5]. Para el caso de Ecuador se usa el tándem de la AASHTO con un aumento de carga del 37.8%. En la Figura 2.4 se muestra tándem de diseño.

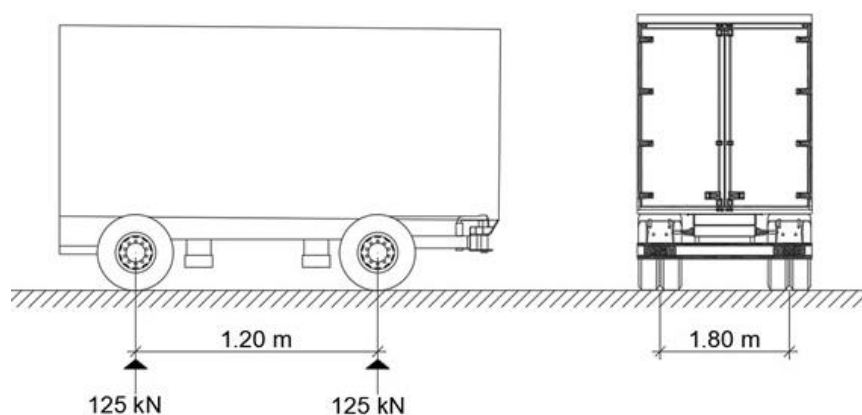


Figura 2.4. Tándem de diseño
Fuente: Autoría Propia

2.2.2.2.5 Carril de diseño

Consiste en una carga uniformemente distribuida de 9.3 kN/m longitudinalmente a lo largo del puente. En la dirección transversal, se asume una distribución uniforme en un ancho de 3 m. La Figura 2.5 ilustra el carril de diseño utilizado. No se considera el factor de impacto [5].

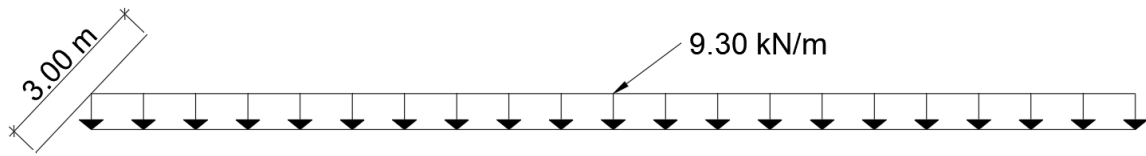


Figura 2.5. Carril de diseño
Fuente: Autoría Propia

2.2.2.2.6 Aplicación de la carga viva vehicular de diseño

Se debe considerar la sollicitación más grande de los siguientes casos:

- El carril de diseño junto con el tándem o camión de diseño, cualquiera que produzca el efecto más grande.
- Entre puntos de momento cero (contraflexión de momentos bajo carga uniforme) y para reacciones en pilares interiores, el 90% del efecto de dos camiones de diseño con una distancia mínima de 15 m entre el eje trasero de un camión y el eje delantero del otro, la separación entre ejes del camión debe ser de 4.3 m, a esto se le suma un 90% de la carga de carril. Los dos camiones deben ser ubicados en vanos adyacentes para producir un efecto máximo.

2.2.2.2.7 Carga de fatiga

Debe aplicarse un camión de diseño con sus ejes separados 9 m entre sí. En este caso, se considera el factor de impacto, pero no el de presencia múltiple.

El estado límite para el cual se aplica esta carga está definido en términos de ciclos acumulados de carga, esta debe ser especificada junto con una frecuencia de ocurrencia. La frecuencia debe ser tomada como el tráfico de camiones diario promedio en un carril ($ADTT_{SL}$).

Si no se cuenta con información del ($ADTT_{SL}$), esté puede tomarse según la **Ecuación 2.4.**

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

Ecuación 2.4. Camiones promedio por día en un carril

Fuente: AASHTO 3.6.1.4.2-1, 2020 [5]

Tabla 2.3. Porción de camiones en un carril

Número de Carriles Disponibles para Camiones	p
1	1
2	0.85
3 o más	0.80

Fuente: AASHTO 3.6.1.4.2-1, 2020 [5]

El valor de ADTT puede ser determinado usando el tráfico vehicular diario que incluye todo tipos de vehículos ADT, para ello se multiplica por un factor de camiones en el tráfico especificado en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4. Porción de camiones en el tráfico

Tipo de vía	Porción de Camiones en el Tráfico
Rural	0.20
Urbana	0.15
Otras urbanas	0.15
Otras rurales	0.10

Fuente: AASHTO C3.6.1.4.2-1, 2020 [5]

2.2.2.2.8 Carga peatonal

Se debe aplicar una carga de 3.6 kN/m² a las aceras cuyo ancho sea mayor a 0.6 m y considerarla juntamente con la carga vehicular de diseño, si los vehículos pueden subirse a la acera, esta carga no se debe considerar simultáneamente. En el caso de que se planea remover la acera en un futuro, la carga viva vehicular debe ser aplicada a 0.3 m desde el borde de la cubierta del puente (cara interna de la barrera) para el diseño del voladizo de la losa, y 0.6 m desde el borde de la cubierta del puente para el diseño del resto de componentes.

No se considera el factor de impacto.

2.2.2.2.9 Carga sobre baranda peatonal

Para el diseño de las barandillas peatonales, se debe considerar una carga viva de diseño de 0.73 kN/m actuando simultáneamente en sentido longitudinal como transversal. En adición los elementos horizontales de la baranda deben contemplar en su diseño una carga puntual de 0.89 kN en la parte de arriba juntamente con cargas adicionales.

Los elementos verticales de las barandillas peatonales deben ser diseñados para soportar una carga viva puntual transversal al centro del elemento horizontal más alto. Para barandillas con una altura mayor a 1.5 m, la carga se aplica a una altura de 1.5 m sobre la superficie de la acera. La carga viva concentrada se calcula con la Ecuación 2.5.

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

Ecuación 2.5. Carga viva concentrada sobre barandillas

Fuente: AASHTO 13.8.2-1, 2020 [5]

2.2.2.2.10 Carga sobre baranda para ciclistas

En el caso de que sea necesario, se debe considerar el uso de barandas para ciclistas para su protección. Si la baranda excede los 1.4 m de altura sobre la losa, las cargas de diseño deben ser definidas por el proyectista, de lo contrario se aplicará las consideraciones de cargas mencionadas para las barandillas peatonales.

2.2.2.2.11 Carga de fuerza de frenado (BR)

Los efectos del frenado ocurren en el tablero del puente cuando los vehículos disminuyen la velocidad. La fuerza producida se coloca a 1.8 metros por arriba de la superficie del tablero y está ubicada en todos los carriles en la misma dirección. El valor más alto entre los siguientes criterios determina la fuerza de diseño [5].

- 25% del peso de los ejes del camión o tándem de diseño
- 5% del camión de diseño y la carga del carril
- 5% del tándem de diseño y la carga del carril

No se requiere aplicar el factor de impacto, pero sí el de presencia múltiple.

2.2.2.2.12 Carga de fuerza centrífuga (CE)

Las fuerzas centrífugas ocurren cuando el tráfico se mueve en un puente que tiene una curvatura en planta, esta es una fuerza horizontal impartida al puente y es aplicada transversalmente a la dirección de movimiento 1.8 metros sobre la superficie del tablero [11]. Está dado por la Ecuación 2.6.

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

Ecuación 2.6. Fuerza centrífuga

Fuente: AASHTO 3.6.3-1, 2020 [5]

No se requiere aplicar el factor de impacto, pero sí el de presencia múltiple.

2.2.2.2.13 Carga de colisión (CT)

Para subestructuras localizadas a menos de 9 m del borde de la vía, y que no cuente con una barrera independiente diseñada para contener la colisión de un vehículo, los componentes deben ser diseñados para resistir dicha colisión. La carga de diseño consiste en una fuerza de 2670 kN, asumido que actúa en una dirección de 0 a 15° grados respecto del borde del pavimento en un plano horizontal, a una distancia de 0.6 a 1.5 m sobre la superficie. Dentro de este rango se escoge la que produzca un cortante o momento más crítico en la subestructura.

2.2.2.3 Cargas de viento (WS y WL)

La carga de viento sobre las estructuras (WS) se asume que se distribuye de manera uniforme sobre el área en contacto con el viento, esta debe ser el producto del área en contacto por la presión del aire, la velocidad de diseño corresponde a una ráfaga de viento de 3 segundos a 10 m sobre la superficie [5].

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

Ecuación 2.7. Presión de diseño por viento

Fuente: AASHTO 3.8.1.2.1-1, 2020 [5]

El factor K_z se divide en tres categorías de acuerdo con la rugosidad del suelo de la manera siguiente:

Tabla 2.5. Coeficiente K_z para diferentes valores de altura

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 C3.8.1.2.1-1, 2020 [5]

- Categoría “B” se refiere a zonas urbanas y suburbanas, áreas con muchos árboles y terrenos con múltiples obstáculos contiguos.
- Categoría “C” se refiere a terrenos abiertos con obstrucciones dispersas con una altura menor a 10 m, campos abiertos y pastizales.
- Categoría “D” se refiere a superficies planas, sin obstrucciones y cuerpos de agua.

Para el caso de puentes tipo viga-losa con un vano simple menor a 45 m y una altura menor a 10 m sobre la superficie, la carga por viento (WL) puede ser tomada como una fuerza en movimiento interrumpible con un valor de 1.45 kN/m actuando de manera transversal, a 1.8 m sobre la superficie de la losa y de 0.6 kN/m de manera longitudinal [5].

2.2.2.4 Carga de sismo (EQ)

El puente debe ser diseñado para tener una pequeña expectativa de colapso, pero puede soportar daños importantes. Su funcionamiento puede interrumpirse cuando se enfrenta a sismos que tienen una probabilidad de excedencia del 7% en una vida útil de 75 años, lo que resulta en un periodo de recurrencia de 1000 años [5].

2.2.2.4.1 Zonificación sísmica

El procedimiento establecido por la NEC-15 para determinar la fuerza sísmica toma en cuenta un mapa de zonificación sísmica para el diseño con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años por lo que no es aplicable para puentes según los requerimientos de la AASHTO. En la Figura 2.6 se puede observar el nivel de peligro requerido por la NEC para construcciones normales ($T_r=475$ años) [21], este se elaboró con la base de datos del Instituto Geofísico del Escuela Politécnica Nacional.

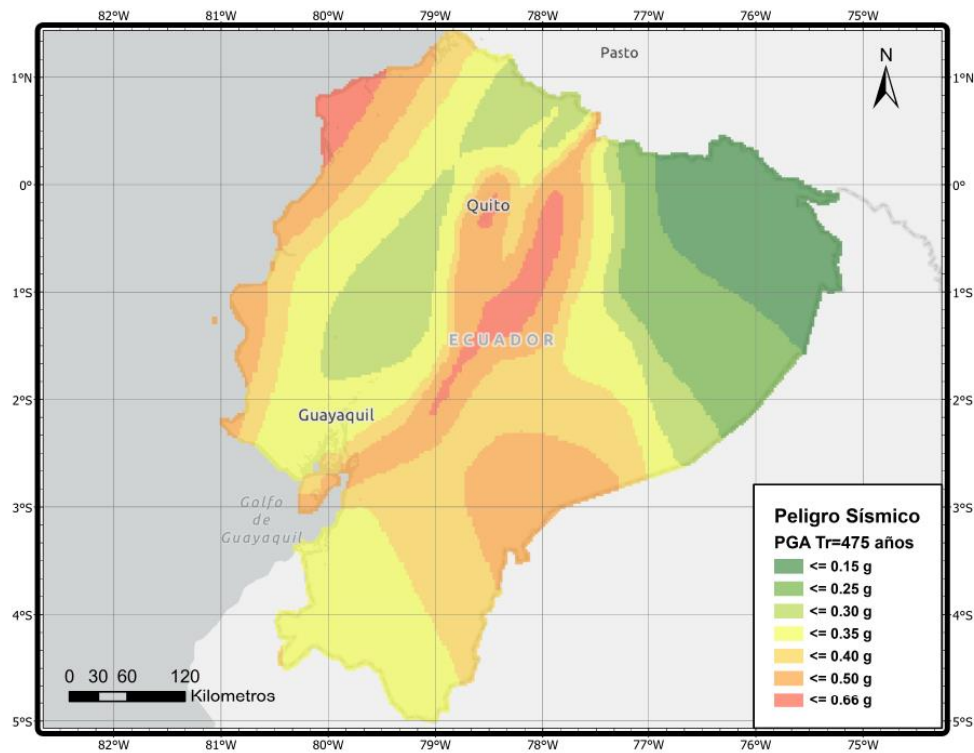


Figura 2.6. Mapa de zonificación sísmica para un período de retorno de 475 años

Fuente: Autoría Propia

En base al PGA de la Figura 2.6, que esta función de la gravedad se fija una categoría de acuerdo con la Tabla 2.6.

Tabla 2.6. Zona sísmica en función de la aceleración

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Aceleración (PGA)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
Caracterización del Peligro Sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-15 y NEC-SE-DS, 2015 [5]

2.2.2.4.2 Clasificación de sitio

El comportamiento del puente durante un temblor está altamente condicionado por las características del suelo del lugar. El tipo de suelo puede amplificar el efecto del sismo en las capas adyacentes por lo que es necesario clasificar el sitio de acuerdo con el perfil de suelo que se tiene.

El sitio en el que se ubicará el puente debe ser clasificado de acuerdo con la Tabla 2.7. Para la clasificación se utilizan parámetros relacionados a la velocidad de onda de corte, ensayos de penetración estándar (SPT) o resistencias a corte no drenadas.

Tabla 2.7. 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: $760 \text{ m/s} < v_s < 1500 \text{ m/s}$
C	Suelo muy denso y roca con: $366 \text{ m/s} < v_s < 660 \text{ m/s}$ o con $N > 50$ golpes/ft, o $s_u > 96 \text{ kPa}$
D	Suelo rígido con: $180 \text{ m/s} < v_s < 366 \text{ m/s}$, o con $15 < N < 50$ golpes/ft o $48 \text{ kPa} < s_u < 96 \text{ kPa}$
E	Perfil de suelo con: $180 \text{ m/s} < v_s$ o con $N < 15$ golpes/ft o $s_u < 48 \text{ kPa}$ o cualquier perfil con más de 3 m de arcilla suave definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40\%$ y $s_u < 24 \text{ kPa}$
F	Suelo que requiere una evaluación específica como: Turberas o arcillas orgánicas (espesor $> 3 \text{ m}$ de turba arcilla altamente orgánica) Arcilla altamente plástica (espesor $> 8 \text{ m}$ con $PI > 75$) Arcillas suaves o semirrígidas muy gruesas (espesor $> 37 \text{ m}$)

Fuente: AASHTO 3.10.3.1-1, 2020 [5]

2.2.2.4.3 Curva de peligro sísmico

Las estructuras de ocupación especial, debido a su importancia estratégica y función crítica, requieren niveles más altos de resistencia y capacidad para soportar eventos sísmicos.

Para el cálculo del valor de PGA con un período de retorno diferente del indicado en el mapa de zonificación sísmica, se puede usar las curvas de peligro sísmico de la NEC-SE-DS [22] que se encuentran disponibles para las diferentes provincias del Ecuador, un ejemplo de esta curva se encuentra en Figura 2.7, aquí se establece una probabilidad de excedencia aproximadamente igual a 0.001 correspondiente a un tiempo de retorno de 1000 años requerido por la AASHTO, de la curva se puede obtener los diferentes valores de aceleración en función de la gravedad para los diferentes periodos requeridos para construir el espectro de respuesta de diseño.

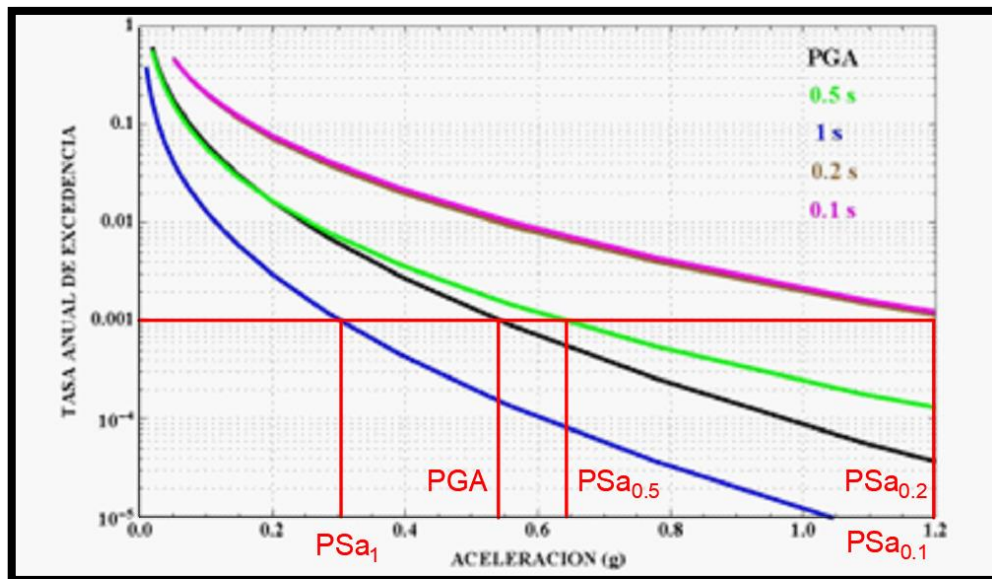


Figura 2.7. Curva de peligro sísmico para Quito
Fuente: NEC-15 y NEC-SE-DS, 2015 [5]

2.2.2.4.4 Factor de modificación de respuesta (R)

La norma AASHTO establece que no es económico proyectar un puente para resistir sismos de manera elástica. Por lo que se asume deformaciones inelásticas en los componentes cuando la fuerza sísmica excede los niveles de diseño, esto se logra dividiendo los efectos causados por un análisis elástico, para un factor R. En el caso de conexiones es más pequeño que el indicado para los miembros de la subestructura con el fin de proteger la estabilidad del puente bajo eventos extremos, la aplicación del factor R en las conexiones y juntas de expansión resulta en un aumento de fuerza [5]. En la Tabla 2.8 se detalla los factores de modificación de respuesta establecidos por la AASHTO.

Tabla 2.8. Factores de modificación de respuesta (R)

Subestructura	Categoría Operacional		
	Crítico	Esencial	Otros
Pilar tipo muro	1.5	1.5	2
Caballote de pilote de hormigón			
Solo pilotes verticales	1.5	2	3
Con pilotes inclinados	1.5	1.5	2
Caballote con una columna	1.5	2	3
Caballote de pilotes de acero, hormigón o sección compuesta			
Solo pilotes verticales	1.5	3.5	5
Con pilotes inclinados	1.5	2	3
Caballote de varias columnas	1.5	3.5	5
Conexiones			
Superestructura a los estribos		0.8	
Juntas de expansión en el vano de la superestructura		0.8	
Columnas, pilares o caballotes de pilotes a viga de cabezales o superestructura		1	
Columnas o pilares a cimentaciones		1	

Fuente: AASHTO 3.10.7.1, 2020 [5]

2.2.2.4.5 Cálculo de la fuerza sísmica de diseño en conexiones

En el caso de puentes simplemente apoyados, indiferentemente de la zona en que estén ubicados, la carga sísmica mínima que se debe aplicar a conexiones está dada por la siguiente expresión:

$$A_s = F_{pga} \cdot PGA$$

Ecuación 2.8. Coeficiente de aceleración pico modificado por el factor de sitio de periodo corto

Fuente: AASHTO 3.10.9.1, 2020 [5]

El valor de F_{pga} se puede obtener de la Tabla 2.9.

Tabla 2.9. Factor de sitio (F_{pga}) en el periodo cero del espectro de aceleración

Clase de Sitio	Coeficiente de Aceleración Pico del Suelo (PGA)				
	PGA<0.10	PGA=0.20	PGA<0.30	PGA<0.40	PGA>0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	*	*	*	*	*

Fuente: AASHTO 3.10.3.2-1, 2020 [5]

2.2.2.4.6 Espectro de respuesta de diseño

Para un amortiguamiento del 5%, el espectro de diseño se realiza teniendo en cuenta la Figura 2.8.

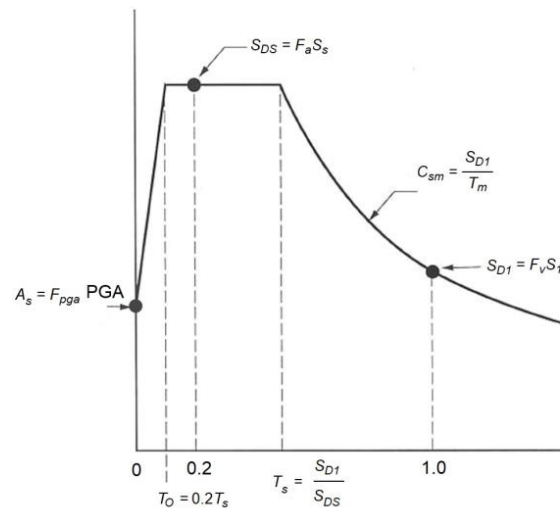


Figura 2.8. Espectro de respuesta de diseño

Fuente: AASHTO 3.10.4.1-1, 2020 [5]

El valor de A_s ya se definió en el literal 2.2.2.4.5, mientras que para los demás valores se utiliza la Tabla 2.10, Tabla 2.11.

Tabla 2.10. 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)				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s > 1.25$
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	*	*	*	*	*

Fuente: AASHTO 3.10.3.2-2, 2020 [5]

Tabla 2.11. 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)				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
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	*	*	*	*	*

Fuente: AASHTO 3.10.3.2-3, 2020 [5]

En el caso de las aceleraciones espectrales para determinados periodos se usa la Figura 2.7.

- Para periodos menores o iguales a T_0 el coeficiente de sismo elástico (C_{sm}) se calcula con la Ecuación 2.10.

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

Ecuación 2.9. Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal en un periodo = 0.2s modificado por el factor de sitio de periodo corto

Fuente: AASHTO 3.10.4.2-3, 2020 [5]

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \cdot \left(\frac{T_m}{T_0} \right)$$

Ecuación 2.10. Coeficiente de respuesta sísmico elástico para periodos menores o iguales a T_0

Fuente: AASHTO 3.10.4.2-1, 2020 [5]

- Para periodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s , el coeficiente de sismo elástico (C_{sm}) se calcula con la Ecuación 2.11.

$$C_{sm} = S_{DS}$$

Ecuación 2.11. Coeficiente de respuesta sísmico elástico para mayores periodos o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s

Fuente: AASHTO 3.10.4.2-4, 2020 [5]

- Para periodos mayores a T_s , el coeficiente de sismo elástico (C_{sm}) se calcula con la Ecuación 2.13.

$$S_{D1} = F_v \cdot S_1$$

Ecuación 2.12. Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal en un periodo = 1s modificado por el factor de sitio de periodo largo

Fuente: AASHTO 3.10.4.2-6, 2020 [5]

$$C_{sm} = S_{D1}/T_m$$

Ecuación 2.13. Coeficiente de respuesta sísmico elástico para mayores periodos mayores a T_s

Fuente: AASHTO 3.10.4.2-5, 2020 [5]

2.2.3 Combinaciones de carga

Para un puente tipo viga-losa típico es necesario evaluar los estados límite de resistencia I, III y V. Para la variante de vigas de acero también aplica los estados límite de servicio I y II [11]. A continuación, se describe cada estado límite a utilizar:

- **Resistencia I:** tráfico vehicular normal sin considerar cargas de viento.
- **Resistencia II:** relacionado con el uso de vehículos de medidas y cargas especiales, sin aplicar cargas de viento.
- **Resistencia III:** carga de viento de diseño máxima sobre el puente sin tráfico vehicular.
- **Resistencia IV:** apropiado para puentes en los que domina la carga muerta sobre la superestructura del puente.
- **Resistencia V:** relacionada al uso vehicular normal con una velocidad de viento de 36 m/s.
- **Servicio I:** toma en cuenta un escenario de funcionamiento ordinario con una velocidad de viento igual a 31 m/s y sin aplicar factores de carga adicionales.

- **Servicio II:** destinado a regular la fluencia de los componentes de acero y el desplazamiento en conexiones propensas a deslizamiento ocasionado por la carga dinámica de los vehículos.
- **Servicio III:** relacionado al análisis longitudinal de tracción en superestructuras de concreto pretensado con el propósito de supervisar el agrietamiento y tracción en el alma de las vigas de concreto.
- **Servicio IV:** relacionado únicamente a la tracción en columnas de concreto pretensado para llevar a cabo un control de fisuras.
- **Fatiga I:** relacionado a un lapso infinito de fatiga inducida por carga, aplicado en puentes con un tráfico vehicular alto.
- **Fatiga II:** relacionado a un lapso finito de fatiga inducida por carga, aplicado en puentes con un tráfico vehicular bajo.
- **Evento Extremo I:** se aplica la carga por sismo con prevención de colapso.
- **Evento Extremo II:** relacionado a cargas de hielo, impacto de embarcaciones y vehículos, inspecciones de inundaciones y eventos hidráulicos específicos con una carga dinámica minimizada.

Para las cargas y estados límite ya mencionados se tiene las combinaciones de carga con sus respectivos factores en las siguientes tablas:

Tabla 2.12. Factores de carga para el estado límite de resistencia

Estado Límite	DC	DD	DW	EH	EV	ES	EL	PS	CR	SH	LL	IM	CE	BR	PL	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	
Resistencia I	γ_p	1.75	1	-	-	1	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}															
Resistencia II	γ_p	1.35	1	-	-	1	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}															
Resistencia III	γ_p	-	1	1	-	1	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}															
Resistencia IV	γ_p	-	1	-	-	1	0.5/1.2	-	-															
Resistencia V	γ_p	1.3	1	1	1	1	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}															

Fuente: AASHTO , 2020 [5]

Tabla 2.13. Factores de carga para el estado límite de servicio

	DC	DD	DW	EH	EV	ES	EL	PS	CR	SH	LL	IM	CE	BR	PL	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	
Servicio I	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}
Servicio II	1	1.3	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1	γ_{LL}	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}
Servicio IV	1	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1/1.2	-	1

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

Tabla 2.14. Factores de carga para el estado límite de evento extremo

	DC	DD	DW	EH	EV	ES	EL	PS	CR	SH	LL	IM	CE	BR	PL	LS	WA	FR	EQ	BL	IC	CT	CV	
Evento Extremo I	1	γ_{EQ}	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	1	-	-	-	-	-
Evento Extremo II	1	0.5	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	-	1	1	1	1	1

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

Tabla 2.15. Factores de carga para el estado límite de fatiga

Estado Límite	LL	IM	CE
Fatiga I	1.75		
Fatiga II	0.8		

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

Además, para la carga muerta se tiene los siguientes factores de carga variable en la Tabla 2.16.

Tabla 2.16. Factores de carga variable

Carga y Estado Límite	Máximo γ_p	Mínimo γ_p
DC- Resistencia I, II, III, V	1.25	0.9
DC- Resistencia IV	1.5	0.9
DW	1.5	0.65

Fuente: AASHTO, 2020 [5]

El factor de carga γ_{EQ} del estado límite de evento extremo I debe ser determinado en base a las especificaciones del proyecto.

2.3 Diseño preliminar del puente

2.3.1 Predimensionamiento de losa

Al menos que sea aprobado por el dueño, el peralte de la losa de hormigón excluyendo cualquier superficie de mejoramiento no debe ser menor a 18 cm según el numeral 9.7.1.1 de la AAHSTO. Además, para el caso de volados de losa que soportan barreras de concreto según el numeral 13.7.3.1.2 de la AASHTO [5], el espesor mínimo es de 20 cm. Así, se puede asumir un peralte de 20 cm para todos los segmentos de la losa.

El diseño de la losa se adjunta en el ANEXO III, ya que el objetivo principal del presente trabajo es el diseño de las vigas longitudinales junto con los elementos que van anclados a estas como los diafragmas y conectores de corte.

2.3.2 Predimensionamiento de vigas

Se pre dimensionará las vigas en base a requerimientos mínimos dados por la geometría del puente, mas no de cargas o sollicitaciones para ello lo primero que se calcula es la altura total de la viga en base a la Tabla 2.17.

Tabla 2.17. 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	$1.2(S+10)/30$	$(S+10)/30 \geq 0.165 \text{ m}$
	Vigas T	0.070L	0.065L
	Vigas Cajón	0.060L	0.055L
	Vigas para Puentes Peatonales	0.035L	0.033L
Hormigón Pretensado	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 2.5.2.6.3-1, 2020 [5]

Aplicando se obtiene:

- Altura de la viga más losa

$$h_{b+s} = 0.040 \cdot 28 \text{ m} = 1.12 \text{ m}$$

- Altura de la viga

$$D = h_b = 0.033 \cdot 28 \text{ m} = 0.93 \text{ m}$$

Así las medidas iniciales adoptadas son de 1 m de altura de viga, y 1.2 m de altura de viga más losa que coincide con el predimensionamiento de 20 cm de peralte de la losa.

Una vez obtenido la altura se calcula el espesor del alma sin rigidizadores longitudinales con la Ecuación 2.14:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150$$

Ecuación 2.14. Proporción entre altura y espesor del alma

Fuente: AASHTO 6.10.2.1.1-1, 2020 [5]

Aplicando se obtiene:

$$t_w = \frac{1000 \text{ mm}}{150} = 6.67 \text{ mm} \rightarrow 7 \text{ mm}$$

De igual manera para calcular el ancho de las alas asumiendo que sean el mismo para compresión y tensión con la Ecuación 2.15:

$$b_f \geq \frac{D}{6}$$

Ecuación 2.15. Proporción entre altura y ancho del ala

Fuente: AASHTO 6.10.2.2-2, 2020 [5]

Aplicando se obtiene:

$$b_f = \frac{1000 \text{ mm}}{6} = 166.67 \text{ mm} \rightarrow 170 \text{ mm}$$

Estableciendo un acero estructural grado 50 con un módulo de elasticidad $E=200000 \text{ MPa}$ y un esfuerzo de fluencia $F_y=345 \text{ MPa}$ se usan la Ecuación 2.16 y Ecuación 2.17 para calcular el espesor del ala a compresión:

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

Ecuación 2.16. Razón límite ancho-espesor para el ala a compresión

Fuente: AASHTO 6.10.8.2.2-3, 2020 [5]

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Ecuación 2.17. Razón límite ancho-espesor para un ala compacta

Fuente: AASHTO 6.10.8.2.2-4, 2020 [5]

Aplicando se obtiene:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} = 9.15$$

$$t_{fc} = \frac{b_{fc}}{18.3} = \frac{170 \text{ mm}}{18.3} = 9.29 \rightarrow 10 \text{ mm}$$

En el caso del ala a compresión, la losa de concreto ayuda a la viga al funcionar como una sección compuesta, para compensar esto en la zona de tensión se recomienda hacer el ala a tensión 1.5 veces más larga o más gruesa [23] como se indica en la Ecuación 2.18:

$$t_{ft} = 1.5t_{fc}$$

Ecuación 2.18. Relación entre espesor de ala a compresión y tensión

Fuente: Gregory Michaelson, 2016 [23]

Aplicando se tiene:

$$t_{ft} = 1.5 \cdot 10 \text{ mm} = 15 \text{ mm}$$

Así las dimensiones finales de la viga pre dimensionada son:

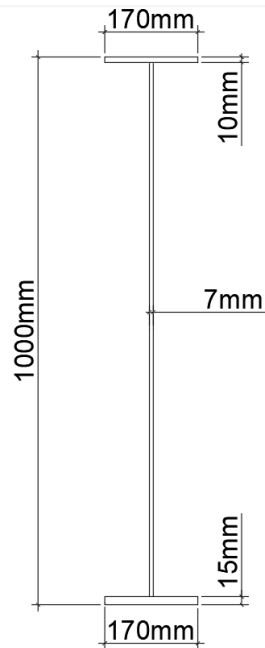


Figura 2.9. Sección de prediseño de las vigas
Fuente: Autoría Propia

2.4 Diseño de vigas interiores y exteriores

2.4.1 Límites proporcionales de la sección transversal

De acuerdo con el literal 6.10.2 de la AASHTO [5], la sección transversal de las vigas debe cumplir con los siguientes requisitos:

- La Ecuación 2.14
- La Ecuación 2.15

$$t_f \geq 1.1t_w$$

Ecuación 2.19. Proporción entre el espesor del ala y del alma

Fuente: AASHTO 6.10.2.2-3, 2020 [5]

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12$$

Ecuación 2.20. Proporción entre el ancho y espesor del ala

Fuente: AASHTO 6.10.2.2-1, 2020 [5]

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$$

Ecuación 2.21. Proporción de inercias del ala a compresión y tensión

Fuente: AASHTO 6.10.2.2-4, 2020 [5]

2.4.2 Factores de distribución de carga viva

Se usan con el propósito de evitar concentrar la carga viva móvil en una sola viga, ya que al estar presente la losa esta distribuye parte de la carga al resto de las vigas, los factores de distribución que se detallan a continuación corresponden al caso de un puente tipo viga-losa donde la losa es de concreto y las vigas de acero.

2.4.2.1 Vigas interiores

Según el artículo 4.6.2.2 de la AASHTO [5], se tiene las siguientes ecuaciones:

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

Ecuación 2.22. Relación entre el módulo elástico del material de la losa y la viga

Fuente: AASHTO 4.6.2.2.1-2, 2020 [5]

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

Ecuación 2.23. Parámetro de rigidez longitudinal

Fuente: AASHTO 4.6.2.2.1-1, 2020 [5]

$$DF_{M1} = 0.06 + \left(\frac{S}{4267}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$$

Ecuación 2.24. Factor de distribución de momento para un carril cargado

Fuente: AASHTO 4.6.2.2.2b-1, 2020 [5]

$$DF_{M2} = 0.075 + \left(\frac{S}{3484}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$$

Ecuación 2.25. Factor de distribución de momento para dos o más carriles cargados

Fuente: AASHTO 4.6.2.2.2b-1, 2020 [5]

$$DF_{V1} = 0.36 + \frac{S}{7620}$$

Ecuación 2.26. Factor de distribución de corte para un carril cargado

Fuente: AASHTO 4.6.2.2.3a-1, 2020 [5]

$$DF_{V2} = 0.2 + \frac{S}{3658} - \left(\frac{S}{10668}\right)^2$$

Ecuación 2.27. Factor de distribución de corte para dos o más carriles cargados

Fuente: AASHTO 4.6.2.2.3a-1, 2020 [5]

2.4.2.2 Vigas exteriores

Además de los factores de distribución calculados por tablas, en el caso de secciones transversales con vigas de acero que cuentan con diafragmas, se aplica un criterio extra donde se asume que la sección se comporta como un cuerpo rígido.

- Para el caso de un carril cargado, tanto para momento como para corte, se aplica la ley de momentos, donde el factor de distribución se obtiene al realizar una sumatoria de momentos en un apoyo (viga interior) asumido como rotula, con la correspondiente carga del carril como se puede ver en la Figura 2.10. Se tiene en cuenta que la distancia entre la cara interior de la barrera y el eje de la llanta es de 0.6 m, así como la distancia entre ejes de llantas de 1.8 m. Es necesario aplicar el factor de presencia múltiple.

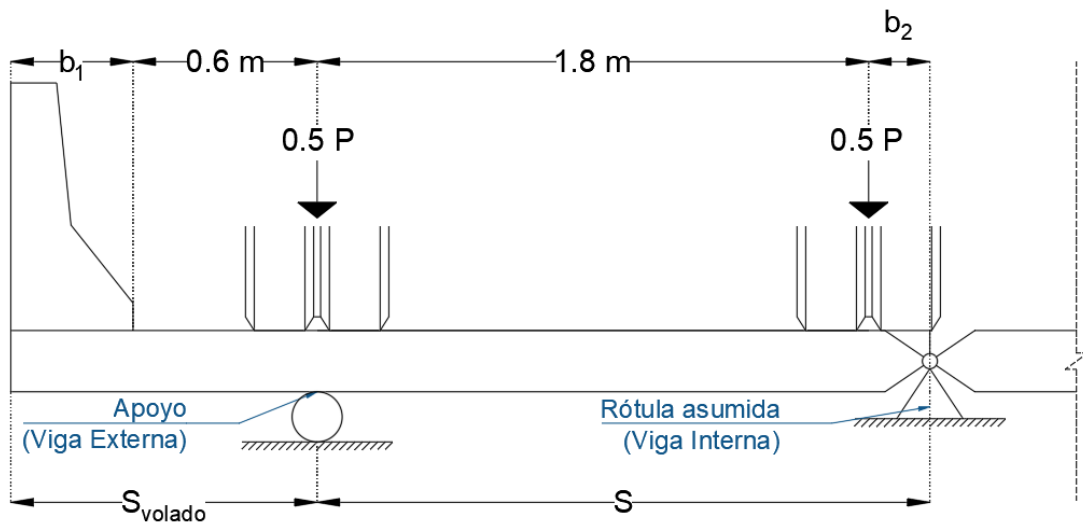


Figura 2.10. Esquema para la aplicación de la ley de momentos

Fuente: Autoría propia

- Para el caso de dos o más carriles cargados se tiene:

$$e_M = 0.77 + \frac{d_e}{2775}$$

Ecuación 2.28. Factor de corrección para momento

Fuente: AASHTO 4.6.2.2.2d-1, 2020 [5]

$$DF_{M2} = e_M \cdot DF_{interior}$$

Ecuación 2.29. Factor de distribución de momento para la viga exterior

Fuente: AASHTO 4.6.2.2.2d-1, 2020 [5]

$$e_v = 0.6 + \frac{d_e}{3050}$$

Ecuación 2.30. Factor de corrección para corte

Fuente: AASHTO 4.6.2.2.3b-1, 2020 [5]

$$DF_{V2} = e_v \cdot DF_{interior}$$

Ecuación 2.31. Factor de distribución de corte para la viga exterior

Fuente: AASHTO 4.6.2.2.3b-1, 2020 [5]

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum_1^{N_L} e}{\sum_1^{N_b} x^2}$$

Ecuación 2.32. Factor de distribución especial de momento en vigas exteriores

Fuente: AASHTO C4.6.2.2.2d-1, 2020 [5]

El esquema para el cálculo de las distancias requeridas en el análisis especial se presenta a continuación, la distancia entre la cara interior de la barrera y el eje de la llanta es de 0.6 m, la distancia entre ejes de llantas de 1.8 m y la distancia entre carriles de 1.2 m.

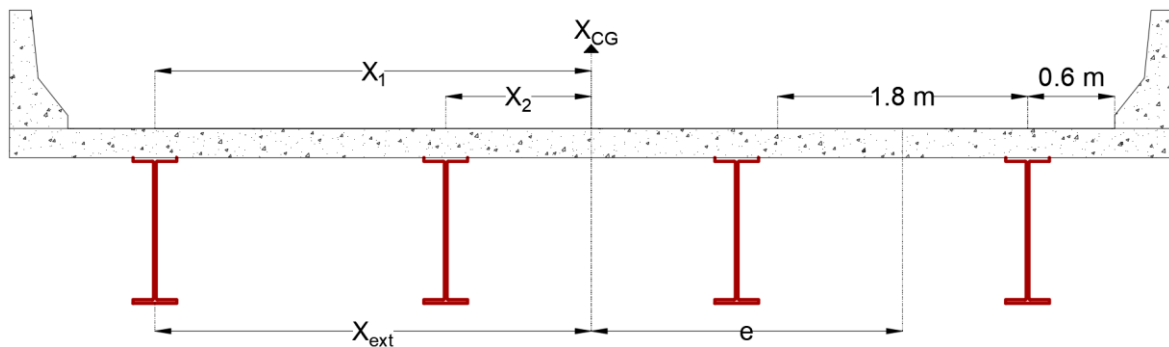


Figura 2.11. Esquema para el análisis especial

Fuente: Autoría propia

En el análisis especial es necesario aplicar el factor de presencia múltiple según el número de carriles cargados en análisis.

Tanto como para corte y momento, se aplica los factores distribución más grandes obtenidos.

2.4.3 Carga viva vehicular

Para obtener el momento y cortante producido por las cargas vehiculares se utiliza el ANEXO II, los resultados obtenidos para el puente en estudio con una longitud total de 28 metros son los siguientes:

Tabla 2.18. Carga vehicular para puente de 28 metros

Solicitud	Estado Límite	Distancia (m)	Carga de Camión o Tándem	Carga de Carril
Momento (kN·m)	Resistencia y Servicio	13.28	2571	910.96
Cortante (kN)	Resistencia y Servicio	Apoyo	396.12	130.43
Momento (kN·m)	Fatiga	12.24	2150.65	-
Cortante (kN)	Fatiga	Apoyo	354.38	-

Fuente: Autoría propia

La sección crítica para el momento está a 13.28 metros del apoyo, esta es generada por el camión, mientras la sección crítica para cortante se encuentra en los apoyos. La carga del carril se obtiene en los mismos puntos críticos.

Posteriormente a estos momentos y cortantes obtenidos para los diferentes casos de carga se aplica el factor de distribución de carga viva y factor de presencia múltiple correspondiente.

2.4.4 Carga muerta

Las cargas que se consideran para el caso de estudio son el peso propio de la losa, vigas, asfalto y de la barrera de concreto. Adicionalmente se considera un peso misceláneo del 5% del peso de las vigas que toma en cuenta los pernos, soldas, diafragmas, etc. También se toma en cuenta la carga generada por los obreros durante la construcción.

La carga muerta está dividida en tres grupos:

- DC_1 se aplica en la viga funcionando en conjunto con la losa o no, tanto en vigas interiores como exteriores.

$$DC_1 = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{obrerros}} + W_{\text{misc}}$$

- DC_2 esta se aplica a las vigas exteriores cuando están funcionando en conjunto con la losa, por lo que no se utiliza en chequeos de constructibilidad.

$$DC_2 = W_{\text{barrera}}$$

- DW se aplica en la viga funcionando en conjunto con la losa tanto en vigas interiores como exteriores, no se utiliza en chequeos de constructibilidad.

$$DW = W_{\text{asf}}$$

2.4.5 Momento de fluencia y plástico (Sección compuesta)

Para el cálculo de estos parámetros se utiliza el apéndice D6 de la AASHTO.

2.4.5.1 Momento Plástico

Ignorando la influencia del acero de refuerzo en la losa, se tiene que calcular las fuerzas plásticas en los elementos como se muestra en la Figura 2.12 de la siguiente manera:

$$P_s = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_s \cdot t_s$$

Ecuación 2.33. Fuerza plástica en la losa

Fuente: AASHTO D6.1-1, 2020 [5]

$$P_c = F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c$$

Ecuación 2.34. Fuerza plástica en el ala a compresión

Fuente: AASHTO D6.1-1, 2020 [5]

$$P_w = F_{yw} \cdot D \cdot t_w$$

Ecuación 2.35. Fuerza plástica en el alma

Fuente: AASHTO D6.1-1, 2020 [5]

$$P_t = F_{yt} \cdot b_t \cdot t_t$$

Ecuación 2.36. Fuerza plástica en el ala a compresión

Fuente: AASHTO D6.1-1, 2020 [5]

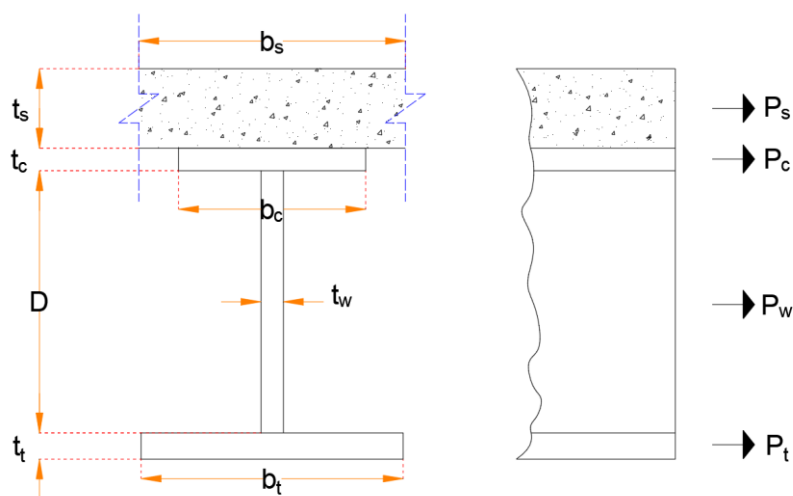


Figura 2.12. Esquema de fuerzas para el cálculo del momento plástico de una viga compuesta

Fuente: Autoría propia

- **Caso 1:** Eje neutro en el alma (Figura 2.13)

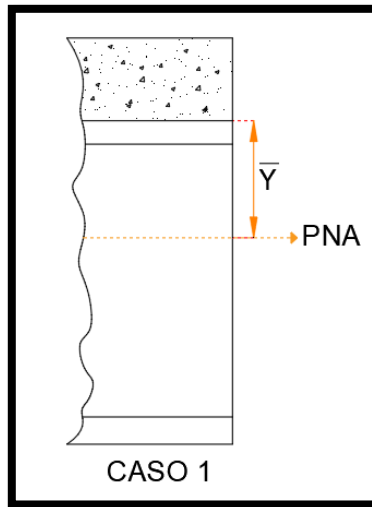


Figura 2.13. Ubicación del eje neutro plástico para el caso 1

Fuente: Autoría propia

$$P_t + P_w \geq P_c + P_s$$

Ecuación 2.37. Condición para eje neutro en el alma

Fuente: AASHTO D6.1-1, 2020 [5]

$$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left(\frac{P_t - P_c - P_s}{P_w} + 1\right)$$

Ecuación 2.38. Ubicación del eje neutro en el alma

Fuente: AASHTO D6.1-1, 2020 [5]

$$M_p = \frac{P_w}{2D} [\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2] + (P_s d_s + P_c d_c + P_t d_t)$$

Ecuación 2.39. Momento plástico cuando el eje neutro está en el alma

Fuente: AASHTO D6.1-1, 2020 [5]

- **Caso 2:** Eje neutro en el ala superior (Figura 2.14)

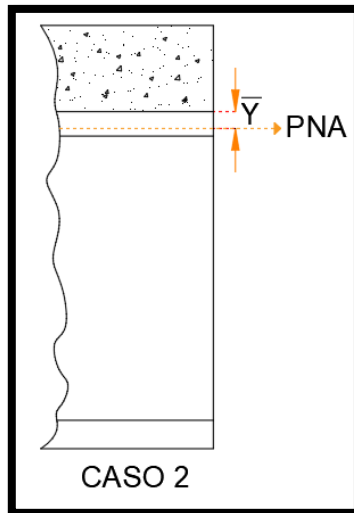


Figura 2.14. Ubicación del eje neutro plástico para el caso 2
Fuente: Autoría propia

$$P_t + P_w + P_c \geq P_s$$

Ecuación 2.40. Condición para eje neutro en el ala superior
Fuente: AASHTO D6.1-1, 2020 [5]

$$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left(\frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1\right)$$

Ecuación 2.41. Ubicación del eje neutro en el alma superior
Fuente: AASHTO D6.1-1, 2020 [5]

$$M_p = \frac{P_c}{2t_c} [\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2] + (P_s d_s + P_w d_w + P_t d_t)$$

Ecuación 2.42. Momento plástico cuando el eje neutro está en el alma
Fuente: AASHTO D6.1-1, 2020 [5]

- **Caso 3:** Eje neutro en la losa, si no se cumple el caso 1 o 2

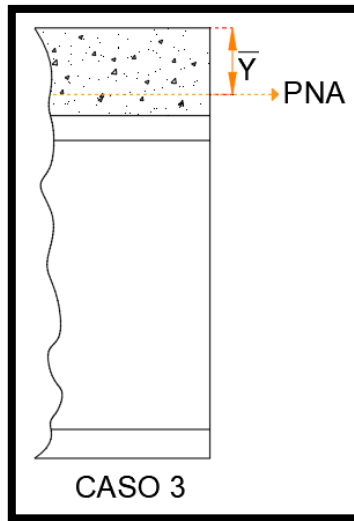


Figura 2.15. Ubicación del eje neutro plástico para el caso 3

Fuente: Autoría propia

$$\bar{Y} = (t_s) \left(\frac{P_c + P_w + P_t}{P_s} \right)$$

Ecuación 2.43. Ubicación del eje neutro en la losa

Fuente: AASHTO D6.1-1, 2020 [5]

$$M_p = \frac{\bar{Y}^2 \cdot P_s}{2t_s} + (P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t)$$

Ecuación 2.44. Momento plástico cuando el eje neutro está la losa

Fuente: AASHTO D6.1-1, 2020 [5]

2.4.5.2 Momento de fluencia

El momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva debe tomarse como la suma de momentos aplicados separadamente a la sección no compuesta, compuesta a corto plazo y a largo plazo.

$$M_{AD} = \left(F_{yf} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) \cdot S_{ST}$$

Ecuación 2.45. Momento aplicado a la sección compuesta a corto plazo que produce la fluencia.

Fuente: AASHTO D6.2.2-1, 2020 [5]

El momento de fluencia debe ser tomado como el mínimo calculado al aplicar el módulo de sección de zona en compresión o tensión en la Ecuación 2.45.

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

Ecuación 2.46. Momento de fluencia de la sección compuesta

Fuente: AASHTO D6.2.2-1, 2020 [5]

2.4.6 Estado límite de resistencia

En el estado límite de resistencia la sección debe satisfacer:

$$M_u + \frac{1}{3} \cdot f_l \cdot S_{xt} \leq \Phi_f \cdot M_n$$

Ecuación 2.47. Condición de flexión en el estado límite resistencia para compuestas en flexión positiva

Fuente: AASHTO 6.10.7.1.1-1, 2020 [5]

$$V_u \leq \Phi_v \cdot V_n$$

Ecuación 2.48. Condición de corte en el estado límite resistencia

Fuente: AASHTO 6.10.9.1-1, 2020 [5]

2.4.6.1 Sección compuesta compacta

Las secciones compuestas en puentes rectos deben cumplir los siguientes requerimientos para ser calificadas como secciones compuestas compactas.

- El esfuerzo máximo de fluencia de las alas es de 485 MPa
- El alma debe satisfacer la Ecuación 2.14
- La sección debe satisfacer la Ecuación 2.49

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Ecuación 2.49. Razón límite del alma para una sección compuesta compacta

Fuente: AASHTO 6.10.6.2.2-1, 2020 [5]

2.4.6.2 Resistencia a flexión nominal de secciones compactas

La resistencia nominal a flexión debe tomarse como:

$$M_n = \begin{cases} M_p, & \text{si } D_p/D_t \leq 0.1 \\ M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right), & \text{si } 0.1 < \frac{D_p}{D_t} \leq 0.42 \\ 0, & \text{si } \frac{D_p}{D_t} > 0.42 \text{ (No permitido)} \\ \leq 1.3 \cdot R_h \cdot M_y & \text{—} \end{cases}$$

Ecuación 2.50. Resistencia a flexión nominal de una sección compuesta compacta

Fuente: AASHTO 6.10.7.1.2, 2020 [5]

2.4.6.3 Requerimiento de ductilidad

Las secciones compactas y no compactas deben cumplir con la Ecuación 2.51, con la intención de proteger a la losa de hormigón de aplastamiento prematuro.

$$\frac{D_p}{D_t} \leq 0.42$$

Ecuación 2.51. Requerimiento de ductilidad

Fuente: AASHTO 6.10.7.3-1, 2020 [5]

2.4.6.4 Resistencia a corte nominal de almas no rigidizadas

La resistencia nominal a corte de almas no rigidizadas debe tomarse como la resistencia a fluencia o pandeo por corte.

$$V_n = V_{cr} = C \cdot V_p$$

Ecuación 2.52. Resistencia corte nominal de almas no rigidizadas

Fuente: AASHTO 6.10.9.2-1, 2020 [5]

$$V_p = 0.58F_{yw} \cdot D \cdot t_w$$

Ecuación 2.53. Fuerza plástica de corte

Fuente: AASHTO 6.10.9.2-1, 2020 [5]

El valor de C se debe calcular de acuerdo con la relación entre la altura del alma y su espesor como se indica en la Ecuación 2.54.

$$C = \begin{cases} 1, & \text{Si } \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} \\ \frac{1.12 \cdot t_w}{D} \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}}, & \text{Si } 1.12 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} \\ \frac{1.57 \cdot t_w^2}{D^2} \cdot \frac{E \cdot k}{F_{yw}}, & \text{Si } \frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} \end{cases}$$

Ecuación 2.54. Valor de C

Fuente: AASHTO 6.10.9.3.2, 2020 [5]

El valor de k es un coeficiente de pandeo por corte que toma un valor de 5 para almas no rigidizadas.

2.4.7 Constructibilidad

Se debe considerar la constructibilidad de los componentes de acero en la superestructura durante las etapas críticas de construcción.

En el estado límite de resistencia la sección debe satisfacer:

$$f_{bu} + \frac{1}{3} \cdot f_l \leq \Phi_f \cdot F_{nc}$$

Ecuación 2.55. Condición de flexión en el estado límite resistencia para secciones no compuestas

Fuente: AASHTO 6.10.7.1.1-1, 2020 [5]

2.4.7.1 Resistencia a flexión del ala a compresión

2.4.7.1.1 Resistencia al pandeo local del ala a compresión

La resistencia al pandeo local del ala a compresión debe ser tomada como:

$$F_{nc(FLB)} = \begin{cases} R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}, & \text{si } \lambda_f \leq \lambda_{pf} \\ \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right], & \text{otros} \end{cases}$$

Ecuación 2.56. Resistencia al pandeo local

Fuente: AASHTO 6.10.8.2.2, 2020 [5]

$$R_b = \begin{cases} 1, & \text{si } \frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_{rw} \\ 1 - \frac{a_{wc}}{1200 + 300 \cdot a_{wc}}, & \text{otro} \end{cases}$$

Ecuación 2.57. Factor de pérdida de carga en el alma

Fuente: AASHTO 6.10.1.10.2, 2020 [5]

$$4.6 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq \lambda_{rw} = \left(3.1 + \frac{5}{a_{wc}}\right) \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Ecuación 2.58. Límite de esbeltez para un alma no compacta

Fuente: AASHTO 6.10.1.10.2, 2020 [5]

$$a_{wc} = \frac{2D_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}}$$

Ecuación 2.59. Proporción de dos veces el área del alma al área del ala en compresión

Fuente: AASHTO 6.10.1.10.2, 2020 [5]

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

Ecuación 2.60. Razón ancho-espesor para el ala a compresión

Fuente: AASHTO 6.10.8.2.2-4, 2020 [5]

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Ecuación 2.61. Razón límite espesor-ancho para un ala compacta

Fuente: AASHTO 6.10.8.2.2-4, 2020 [5]

$$\lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Ecuación 2.62. Razón límite espesor-ancho para un ala no compacta

Fuente: AASHTO 6.10.8.2.2-5, 2020 [5]

$$F_{yr} = \min(0.7 \cdot F_{yc}, F_{yw}) > 0.5 \cdot F_{yc}$$

Ecuación 2.63. Esfuerzo en el ala a compresión al inicio de la fluencia nominal

Fuente: AASHTO 6.10.8.2.2, 2020 [5]

2.4.7.1.2 Resistencia al pandeo lateral-torsional del ala a compresión

Para longitudes no arriostradas en cuales los miembros son prismáticos la resistencia al pandeo lateral-torsional del ala a compresión debe tomarse como:

$$F_{nc(LTB)} = \begin{cases} R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} & \text{Si } L_b \leq L_p \\ C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \cdot R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} \leq R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} & \text{Si } L_p < L_b \leq L_r \\ F_{cr} \leq R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} & L_b > L_r \end{cases}$$

Ecuación 2.64. Resistencia al pandeo lateral-torsional

Fuente: AASHTO 6.10.8.2.3, 2020 [5]

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{D_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}} \right)}}$$

Ecuación 2.65. Radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional

Fuente: AASHTO 6.10.8.2.3-9, 2020 [5]

$$L_p = r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Ecuación 2.66. Límite de longitud no arriostrada para alcanzar la resistencia a flexión de

$$R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}$$

Fuente: AASHTO 6.10.8.2.3-4, 2020 [5]

$$L_r = \pi \cdot r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}$$

Ecuación 2.67. Límite de longitud no arriostrada para alcanzar el inicio de la fluencia nominal

Fuente: AASHTO 6.10.8.2.3, 2020 [5]

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot R_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2}$$

Ecuación 2.68. Esfuerzo lateral-torsional elástico

Fuente: AASHTO 6.10.8.2.3, 2020 [5]

2.4.7.2 Resistencia a flexión del ala a tensión

La resistencia a flexión nominal del ala a tensión debe ser tomada como:

$$F_{nt} = R_h \cdot F_{yt}$$

Ecuación 2.69. Resistencia nominal a flexión del ala a tensión

Fuente: AASHTO 6.10.8.3-1, 2020 [5]

En las secciones donde el momento de fluencia en el ala tensión (M_{yt}) es mayor que en el ala compresión (M_{yc}) la Ecuación 2.69 no se aplica, por lo que no es necesario comprobar la fluencia en el ala a tensión.

2.4.7.3 Resistencia a flexión del alma

2.4.7.3.1 Resistencia al pandeo flexural del alma

La resistencia nominal al pandeo flexural del alma debe tomarse como:

$$F_{crw} = \frac{0.9 \cdot E \cdot k}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \leq \min\left(R_h \cdot F_{yc}, \frac{F_{yw}}{0.7}\right)$$

Ecuación 2.70. Resistencia nominal al pandeo flexural del alma

Fuente: AASHTO 6.10.1.9.1-1, 2020 [5]

$$k = \frac{9}{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2}$$

Ecuación 2.71. Coeficiente de pandeo flexural

Fuente: AASHTO 6.10.1.9.1-2, 2020 [5]

2.4.8 Estado límite de servicio

En este estado límite las alas deben cumplir con lo siguiente:

- Para el ala superior de una sección compuesta

$$f_f \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_y$$

Ecuación 2.72. Límite de esfuerzo en el ala superior

Fuente: AASHTO 6.10.4.2.2-1, 2020 [5]

- Para el ala inferior de una sección compuesta

$$f_f + \frac{f_1}{2} \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_y$$

Ecuación 2.73. Límite de esfuerzo en el ala inferior

Fuente: AASHTO 6.10.4.2.2-1, 2020 [5]

2.4.9 Estado límite de fatiga

Para consideraciones de carga de fatiga inducida, cada detalle debe satisfacer:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$$

Ecuación 2.74. Condición de fatiga para detalles

Fuente: AASHTO 6.6.1.2.2-1, 2020 [5]

Para el estado límite de fatiga I y un periodo de vida infinito, la resistencia de fatiga se debe tomar como:

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH}$$

Ecuación 2.75. Límite de fatiga para el estado límite I

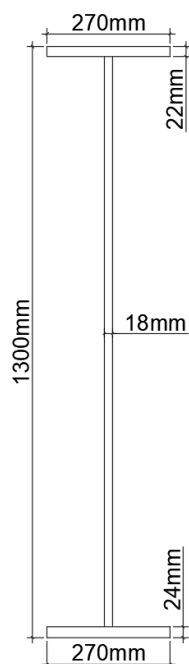
Fuente: AASHTO 6.6.1.2.5-1, 2020 [5]

2.4.10 Cálculo de viga interior

Se realizará el cálculo manual de la viga interior, de igual manera se lo hará con la viga exterior, diafragmas y conectores de corte con el fin de corroborar los resultados obtenidos en Excel, estos se adjuntan en los anexos.

2.4.10.1 Sección

La sección propuesta es una viga I 1300x18x270x22x270x24 mm, como se muestra en la **Figura 2.16.**



Ala Superior		
t_{f1}	22	mm
b_{f1}	270	mm
Ala Inferior		
t_{f2}	24	mm
b_{f2}	270	mm
Alma		
t_w	18	mm
D	1254	mm
h_t	1300	mm

Figura 2.16. Sección de la viga interior

Fuente: Autoría Propia

2.4.10.2 Especificaciones

- El acero de la viga interior tanto en el alma como en las alas es de grado 50 con un esfuerzo de fluencia (F_y) de **345 MPa**, módulo de elasticidad (E_s) de **$2 \cdot 10^5$ MPa** y un peso específico (γ_s) de **78.5 kN/m³**.
- La losa de hormigón tiene una resistencia a compresión (f'_c) de **28 MPa**, un peso específico (γ_c) de **24 kN/m³**, un módulo de elasticidad (E_c) de **27372.77 MPa** y un espesor (t_s) de **200 mm**.

El módulo de elasticidad se obtiene de aplicar la **Ecuación 1.1** como se muestra a continuación:

$$E_c = 9115 \cdot (28 \text{ MPa})^{0.33} = 27372.77 \text{ MPa}$$

- La capa de rodadura es de asfalto bituminoso con un peso específico (γ_{asf}) de **22 kN/m³** y un espesor (t_{asf}) de **50 mm**.
- En todos los estados límites los factores de modificación de carga relacionados a la ductilidad (η_D), redundancia (η_R) e importancia operacional (η_I) tienen un valor de 1, por lo que el factor de modificación de carga (η_i) también tiene un valor de 1.
- Se colocarán diafragmas cada 7 m a lo largo del puente siendo esta la longitud no arriostrada (L_b).

2.4.10.3 Límites proporcionales de la sección

- Aplicando la **Ecuación 2.14**:

$$\frac{D}{t_w} = \frac{1254 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} = 69.67 < 150 \therefore \text{Cumple}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.15**:

$$6 > \frac{D}{6} = \frac{1254 \text{ mm}}{270 \text{ mm}} = 4.64 \therefore \text{Cumple}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.19**:

$$\frac{t_f}{t_w} = \frac{20 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} = 1.11 > 1.1 \therefore \text{Cumple}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.20**

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{270 \text{ mm}}{2 \cdot 22 \text{ mm}} = 6.14 < 12 \therefore \text{Cumple}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.21**

$$I_{yc} = \frac{22 \text{ mm} \cdot (270 \text{ mm})^3}{12} = 3.61 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{yt} = \frac{24 \text{ mm} \cdot (270 \text{ mm})^3}{12} = 3.94 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$0.1 < \frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 0.92 < 10 \therefore \text{Cumple}$$

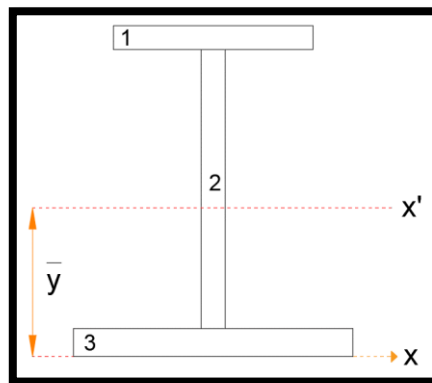
2.4.10.4 Factores de distribución de carga viva

- Aplicando la **Ecuación 2.22**:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{27372.77 \text{ MPa}} = 7.31$$

- Aplicando la **Ecuación 2.23**:

Las propiedades de la sección no compuesta son:



Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]	I _{yy} [mm ⁴]
1	270	22	5940	1289	7656660	239580	648.03	2.49E+09	3.61E+07
2	18	1254	22572	651	14694372	2957902596	10.03	2.96E+09	6.09E+05
3	270	24	6480	12	77760	311040	628.97	2.56E+09	3.94E+07
		Σ	34992		22428792			8.019E+09	7.61E+07

Figura 2.17. Propiedades de la viga interior como sección no compuesta

Fuente: Autoría propia

$$\bar{y} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{22428792 \text{ mm}^3}{34992 \text{ mm}^2} = 640.97 \text{ mm}$$

$$e_g = 1300 \text{ mm} + \frac{200}{2} \text{ mm} - 640.97 \text{ mm} = 759.03 \text{ mm}$$

$$K_g = 7.31 \cdot (8.019 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 + 34992 \text{ mm}^2 \cdot (759.03 \text{ mm})^2) = 2.06 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

- Aplicando la **Ecuación 2.24**:

$$DF_{M1} = 0.06 + \left(\frac{S}{4267}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$DF_{M1} = 0.06 + \left(\frac{2000 \text{ mm}}{4267}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{2000 \text{ mm}}{28000 \text{ mm}}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{2.06 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4}{28000 \text{ mm} \cdot (200 \text{ mm})^3}\right)^{0.1} = 0.392$$

- Aplicando la **Ecuación 2.25**:

$$DF_{M2} = 0.075 + \left(\frac{S}{3484}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$DF_{M2} = 0.075 + \left(\frac{2000 \text{ mm}}{3484}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{2000 \text{ mm}}{28000 \text{ mm}}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{2.06 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4}{28000 \text{ mm} \cdot (200 \text{ mm})^3}\right)^{0.1} = 0.494$$

- Aplicando la **Ecuación 2.26**:

$$DF_{V1} = 0.36 + \frac{S}{7620} = 0.36 + \frac{2000 \text{ mm}}{7620} = 0.622$$

- Aplicando la **Ecuación 2.27**:

$$DF_{V2} = 0.2 + \frac{S}{3658} - \left(\frac{S}{10668}\right)^2 = 0.2 + \frac{2000 \text{ mm}}{3658} - \left(\frac{2000 \text{ mm}}{10668}\right)^2 = 0.712$$

Para aplicar el factor de distribución de carga viva en los estados límites de resistencia y servicio se escoge los más altos, para momento $DF_{M2} = 0.494$ y para corte $DF_{V2} = 0.712$. En cambio, para el estado límite de fatiga se aplica los factores obtenidos para un carril, para momento $DF_{M1} = 0.392$ y para corte $DF_{V1} = 0.622$.

2.4.10.5 Carga viva vehicular

El momento máximo producido por el camión tiene un valor de 2571 kN·m, el momento de la carga de carril tiene un valor de 910.96 kN·m, los valores se obtienen de la **Tabla 2.18**. Aplicando el factor de impacto y de distribución de carga viva se tiene:

$$\begin{aligned} M_{LL+IM} &= DF_{M2}[(1 + IM) \cdot M_{LL} + M_{\text{carril}}] \\ &= 0.494 \cdot [(1 + 0.33) \cdot 2571 \text{ kN} \cdot \text{m} + 910.96 \text{ kN} \cdot \text{m}] = 2139.21 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

El cortante máximo tiene un valor de 396.12 kN, el cortante de la carga de carril de la tiene un valor de 130.43 kN, los valores se obtienen de la **Tabla 2.18**. Aplicando el factor de impacto y de distribución de carga viva se tiene:

$$V_{LL+IM} = DF_{V2}[(1 + IM) \cdot V_{LL} + V_{carril}] = 0.712 \cdot [(1 + 0.33) \cdot 396.12 \text{ kN} + 130.43 \text{ kN}] \\ = 467.31 \text{ kN}$$

El momento para la carga de fatiga se obtiene de la **Tabla 2.18**, con un valor de 2150.65 kN·m. Aplicando el factor de impacto, de distribución de carga viva y eliminando el factor de presencia múltiple se tiene:

$$M_{fLL+IM} = \frac{DF_{M1}[(1 + IM) \cdot M_{fLL}]}{MPF} = 0.392 \cdot \frac{[(1 + 0.15) \cdot 2150.65 \text{ kN} \cdot \text{m}]}{1.2} = 807.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El cortante para la carga de fatiga se obtiene de la **Tabla 2.18**, con un valor de 354.38 kN. Aplicando el factor de impacto, de distribución de carga viva y eliminando el factor de presencia múltiple se tiene

$$V_{fLL+IM} = \frac{DF_{V1}[(1 + IM) \cdot M_{fLL}]}{MPF} = 0.622 \cdot \frac{[(1 + 0.15) \cdot 354.38 \text{ kN}]}{1.2} = 211.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.4.10.6 Carga muerta

El ancho efectivo para el cálculo de las cargas en la viga interior es de 2 m basado en la **Figura 2.1**.

- El componente DC₁ de la viga interior se calcula de la siguiente manera:

$$W_{losa} = \gamma_c \cdot t_s \cdot b = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} = 9.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{viga} = \gamma_s \cdot A = 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \frac{34992 \text{ mm}^2}{1000^2} = 2.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{obrero} = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2 \text{ m} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{misc} = W_{viga} \cdot 5\% = 2.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.05 = 0.14 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$DC_1 = 9.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.14 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 14.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dado que es una carga uniformemente distribuida en un tramo simplemente apoyado se puede calcular el momento y cortante producido en la sección crítica respectiva como sigue:

$$M_{DC1} = \frac{14.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 13.28 \text{ m}}{2} \cdot (28 \text{ m} - 13.28 \text{ m}) = 1416.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{DC1} = \frac{14.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 28 \text{ m}}{2} = 202.86 \text{ kN}$$

- El componente DC₂ de la viga interior no se toma en cuenta ya que en el área tributaria no se encuentra la barrera.
- El componente DW se calcula de la siguiente manera:

$$DW = \gamma_{asf} \cdot t_{afs} \cdot b = 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.05 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} = 2.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{DW} = \frac{2.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 13.28 \text{ m}}{2} \cdot (28 \text{ m} - 13.28 \text{ m}) = 215.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{DW} = \frac{2.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 28 \text{ m}}{2} = 30.8 \text{ kN}$$

2.4.10.7 Momento plástico y de fluencia de la sección compuesta

2.4.10.7.1 Momento plástico

- Aplicando la **Ecuación 2.33**:

$$P_s = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_s \cdot t_s = 0.85 \cdot 28000 \text{ kPa} \cdot 2 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m} = 9520 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.34**:

$$P_c = F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c = 345000 \text{ kPa} \cdot 0.27 \text{ m} \cdot 0.022 \text{ m} = 2049.3 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.35**:

$$P_w = F_{yw} \cdot D \cdot t_w = 345000 \text{ kPa} \cdot 1.254 \text{ m} \cdot 0.018 \text{ m} = 7787.34 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.36**:

$$P_t = F_{yt} \cdot b_t \cdot t_t = 345000 \text{ kPa} \cdot 0.27 \text{ m} \cdot 0.024 \text{ m} = 2235.6 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.40**:

$$P_t + P_w + P_c \geq P_s$$

$$2235.6 \text{ kN} + 7787.34 \text{ kN} + 2049.3 \text{ kN} \geq 9520 \text{ kN}$$

$$12072.24 \text{ kN} \geq 9520 \text{ kN} \therefore \text{Caso 2}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.41**:

$$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left(\frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1\right)$$

$$\bar{Y} = \left(\frac{0.022 \text{ m}}{2}\right) \left(\frac{7787.34 \text{ kN} + 2235.6 \text{ kN} - 9520 \text{ kN}}{2049.3 \text{ kN}} + 1\right) = 0.0137 \text{ m}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.42**:

$$M_p = \frac{P_c}{2t_c} [\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2] + (P_s d_s + P_w d_w + P_t d_t)$$

$$\begin{aligned} M_p &= \frac{2049.3 \text{ kN}}{2 \cdot 0.022 \text{ m}} [(0.0137 \text{ m})^2 + (0.022 \text{ m} - 0.0137 \text{ m})^2] \\ &\quad + (9520 \text{ kN} \cdot 0.1137 \text{ m} + 7787.34 \text{ kN} \cdot 0.6353 \text{ m} + 2235.6 \text{ kN} \cdot 1.2743 \text{ m}) \\ &= 8890.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2.4.10.7.2 Momento de fluencia

- Para poder aplicar la **Ecuación 2.45** es necesario calcular los momentos MD_1 y MD_2 , así como los módulos de sección superiores e inferiores de la sección no compuesta, compuesta a corto plazo y a largo plazo.

$$MD_1 = 1.25 \cdot M_{DC1} = 1.25 \cdot 1416.26 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1770.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

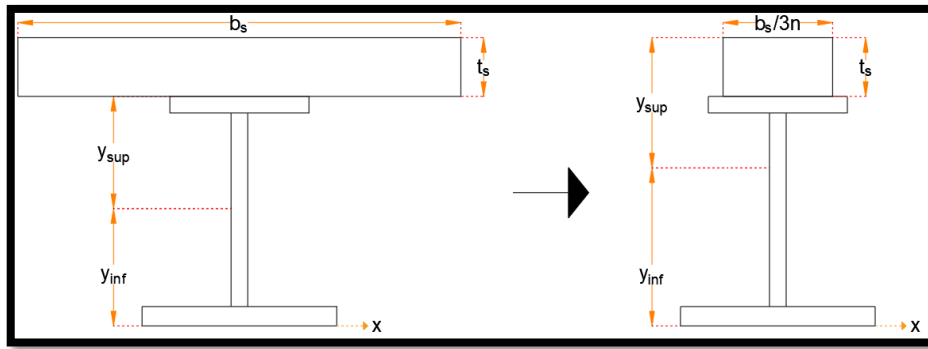
$$MD_2 = 1.5 \cdot M_{DW} = 1.5 \cdot 215.03 \text{ kN} \cdot \text{m} = 322.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

De la **Figura 2.17** se puede calcular los módulos de sección necesarios de la sección no compuesta como sigue:

$$S_{NCsup} = \frac{8.019 \cdot 10^9 \text{ mm}^4}{1300 \text{ mm} - 640.97 \text{ mm}} \cdot 1000^{-3} = 12.168 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$S_{NCinf} = \frac{8.019 \cdot 10^9 \text{ mm}^4}{640.97 \text{ mm}} \cdot 1000^{-3} = 12.511 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

Las propiedades de la sección compuesta a largo y corto plazo son las siguientes:



n (Es/Ec)	Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]
7.31	Losa	2000	200	18248.52	1400	2.55E+07	1.33E+09	498.87	5.87E+09
	Viga	-	-	34992	640.97	2.24E+07	8.02E+09	260.16	1.04E+10
				Σ		47976715.08			1.626E+10

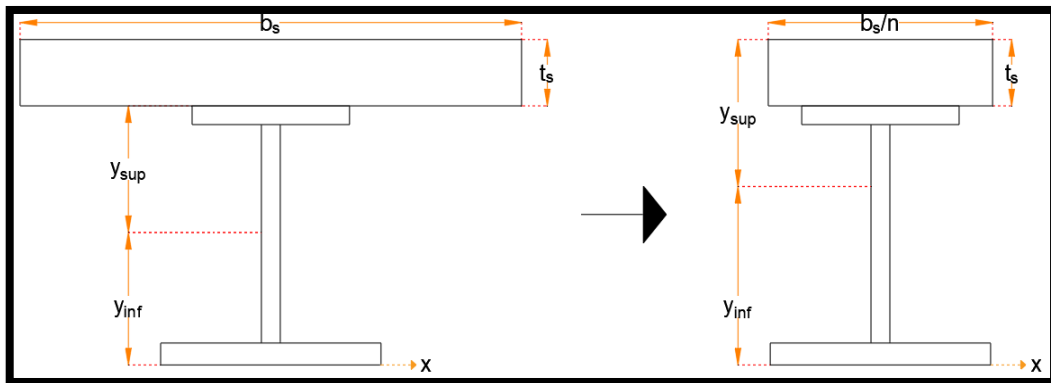
Figura 2.18. Propiedades de la viga interior como sección compuesta a largo plazo

Fuente: Autoría propia

$$\bar{y} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{47976715.08 \text{ mm}^3}{53240.52 \text{ mm}^2} = 901.13 \text{ mm}$$

$$S_{LTsup} = \frac{1.626 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}{1500 \text{ mm} - 901.13 \text{ mm}} \cdot 1000^{-3} = 27.151 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$S_{LTinf} = \frac{1.626 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}{901.13 \text{ mm}} \cdot 1000^{-3} = 18.044 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$



N (Es/Ec)	Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]
7.31	Losa	2000	200	54745.55	1400	7.66E+07	1.33E+09	295.97	6.13E+09
	Viga	-	-	34992	640.97	2.24E+07	8.02E+09	463.06	1.55E+10
				Σ		99072561.25			2.165E+10

Figura 2.19. Propiedades de la viga interior como sección compuesta a corto plazo

Fuente: Autoría propia

$$\bar{y} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{99072561.25 \text{ mm}^3}{89737.55 \text{ mm}^2} = 1104.03 \text{ mm}$$

$$S_{ST\text{sup}} = \frac{2.165 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}{1500 \text{ mm} - 1104.03 \text{ mm}} \cdot 1000^{-3} = 54.676 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$S_{ST\text{inf}} = \frac{2.165 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}{1104.03 \text{ mm}} \cdot 1000^{-3} = 19.609 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

Con todos los datos se procede a calcular M_{AD} :

$$M_{AD} = \left(F_{yf} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) \cdot S_{ST}$$

$$M_{AD1} = \left(345000 \text{ kPa} - \frac{1770.33 \text{ kN} \cdot \text{m}}{12.168 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} - \frac{322.55 \text{ kN} \cdot \text{m}}{27.151 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} \right) \cdot 54.676 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$= 10258.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{AD2} = \left(345000 \text{ kPa} - \frac{1770.33 \text{ kN} \cdot \text{m}}{12.511 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} - \frac{322.55 \text{ kN} \cdot \text{m}}{18.044 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} \right) \cdot 19.609 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$= 3639.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Se aplica la **Ecuación 2.46** con el momento M_{AD} menor obtenido

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

$$M_y = 1770.33 \text{ kN} \cdot \text{m} + 322.55 \text{ kN} \cdot \text{m} + 3639.87 \text{ kN} \cdot \text{m} = 5732.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.4.10.8 Estado límite de resistencia

2.4.10.8.1 Sección compuesta compacta

- El esfuerzo de fluencia de las alas es de 345 MPa, menor que el límite máximo de 485 MPa.
- La **Ecuación 2.14** se verificó que se cumple en la sección **2.4.10.3**.
- Aplicando la **Ecuación 2.49**:

$D_{cp} = 0 \text{ mm}$, El eje neutro plástico de la sección plástica no está en el alma

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} = \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} \leq 3.76 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}}$$

$0 < 90.53 \therefore$ La sección es compacta

2.4.10.8.2 Resistencia a flexión nominal de secciones compactas

- Aplicando la **Ecuación 2.50**:

$$D_p = 0.01370 \text{ m} + 0.2 \text{ m} = 0.2137 \text{ m}$$

$$D_t = 1.3 \text{ m} + 0.2 \text{ m} = 1.5 \text{ m}$$

$$\frac{D_p}{D_t} = \frac{0.2137 \text{ m}}{1.5 \text{ m}} = 0.142 \rightarrow M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right)$$

$$M_n = (8890.5 \text{ kN} \cdot \text{m}) \cdot (1.07 - 0.7 \cdot 0.142) = 8629.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_n \leq 1.3 \cdot R_h \cdot M_y$$

$$1.3 \cdot 1 \cdot 5732.75 \text{ kN} \cdot \text{m} = 7452.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = 7452.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.4.10.8.3 Requerimiento de ductilidad

- Aplicando la **Ecuación 2.51**:

$$\frac{D_p}{D_t} = 0.142 < 0.42 \therefore \text{Cumple}$$

2.4.10.8.4 Resistencia a corte nominal de almas no rigidizadas

- Aplicando la **Ecuación 2.54**:

$$\frac{D}{t_w} = \frac{1254 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} = 69.67$$

$$1.12 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} = 1.12 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 5}{345 \text{ MPa}}} = 60.3$$

$$1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} = 1.40 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 5}{345 \text{ MPa}}} = 75.37$$

$$C = \frac{1.12 \cdot t_w}{D} \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} = \frac{1.12 \cdot 0.018 \text{ m}}{1.254 \text{ m}} \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 5}{345 \text{ MPa}}} = 0.866$$

- Aplicando la **Ecuación 2.53**:

$$V_p = 0.58F_{yw} \cdot D \cdot t_w = 0.58 \cdot (345000 \text{ kPa}) \cdot 1.254 \text{ m} \cdot 0.018 \text{ m} = 4516.66 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.52**:

$$V_n = V_{cr} = C \cdot V_p = 0.866 \cdot 4516.66 \text{ kN} = 3911.43 \text{ kN}$$

2.4.10.8.5 Estado límite de resistencia I

El momento último para el estado límite de resistencia I es el siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Resistencia I: } & 1.25M_{DC1} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+IM} \\ M_u: & 1.25 \cdot (1416.26 \text{ kN} \cdot \text{m}) + 1.5 \cdot (215.03 \text{ kN} \cdot \text{m}) + 1.75 \cdot (2139.21 \text{ kN} \cdot \text{m}) \\ & = 5836.49 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.47**:

Al tratarse de un puente recto el termino f_i tiene un valor de cero.

$$5836.49 \text{ kN} \cdot \text{m} < 1 \cdot 7452.78 \text{ kN} \cdot \text{m} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación } \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{5836.49 \text{ kN} \cdot \text{m}}{7452.78 \text{ kN} \cdot \text{m}} \cdot 100 = 78\%$$

El cortante último para el estado límite de resistencia I es el siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Resistencia I: } & 1.25V_{DC1} + 1.5V_{DW} + 1.75V_{LL+IM} \\ V_u: & 1.25 \cdot (202.86 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (30.8 \text{ kN}) + 1.75 \cdot (467.31 \text{ kN}) = 1117.57 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.48**:

Al tratarse de un puente recto el termino f_i tiene un valor de cero.

$$1117.57 \text{ kN} < 1 \cdot 3911.43 \text{ kN} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación } \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{1117.57 \text{ kN}}{3911.43 \text{ kN}} \cdot 100 = 29\%$$

2.4.10.9 Constructibilidad

2.4.10.9.1 Resistencia al pandeo local del ala a compresión

- Aplicando la **Ecuación 2.60**:

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = \frac{270 \text{ mm}}{2 \cdot 22 \text{ mm}} = 6.14$$

- Aplicando la **Ecuación 2.61**:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} = 9.15$$

- Aplicando la **Ecuación 2.59**:

$$D_c = 1300 \text{ mm} - 640.97 \text{ mm} - 22 \text{ mm} = 637.03 \text{ mm}$$

$$a_{wc} = \frac{2D_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}} = \frac{2 \cdot 637.03 \text{ mm} \cdot 18 \text{ mm}}{270 \text{ mm} \cdot 22 \text{ mm}} = 3.861$$

- Aplicando la **Ecuación 2.58**:

$$4.6 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} \leq \lambda_{rw} = \left(3.1 + \frac{5}{3.861} \right) \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} \leq 5.7 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}}$$

$$110.75 \leq \lambda_{rw} = 105.82 \leq 137.24$$

$$\lambda_{rw} = 110.75$$

- Aplicando la **Ecuación 2.57**:

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{2 \cdot 637.03 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} = 70.78 < 110.75 \therefore R_b = 1$$

- Aplicando la **Ecuación 2.56**:

$$\lambda_f < \lambda_{pf} \rightarrow F_{nc(\text{FLB})} = R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}$$

$$F_{nc(\text{FLB})} = 1 \cdot 1 \cdot 345 \text{ MPa} = 345 \text{ MPa}$$

2.4.10.9.2 Resistencia al pandeo lateral-torsional del ala a compresión

- Aplicando la **Ecuación 2.65**:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{D_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}} \right)}} = \frac{270 \text{ mm}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{637.03 \text{ mm} \cdot 18 \text{ mm}}{270 \text{ mm} \cdot 22 \text{ mm}} \right)}} = 60.79 \text{ mm}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.66**:

$$L_p = r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 60.79 \text{ mm} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} = 1463.65 \text{ mm}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.67**:

$$F_{yr} = 0.7 \cdot 345 \text{ MPa} = 241.5 \text{ MPa}$$

$$L_r = \pi \cdot r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} = \pi \cdot 60.79 \text{ mm} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{241.5 \text{ MPa}}} = 5495.9 \text{ mm}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.64**:

$$\text{Como } L_b > L_r \rightarrow F_{nc(LTB)} = F_{cr}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot R_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} = \frac{1 \cdot 1 \cdot \pi^2 \cdot 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{\left(\frac{7000 \text{ mm}}{60.79 \text{ mm}}\right)^2} = 148.87 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa}$$

2.4.10.9.3 Resistencia a flexión del ala a tensión

Se comprueba el momento de fluencia a tensión y compresión de la sección no compuesta como sigue:

$$M_y = S \cdot F_y$$

$$M_{yc} = 12.168 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \cdot 345000 \text{ kPa} = 4197.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yt} = 12.511 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \cdot 345000 \text{ kPa} = 4316.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Como el momento de fluencia a tensión es mayor que el de compresión no es necesario revisar la fluencia del ala a tensión.

2.4.10.9.4 Resistencia al pandeo flexural del alma

- Aplicando la **Ecuación 2.71**:

$$k = \frac{9}{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2} = \frac{9}{\left(\frac{637.03 \text{ mm}}{1254 \text{ mm}}\right)^2} = 34.88$$

- Aplicando la **Ecuación 2.70**:

$$F_{crw} = \frac{0.9 \cdot E \cdot k}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} = \frac{0.9 \cdot 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 34.88}{\left(\frac{1.254 \text{ m}}{0.018 \text{ m}}\right)^2} = 1293.59 \text{ MPa}$$

$$F_{crw} \leq \min(345 \text{ MPa}, 492.86 \text{ MPa}) \therefore F_{crw} = 345 \text{ MPa}$$

2.4.10.9.5 Estado límite de resistencia

El momento último para el estado límite de resistencia es el siguiente:

Resistencia: $1.25M_{DC1}$

$$M_u: 1.25 \cdot (1416.26 \text{ kN} \cdot \text{m}) = 1770.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El esfuerzo producto del momento último es:

$$f_{bu} = \frac{M_u}{S_{NCsup}} = \frac{1770.33 \text{ kN} \cdot \text{m}}{12.168 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} \cdot 10^{-3} = 145.49 \text{ MPa}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.55**:

En el caso del ala a compresión se tiene:

$$F_{nc} = \min (F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 148.91 \text{ MPa}$$

$$145.49 \text{ MPa} < 1 \cdot 148.87 \text{ MPa} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación } \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{145.49 \text{ MPa}}{148.87 \text{ MPa}} \cdot 100 = 98\%$$

En el caso del alma se tiene:

$$145.49 \text{ MPa} < 1 \cdot 345 \text{ MPa} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación } \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{145.49 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}} \cdot 100 = 42\%$$

2.4.10.10 Estado límite de servicio II

El esfuerzo último para el estado límite de servicio II es el siguiente:

$$f_f = \frac{M_{DC1}}{S_{NC}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{LTC}} + \frac{1.3 \cdot M_{LL+IM}}{S_{STC}}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.72**:

$$f_f = \frac{1.41626 \text{ MN} \cdot \text{m}}{12.168 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} + \frac{0.21503 \text{ MN} \cdot \text{m}}{27.151 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} + \frac{1.3 \cdot 2.13921 \text{ MN} \cdot \text{m}}{54.676 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} = 175.17 \text{ MPa}$$

$$0.95 \cdot R_h \cdot F_y = 0.95 \cdot 1 \cdot 345 \text{ MPa} = 327.75 \text{ MPa}$$

$$175.06 \text{ MPa} < 327.75 \text{ MPa} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación } \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{175.17 \text{ MPa}}{327.75 \text{ MPa}} \cdot 100 = 53\%$$

- Aplicando la **Ecuación 2.73**:

Al tratarse de un puente recto el termino f_i tiene un valor de cero.

$$f_f = \frac{1.41626 \text{ MN} \cdot \text{m}}{12.511 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} + \frac{0.21503 \text{ MN} \cdot \text{m}}{18.044 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} + \frac{1.3 \cdot 2.13921 \text{ MN} \cdot \text{m}}{19.609 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} = 266.94 \text{ MPa}$$

$$0.95 \cdot R_h \cdot F_y = 0.95 \cdot 1 \cdot 345 \text{ MPa} = 327.75 \text{ MPa}$$

$$266.62 \text{ MPa} < 327.75 \text{ MPa} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{266.94 \text{ MPa}}{327.75 \text{ MPa}} \cdot 100 = 81\%$$

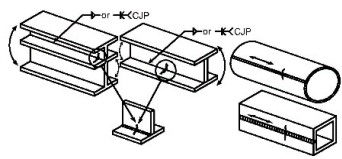
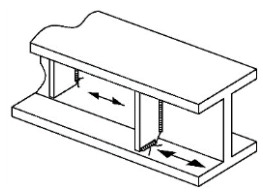
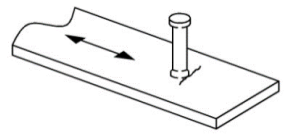
2.4.10.11 Estado límite de fatiga I

El esfuerzo último para el estado límite de fatiga I es el siguiente:

$$\gamma(\Delta f) = \frac{1.75 \cdot M_{fLL+IM}}{S_{ST}}$$

Los detalles que se revisaran se encuentran en la **Tabla 2.19**.

Tabla 2.19. Detalles por revisar en el estado límite de fatiga

Descripción	Categoría	Constante A (MPa) ³	Límite (ΔF) _{TH} (MPa)	Punto de ruptura inicial potencial	Ejemplo
Metal base y metal de suelda en miembros sin accesorios hechos de placas o formas conectadas por soldadura continua longitudinal de ranura	B	3.93E+12	110	Lejos de todas las sueldas o conexiones estructurales	
Metal base al pie de soldaduras de filete o de ranura entre rigidizadores transversales y alas o alma. Incluye soldaduras similares como placas de conexión	C'	1.442E+12	83	Desde el pie de la soldadura de filete hasta el metal base	
Metal base en pernos conectores de corte unidos por soldadura automática o de filete	C	1.442E+12	69	Al pie de la suelda en el metal base	

Fuente: AASHTO 6.6.1.2.3-1, 2020 [5]

- Usando el módulo de sección a corto plazo superior:

$$\gamma(\Delta f)_{\text{sup}} = \frac{1.75 \cdot 0.80793 \text{ MN} \cdot \text{m}}{54.676 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} = 25.86 \text{ MPa}$$

Comparando con el esfuerzo límite mínimo para la sección superior de 69 MPa:

25.86 MPa < 69 MPa ∴ Cumple

$$\text{Relación } \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{25.86 \text{ MPa}}{69 \text{ MPa}} \cdot 100 = 37\%$$

- Usando el módulo de sección a corto plazo inferior:

$$\gamma(\Delta f)_{\text{sup}} = \frac{1.75 \cdot 0.80793 \text{ MN} \cdot \text{m}}{19.609 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} = 72.10 \text{ MPa}$$

Comparando con el esfuerzo límite mínimo para la sección superior de 83 MPa:

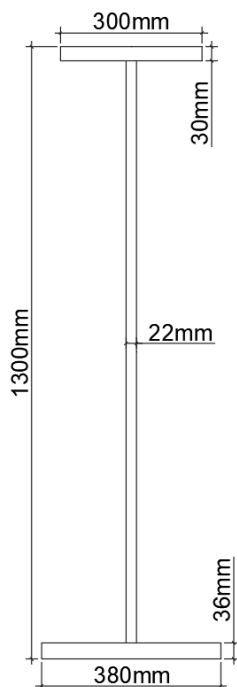
72.10 MPa < 83 MPa ∴ Cumple

$$\text{Relación } \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{72.10 \text{ MPa}}{83 \text{ MPa}} \cdot 100 = 87\%$$

2.4.11 Cálculo de viga exterior

2.4.11.1 Sección

La sección propuesta es una viga I 1300x22x300x30x380x36 mm, como se muestra en la **Figura 2.20**.



Ala Superior		
t_{f1}	30	mm
b_{f1}	300	mm
Ala Inferior		
t_{f2}	36	mm
b_{f2}	380	mm
Alma		
t_w	22	mm
D	1234	mm
h_t	1300	mm

Figura 2.20. Sección de la viga exterior

Fuente: Autoría Propia

2.4.11.2 Especificaciones

- El acero de la viga exterior tanto en el alma como en las alas es de grado 50 con un esfuerzo de fluencia (F_y) de **345 MPa**, módulo de elasticidad (E_s) de **$2 \cdot 10^5$ MPa** y un peso específico (γ_s) de **78.5 kN/m³**.
- La losa de hormigón tiene una resistencia a compresión (f'_c) de **28 MPa**, un peso específico (γ_c) de **24 kN/m³**, un módulo de elasticidad (E_c) de **27372.77MPa** y un espesor (t_s) de **200 mm**.
- La capa de rodadura es de asfalto bituminoso con un peso específico (γ_{asf}) de **22 kN/m³** y un espesor (t_{asf}) de **50 mm**.
- En todos los estados límites los factores de modificación de carga relacionados a la ductilidad (η_D), redundancia (η_R) e importancia operacional (η_I) tienen un valor de 1, por lo que el factor de modificación de carga (η_i) también tiene un valor de 1.
- Se colocarán diafragmas cada 7 m a lo largo del puente siendo esta la longitud no arriostrada (L_b).

2.4.11.3 Límites proporcionales de la sección

- Aplicando la **Ecuación 2.14**:

$$\frac{D}{t_w} = \frac{1234 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} = 56.09 < 150 \therefore \text{Cumple}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.15**:

$$6 > \frac{D}{6} = \frac{1234 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} = 4.11 \therefore \text{Cumple}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.19**:

$$\frac{t_f}{t_w} = \frac{30 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} = 1.36 > 1.1 \therefore \text{Cumple}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.20**

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{300 \text{ mm}}{2 \cdot 30 \text{ mm}} = 5 < 12 \therefore \text{Cumple}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.21**

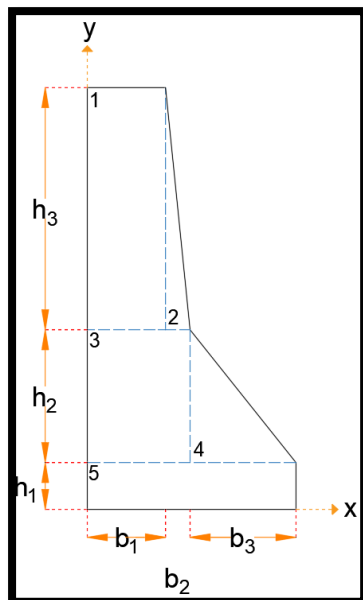
$$I_{yc} = \frac{30 \text{ mm} \cdot (300 \text{ mm})^3}{12} = 6.75 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{yt} = \frac{36 \text{ mm} \cdot (380 \text{ mm})^3}{12} = 1.64 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$0.1 < \frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 0.41 < 10 \therefore \text{Cumple}$$

2.4.11.4 Factores de distribución de carga viva

Para aplicar la ley de momentos es necesario conocer las dimensiones de la barrera que se muestra en la **Figura 2.21**.



Datos				
h_1	90	mm	810	mm
h_2	255	mm		
h_3	465	mm		
b_1	150	mm	400	mm
b_2	47	mm		
b_3	203	mm		

Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	x [mm]	A · x [mm ²]
1	150	465	69750	75	5231250
2	47	465	10927.5	165.67	1810322.5
3	197	255	50235	98.5	4948147.5
4	203	255	25882.5	264.67	6850235
5	400	90	36000	200.00	7200000
			Σ		26039955

Figura 2.21. Propiedades de la barrera

Fuente: Autoría propia

$$\bar{x} = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{26039955 \text{ mm}^3}{192795 \text{ mm}^2} = 135.07 \text{ mm}$$

- Aplicando la ley de momentos y el factor de presencia múltiple, según el esquema de la **Figura 2.10** se aplica una sumatoria de momentos en la rótula asumida:

$$DF_{M1}, DF_{V1} = \frac{0.5 \cdot 2 \text{ m} + 0.5 \cdot 0.2 \text{ m}}{2 \text{ m}} \cdot 1.2 = 0.66$$

- Aplicando la **Ecuación 2.28** y **Ecuación 2.29**:

$$d_e = 1000 \text{ mm} - 400 \text{ mm} = 600 \text{ mm}$$

$$e_M = 0.77 + \frac{d_e}{2775} = 0.77 + \frac{600 \text{ mm}}{2775} = 0.986$$

$$DF_{M2} = e_M \cdot DF_{\text{interior}} = 0.986 \cdot 0.494 = 0.487$$

- Aplicando la **Ecuación 2.30** y **Ecuación 2.31**:

$$e_V = 0.6 + \frac{d_e}{3050} = 0.6 + \frac{600 \text{ mm}}{3050} = 0.797$$

$$DF_{V2} = e_V \cdot DF_{\text{interior}} = 0.797 \cdot 0.712 = 0.567$$

- Aplicando el análisis especial con la **Ecuación 2.32** y usando como guía la **Figura 2.11**.

Para un carril cargado:

$$DF_{M3} = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{\text{ext}} \sum_1^{N_L} e}{\sum_1^{N_b} X^2} = \left[\frac{1}{4} + \frac{3000 \text{ mm} \cdot 2100 \text{ mm}}{2 \cdot (3000 \text{ mm})^2 + 2 \cdot (1000 \text{ mm})^2} \right] \cdot 1.2 = 0.678$$

Para dos carriles cargados:

$$DF_{M4} = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{\text{ext}} \sum_1^{N_L} e}{\sum_1^{N_b} X^2} = \frac{2}{4} + \frac{3000 \text{ mm} \cdot (2100 - 1500) \text{ mm}}{2 \cdot (3000 \text{ mm})^2 + 2 \cdot (1000 \text{ mm})^2} = 0.59$$

Para aplicar el factor de distribución de carga viva en los estados límites de resistencia y servicio se escoge los más altos, para momento $DF_{M2} = 0.678$ y para corte $DF_{V2} = 0.66$. En cambio, para el estado límite de fatiga se aplica los factores obtenidos para un carril, para momento $DF_{M1} = 0.678$ y para corte $DF_{V1} = 0.66$.

2.4.11.5 Carga viva vehicular

El momento máximo producido por el camión tiene un valor de 2571 kN·m, el momento de la carga de carril tiene un valor de 910.96 kN·m, los valores se obtienen de la **Tabla 2.18**. Aplicando el factor de impacto y de distribución de carga viva se tiene:

$$M_{LL+IM} = DF_{M4}[(1 + IM) \cdot M_{LL} + M_{carril}]$$

$$= 0.678 \cdot [(1 + 0.33) \cdot 2571 \text{ kN} \cdot \text{m} + 910.96 \text{ kN} \cdot \text{m}] = 2936 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El cortante máximo tiene un valor de 396.12 kN, el cortante de la carga de carril de la tiene un valor de 130.43 kN, los valores se obtienen de la **Tabla 2.18**. Aplicando el factor de impacto y de distribución de carga viva se tiene:

$$V_{LL+IM} = DF_{V1}[(1 + IM) \cdot V_{LL} + V_{carril}] = 0.66 \cdot [(1 + 0.33) \cdot 396.12 \text{ kN} + 130.43 \text{ kN}]$$

$$= 433.8 \text{ kN}$$

El momento para la carga de fatiga se obtiene de la **Tabla 2.18**, con un valor de 2150.65 kN·m. Aplicando el factor de impacto, de distribución de carga viva y eliminando el factor de presencia múltiple se tiene:

$$M_{fLL+IM} = \frac{DF_{M3}[(1 + IM) \cdot M_{fLL}]}{MPF} = 0.678 \cdot \frac{[(1 + 0.15) \cdot 2150.65 \text{ kN} \cdot \text{m}]}{1.2} = 1397.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El cortante para la carga de fatiga se obtiene de la **Tabla 2.18**, con un valor de 354.38 kN. Aplicando el factor de impacto, de distribución de carga viva y eliminando el factor de presencia múltiple se tiene

$$V_{fLL+IM} = \frac{DF_{V1}[(1 + IM) \cdot M_{fLL}]}{MPF} = 0.66 \cdot \frac{[(1 + 0.15) \cdot 354.38 \text{ kN}]}{1.2} = 224.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.4.11.6 Carga muerta

El ancho efectivo para el cálculo de las cargas en la viga interior es de 2 m basado en la **Figura 2.1**.

- El componente DC₁ de la viga interior se calcula de la siguiente manera:

$$W_{losa} = \gamma_c \cdot t_s \cdot b = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} = 9.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{viga} = \gamma_s \cdot A = 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \frac{49828 \text{ mm}^2}{1000^2} = 3.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{obreros} = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2 \text{ m} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{misc} = W_{viga} \cdot 5\% = 3.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.05 = 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$DC_1 = 9.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 15.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dado que es una carga uniformemente distribuida en un tramo simplemente apoyado se puede calcular el momento y cortante máximo producido fácilmente como sigue:

$$M_{DC1} = \frac{15.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 13.28 \text{ m}}{2} \cdot (28 \text{ m} - 13.28 \text{ m}) = 1535.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{DC1} = \frac{15.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 28 \text{ m}}{2} = 219.94 \text{ kN}$$

- El componente DC₂ de la viga exterior se calcula de la siguiente manera:

$$W_{\text{barrera}} = \gamma_c \cdot A_{\text{barrera}} = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \frac{192795 \text{ mm}^2}{1000^2} = 4.63 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{DC2} = \frac{4.63 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 13.28 \text{ m}}{2} \cdot (28 \text{ m} - 13.28 \text{ m}) = 452.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{DC2} = \frac{4.63 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 28 \text{ m}}{2} = 64.82 \text{ kN}$$

- El componente DW se calcula de la siguiente manera:

$$DW = \gamma_{\text{asf}} \cdot t_{\text{asf}} \cdot b = 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.05 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} = 2.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{DW} = \frac{2.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 13.28 \text{ m}}{2} \cdot (28 \text{ m} - 13.28 \text{ m}) = 215.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{DW} = \frac{2.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 28 \text{ m}}{2} = 30.8 \text{ kN}$$

2.4.11.7 Momento plástico y de fluencia de la sección compuesta

2.4.11.7.1 Momento plástico

- Aplicando la **Ecuación 2.33**:

$$P_s = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_s \cdot t_s = 0.85 \cdot 28000 \text{ kPa} \cdot 2 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m} = 9520 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.34**:

$$P_c = F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c = 345000 \text{ kPa} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 0.03 \text{ m} = 3105 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.35**:

$$P_w = F_{yw} \cdot D \cdot t_w = 345000 \text{ kPa} \cdot 1.234 \text{ m} \cdot 0.022 \text{ m} = 9366.06 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.36**:

$$P_t = F_{yt} \cdot b_t \cdot t_t = 345000 \text{ kPa} \cdot 0.38 \text{ m} \cdot 0.036 \text{ m} = 4719.6 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.37**:

$$P_t + P_w \geq P_c + P_s$$

$$4719.6 \text{ kN} + 9366.06 \text{ kN} \geq 3105 \text{ kN} + 9520 \text{ kN}$$

$$14085.66 \text{ kN} \geq 12625 \text{ kN} \therefore \text{Caso 1}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.38**:

$$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left(\frac{P_t - P_c - P_s}{P_w} + 1\right)$$

$$\bar{Y} = \left(\frac{1.234 \text{ m}}{2}\right) \left(\frac{4719.6 \text{ kN} - 3105 \text{ kN} - 9520 \text{ kN}}{9366.06 \text{ kN}} + 1\right) = 0.09622 \text{ m}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.39**:

$$M_p = \frac{P_w}{2D} [\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2] + (P_s d_s + P_c d_c + P_t d_t)$$

$$\begin{aligned} M_p &= \frac{9366.06 \text{ kN}}{2 \cdot 1.234 \text{ m}} [(0.09622 \text{ m})^2 + (1.234 \text{ m} - 0.09622 \text{ m})^2] \\ &\quad + (9520 \text{ kN} \cdot 0.22622 \text{ m} + 3105 \text{ kN} \cdot 0.11122 \text{ m} + 4719.6 \text{ kN} \cdot 1.15578 \text{ m}) \\ &= 12901.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

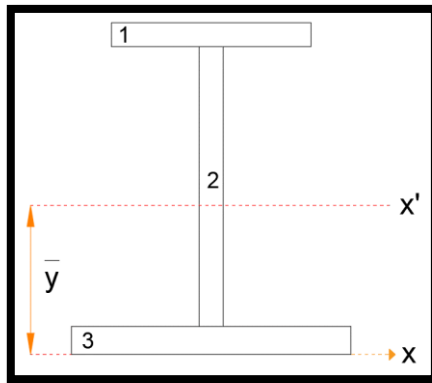
2.4.11.7.2 Momento de fluencia

- Para poder aplicar la **Ecuación 2.45** es necesario calcular los momentos MD_1 y MD_2 , así como los módulos de sección superiores e inferiores de la sección no compuesta, compuesta a corto plazo y a largo plazo.

$$MD_1 = 1.25 \cdot M_{DC1} = 1.25 \cdot 1535.51 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1919.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$MD_2 = 1.25 \cdot M_{DC2} + 1.5 \cdot M_{DW} = 1.25 \cdot 452.54 \text{ kN} \cdot \text{m} + 1.5 \cdot 215.03 \text{ kN} \cdot \text{m} = 888.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Las propiedades de la sección no compuesta son:



Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]	I _{yy} [mm ⁴]
1	300	30	9000	1285	11565000	675000	692.18	4.31E+09	6.75E+07
2	22	1234	27148	653	17727644	3444981657	60.18	3.54E+09	1.09E+06
3	380	36	13680	18	246240	1477440	574.82	4.52E+09	1.65E+08
			Σ		29538884			1.238E+10	2.33E+08

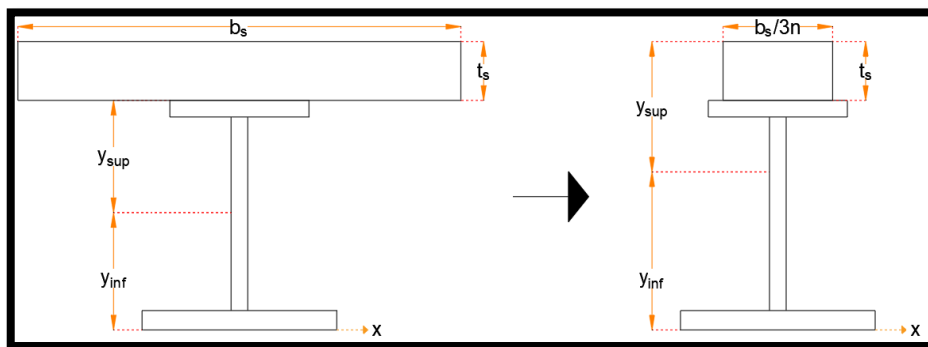
Figura 2.22. Propiedades de la viga exterior como sección no compuesta
Fuente: Autoría propia

$$\bar{y} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{29538884 \text{ mm}^3}{49828 \text{ mm}^2} = 592.82 \text{ mm}$$

$$S_{NCsup} = \frac{1.238 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}{1300 \text{ mm} - 592.82 \text{ mm}} \cdot 1000^{-3} = 17.506 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$S_{NCinf} = \frac{1.238 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}{592.82 \text{ mm}} \cdot 1000^{-3} = 20.883 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

Las propiedades de la sección compuesta a largo y corto plazo son las siguientes:



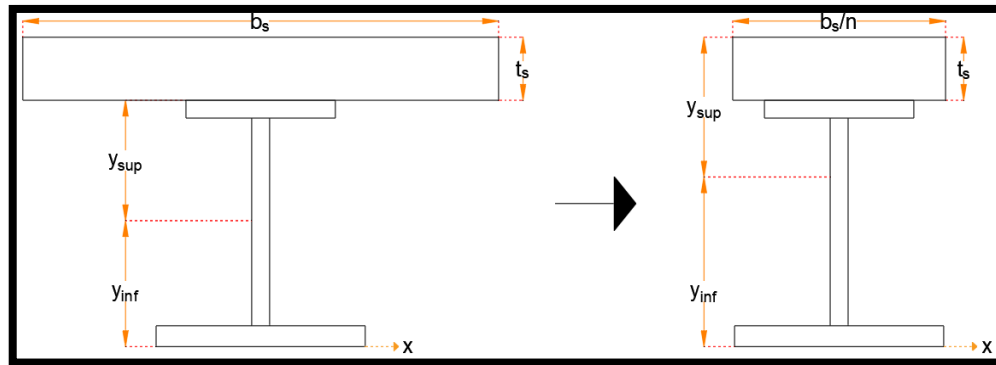
n (Es/Ec)	Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]
7.31	Losa	2000	200	18248.52	1400	2.55E+07	1.33E+09	590.81	7.70E+09
	Viga	-	-	49828	592.82	2.95E+07	1.24E+10	216.37	1.47E+10
				Σ		55086807.08			2.241E+10

Figura 2.23. Propiedades de la viga exterior como sección compuesta a largo plazo
Fuente: Autoría propia

$$\bar{y} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{55086807.08 \text{ mm}^3}{68076.52 \text{ mm}^2} = 809.19 \text{ mm}$$

$$S_{LTsup} = \frac{2.241 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}{1500 \text{ mm} - 809.19 \text{ mm}} \cdot 1000^{-3} = 32.44 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$S_{LTinf} = \frac{2.241 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}{809.19 \text{ mm}} \cdot 1000^{-3} = 27.694 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$



n (Es/Ec)	Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]
7.31	Losa	2000	200	54745.55	1400	7.66E+07	1.33E+09	384.61	9.43E+09
	Viga	-	-	49828	592.82	2.95E+07	1.24E+10	422.57	2.13E+10
			Σ	104573.55		106182653.2			3.071E+10

Figura 2.24. Propiedades de la viga interior como sección compuesta a corto plazo

Fuente: Autoría propia

$$\bar{y} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{106182653.2 \text{ mm}^3}{104573.55 \text{ mm}^2} = 1015.39 \text{ mm}$$

$$S_{STsup} = \frac{3.071 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}{1500 \text{ mm} - 1015.39 \text{ mm}} \cdot 1000^{-3} = 63.37 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$S_{STinf} = \frac{3.071 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4}{1015.39 \text{ mm}} \cdot 1000^{-3} = 30.245 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

Con todos los datos se procede a calcular M_{AD} :

$$M_{AD} = \left(F_{yf} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) \cdot S_{ST}$$

$$M_{AD1} = \left(345000 \text{ kPa} - \frac{1919.39 \text{ kN} \cdot \text{m}}{17.506 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} - \frac{888.22 \text{ kN} \cdot \text{m}}{32.44 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} \right) \cdot 63.37 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$= 13179.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{AD2} = \left(345000 \text{ kPa} - \frac{1919.39 \text{ kN} \cdot \text{m}}{20.917 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} - \frac{888.22 \text{ kN} \cdot \text{m}}{27.682 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} \right) \cdot 30.235 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$= 6686.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Se aplica la **Ecuación 2.46** con el momento M_{AD} menor obtenido

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

$$M_y = 1919.39 \text{ kN} \cdot \text{m} + 888.22 \text{ kN} \cdot \text{m} + 6686.51 \text{ kN} \cdot \text{m} = 9494.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.4.11.8 Estado límite de resistencia

2.4.11.8.1 Sección compuesta compacta

- El esfuerzo de fluencia de las alas es de 345 MPa, menor que el límite máximo de 485 MPa.
- La **Ecuación 2.14** se verificó que se cumple en la sección **2.4.10.3**.
- Aplicando la **Ecuación 2.49**:

$$D_{cp} = 96.22 \text{ mm}$$

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} = \frac{2 \cdot 96.22 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} \leq 3.76 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}}$$

$$8.75 < 90.53 \therefore \text{La sección es compacta}$$

2.4.11.8.2 Resistencia a flexión nominal de secciones compactas

- Aplicando la **Ecuación 2.50**:

$$D_p = 0.09622 \text{ m} + 0.03 \text{ m} + 0.2 \text{ m} = 0.32622 \text{ m}$$

$$D_t = 1.3 \text{ m} + 0.2 \text{ m} = 1.5 \text{ m}$$

$$\frac{D_p}{D_t} = \frac{0.32622 \text{ m}}{1.5 \text{ m}} = 0.2175 \rightarrow M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right)$$

$$M_n = (12901.7 \text{ kN} \cdot \text{m}) \cdot (1.07 - 0.7 \cdot 0.2175) = 11840.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_n \leq 1.3 \cdot R_h \cdot M_y$$

$$1.3 \cdot 1 \cdot 9494.12 \text{ kN} \cdot \text{m} = 12342.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = 11840.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.4.11.8.3 Requerimiento de ductilidad

- Aplicando la **Ecuación 2.51**:

$$\frac{D_p}{D_t} = 0.217 < 0.42 \therefore \text{Cumple}$$

2.4.11.8.4 Resistencia a corte nominal de almas no rigidizadas

- Aplicando la **Ecuación 2.54**:

$$\frac{D}{t_w} = \frac{1234\text{mm}}{22\text{ mm}} = 56.09$$

$$1.12 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} = 1.12 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 5}{345 \text{ MPa}}} = 60.3$$

$$1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} = 1.40 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 5}{345 \text{ MPa}}} = 75.37$$

$$56.09 < 60.3 \therefore C = 1$$

- Aplicando la **Ecuación 2.53**:

$$V_p = 0.58 F_{yw} \cdot D \cdot t_w = 0.58 \cdot (345000 \text{ kPa}) \cdot 1.234 \text{ m} \cdot 0.022 \text{ m} = 5432.31 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.52**:

$$V_n = V_{cr} = C \cdot V_p = 1 \cdot 5432.31 \text{ kN} = 5432.31 \text{ kN}$$

2.4.11.8.5 Estado límite de resistencia I

El momento último para el estado límite de resistencia I es el siguiente:

$$\text{Resistencia I: } 1.25(M_{DC1} + M_{DC2}) + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+IM}$$

$$M_u: 1.25 \cdot (1535.51 \text{ kN} \cdot \text{m} + 452.54 \text{ kN} \cdot \text{m}) + 1.5 \cdot (215.03 \text{ kN} \cdot \text{m}) + 1.75 \cdot (2936 \text{ kN} \cdot \text{m}) \\ = 7945.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.47**:

Al tratarse de un puente recto el termino f_l tiene un valor de cero.

$$7945.61 \text{ kN} \cdot \text{m} < 1 \cdot 11840.54 \text{ kN} \cdot \text{m} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{7945.61 \text{ kN} \cdot \text{m}}{11840.54 \text{ kN} \cdot \text{m}} \cdot 100 = 67\%$$

El cortante último para el estado límite de resistencia I es el siguiente:

$$\text{Resistencia I: } 1.25(V_{DC1} + V_{DC2}) + 1.5V_{DW} + 1.75V_{LL+IM}$$

$$V_u: 1.25 \cdot (219.94 \text{ kN} + 64.82 \text{ kN}) + 1.5 \cdot (30.8 \text{ kN}) + 1.75 \cdot (433.8 \text{ kN}) = 1161.3 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.48**:

Al tratarse de un puente recto el termino f_l tiene un valor de cero.

$$1161.3 \text{ kN} < 1 \cdot 5432.31 \text{ kN} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{1161.3 \text{ kN}}{5432.31 \text{ kN}} \cdot 100 = 21\%$$

2.4.11.9 Constructibilidad

2.4.11.9.1 Resistencia al pandeo local del ala a compresión

- Aplicando la **Ecuación 2.60**:

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = \frac{300 \text{ mm}}{2 \cdot 30 \text{ mm}} = 5$$

- Aplicando la **Ecuación 2.61**:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} = 9.15$$

- Aplicando la **Ecuación 2.59**:

$$D_c = 1300 \text{ mm} - 592.82 \text{ mm} - 30 \text{ mm} = 677.18 \text{ mm}$$

$$a_{wc} = \frac{2D_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}} = \frac{2 \cdot 677.18 \text{ mm} \cdot 22 \text{ mm}}{300 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm}} = 3.31$$

- Aplicando la **Ecuación 2.58**:

$$4.6 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} \leq \lambda_{rw} = \left(3.1 + \frac{5}{3.31}\right) \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} \leq 5.7 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}}$$

$$110.75 \leq \lambda_{rw} = 111.01 \leq 137.24$$

$$\lambda_{rw} = 111.01$$

- Aplicando la **Ecuación 2.57**:

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{2 \cdot 677.18 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} = 60.82 < 111.45 \therefore R_b = 1$$

- Aplicando la **Ecuación 2.56**:

$$\lambda_f < \lambda_{pf} \rightarrow F_{nc(FLB)} = R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}$$

$$F_{nc(FLB)} = 1 \cdot 1 \cdot 345 \text{ MPa} = 345 \text{ MPa}$$

2.4.11.9.2 Resistencia al pandeo lateral-torsional del ala a compresión

- Aplicando la **Ecuación 2.65**:

$$r_t \frac{b_{fc}}{\sqrt{12(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{D_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}})}} = \frac{300 \text{ mm}}{\sqrt{12(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{677.18 \text{ mm} \cdot 22 \text{ mm}}{300 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm}})}} = 69.52 \text{ mm}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.66**:

$$L_p = r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 69.52 \text{ mm} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} = 1673.84 \text{ mm}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.67**:

$$F_{yr} = 0.7 \cdot 345 \text{ MPa} = 241.5 \text{ MPa}$$

$$L_r = \pi \cdot r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} = \pi \cdot 69.52 \text{ mm} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{241.5 \text{ MPa}}} = 6285.16 \text{ mm}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.64**:

$$\text{Como } L_b > L_r \rightarrow F_{nc(LTB)} = F_{cr}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot R_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} = \frac{1 \cdot 1 \cdot \pi^2 \cdot 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{\left(\frac{7000 \text{ mm}}{69.52 \text{ mm}}\right)^2} = 194.69 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa}$$

2.4.11.9.3 Resistencia a flexión del ala a tensión

Se comprueba el momento de fluencia a tensión y compresión de la sección no compuesta como sigue:

$$M_y = S \cdot F_y$$

$$M_{yc} = 17.506 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \cdot 345000 \text{ kPa} = 6039.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yt} = 20.883 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \cdot 345000 \text{ kPa} = 7204.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Como el momento de fluencia a tensión es mayor que el de compresión no es necesario revisar la fluencia del ala a tensión.

2.4.11.9.4 Resistencia al pandeo flexural del alma

- Aplicando la **Ecuación 2.71**:

$$k = \frac{9}{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2} = \frac{9}{\left(\frac{677.18 \text{ mm}}{1234 \text{ mm}}\right)^2} = 29.89$$

- Aplicando la **Ecuación 2.70**:

$$F_{crw} = \frac{0.9 \cdot E \cdot k}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} = \frac{0.9 \cdot 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 29.89}{\left(\frac{1.234 \text{ m}}{0.022 \text{ m}}\right)^2} = 1710.07 \text{ MPa}$$

$$F_{crw} \leq \min(345 \text{ MPa}, 492.86 \text{ MPa}) \therefore F_{crw} = 345 \text{ MPa}$$

2.4.11.9.5 Estado límite de resistencia

El momento último para el estado límite de resistencia es el siguiente:

$$\text{Resistencia: } 1.25M_{DC1}$$

$$M_u: 1.25 \cdot (1535.51 \text{ kN} \cdot \text{m}) = 1919.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El esfuerzo producto del momento último es:

$$f_{bu} = \frac{M_u}{S_{NCsup}} = \frac{1919.39 \text{ kN} \cdot \text{m}}{17.506 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} \cdot 10^{-3} = 109.64 \text{ MPa}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.55**:

En el caso del ala a compresión se tiene:

$$F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 194.69 \text{ MPa}$$

$$109.64 \text{ MPa} < 1 \cdot 194.69 \text{ MPa} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación } \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{109.64 \text{ MPa}}{194.69 \text{ MPa}} \cdot 100 = 56\%$$

En el caso del alma se tiene:

$$109.64 \text{ MPa} < 1 \cdot 345 \text{ MPa} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{109.64 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}} \cdot 100 = 32\%$$

2.4.11.10 Estado límite de servicio II

El esfuerzo último para el estado límite de servicio II es el siguiente:

$$f_f = \frac{M_{DC_1}}{S_{NC}} + \frac{M_{DC_2} + M_{DW}}{S_{LTC}} + \frac{1.3 \cdot M_{LL+IM}}{S_{STC}}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.72**:

$$f_f = \frac{1.53551 \text{ MN} \cdot \text{m}}{17.506 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} + \frac{0.45254 \text{ MN} \cdot \text{m} + 0.21503 \text{ MN} \cdot \text{m}}{32.44 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} + \frac{1.3 \cdot 2.936 \text{ MN} \cdot \text{m}}{63.37 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3}$$

$$= 168.52 \text{ MPa}$$

$$0.95 \cdot R_h \cdot F_y = 0.95 \cdot 1 \cdot 345 \text{ MPa} = 327.75 \text{ MPa}$$

$$168.5 \text{ MPa} < 327.75 \text{ MPa} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{168.5 \text{ MPa}}{327.75 \text{ MPa}} \cdot 100 = 51\%$$

- Aplicando la **Ecuación 2.73**:

Al tratarse de un puente recto el termino f_i tiene un valor de cero.

$$f_f = \frac{1.53551 \text{ MN} \cdot \text{m}}{20.883 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} + \frac{0.45254 \text{ MN} \cdot \text{m} + 0.21503 \text{ MN} \cdot \text{m}}{27.694 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} + \frac{1.3 \cdot 2.936 \text{ MN} \cdot \text{m}}{30.245 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3}$$

$$= 223.83 \text{ MPa}$$

$$0.95 \cdot R_h \cdot F_y = 0.95 \cdot 1 \cdot 345 \text{ MPa} = 327.75 \text{ MPa}$$

$$223.83 \text{ MPa} < 327.75 \text{ MPa} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{223.83 \text{ MPa}}{327.75 \text{ MPa}} \cdot 100 = 68\%$$

2.4.11.11 Estado límite de fatiga I

El esfuerzo último para el estado límite de fatiga I es el siguiente:

$$\gamma(\Delta f) = \frac{1.75 \cdot M_{fLL+IM}}{S_{ST}}$$

Los detalles que se revisaran se encuentran en la **Tabla 2.19**.

Tabla 2.19:

- Usando el módulo de sección a corto plazo superior:

$$\gamma(\Delta f)_{sup} = \frac{1.75 \cdot 1.39738 \text{ MN} \cdot \text{m}}{63.37 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} = 38.59 \text{ MPa}$$

Comparando con el esfuerzo límite mínimo para la sección superior de 69 MPa:

$$38.59 \text{ MPa} < 69 \text{ MPa} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{38.59 \text{ MPa}}{69 \text{ MPa}} \cdot 100 = 56\%$$

- Usando el módulo de sección a corto plazo inferior:

$$\gamma(\Delta f)_{sup} = \frac{1.75 \cdot 1.39738 \text{ MN} \cdot \text{m}}{30.245 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3} = 80.85 \text{ MPa}$$

Comparando con el esfuerzo límite mínimo para la sección superior de 83 MPa:

$$80.85 \text{ MPa} < 83 \text{ MPa} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{80.85 \text{ MPa}}{83 \text{ MPa}} \cdot 100 = 97\%$$

2.5 Diseño de diafragmas

Los diafragmas deben ubicarse en los estribos del puente, en apoyos intermedios y a lo largo de la longitud de este.

2.5.1 Fuerza sísmica

Para utilizar la **Ecuación 2.8** es necesario calcular el peso total de la superestructura, ya que este se distribuirá como fuerzas puntuales entre las vigas que funcionan como apoyos del diafragma.

$$F_{sismica} = \frac{A_s \cdot W_{total}}{\#Vigas \cdot 2}$$

Ecuación 2.76. Fuerza sísmica aplicada al diafragma

Fuente: Fuente propia

Luego con ayuda de un programa de análisis estructural se modela la estructura del diafragma aplicando la fuerza sísmica para obtener los esfuerzos axiales máximos con los que se diseñaran los elementos.

2.5.2 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión factorada de los componentes debe ser tomada como:

$$P_r = \Phi_c \cdot P_n$$

Ecuación 2.77. Resistencia a compresión factorada

Fuente: AASHTO 6.9.2.1-1, 2020 [5]

2.5.2.1 Esbeltez efectiva

Los diafragmas se diseñarán con miembros tipo ángulo conectados al alma de la viga I, a través de una sola ala, con una excentricidad que generara esfuerzos axiales y de flexión. Para estos casos se puede diseñar como miembros axialmente cargados solo para pandeo por flexión utilizando su esbeltez efectiva.

$$\left(\frac{K \cdot l}{r}\right)_{\text{eff}} = \begin{cases} 72 + \frac{0.75 \cdot l}{r_x} & , \text{ si } \frac{l}{r_x} \leq 80 \\ 32 + \frac{1.25 \cdot l}{r_x} & , \text{ si } \frac{l}{r_x} > 80 \end{cases}$$

Ecuación 2.78. Esbeltez efectiva para ángulos conectados a través del lado corto

Fuente: AASHTO 6.9.4.4, 2020 [5]

2.5.2.2 Límite de esbeltez para miembros en compresión

A diferencia de la esbeltez efectiva, la esbeltez real del miembro no tiene que exceder el límite aplicable en la sección 9.3 de la AASHTO. Si la esbeltez real del miembro excede el límite, se tiene que usar una sección más grande hasta que se satisfaga la condición. Si la esbeltez efectiva excede el límite, pero la real no lo hace, el diseño es satisfactorio.

$$\begin{cases} \frac{K \cdot l}{r} \leq 120 & , \text{ para miembros primarios} \\ \frac{K \cdot l}{r} \leq 140 & , \text{ para miembros secundarios} \end{cases}$$

Ecuación 2.79. Límite de esbeltez para miembros a compresión

Fuente: AASHTO 6.9.3, 2020 [5]

Adicionalmente para el cálculo de la resistencia a compresión nominal se debe revisar si el miembro es esbelto o no esbelto:

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Ecuación 2.80. Razón límite ancho-espesor para miembros no esbeltos

Fuente: AASHTO 6.9.3, 2020 [5]

2.5.2.3 Resistencia a compresión nominal

Para miembros no compuestos y no simétricos, el modo de pandeo aplicable es por flexo-torsión, sin embargo, si se aplica la esbeltez efectiva se puede aplicar el pandeo flexural.

2.5.2.3.1 Miembros no esbeltos

Para miembros en compresión con secciones transversales no esbeltas, la resistencia nominal se calcula como sigue:

$$P_n = \begin{cases} 0.658 \left(\frac{P_o}{P_e}\right) \cdot P_o & , \frac{P_o}{P_e} \leq 2.25 \\ 0.877 P_e & , \text{otro} \end{cases}$$

Ecuación 2.81. Resistencia a compresión nominal para miembros no esbeltos

Fuente: AASHTO 6.9.4.4, 2020 [5]

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} \cdot A_g$$

Ecuación 2.82. Resistencia de pandeo elástico crítica para pandeo por flexión o flexo-torsión

Fuente: AASHTO 6.9.4.1.2-1, 2020 [5]

$$P_o = F_y \cdot A_g$$

Ecuación 2.83. Resistencia a compresión nominal de fluencia

Fuente: AASHTO 6.9.4.1.1, 2020 [5]

2.5.2.3.2 Miembros esbeltos

Para miembros en compresión con secciones transversales esbeltas se tiene que tomar en cuenta los efectos potenciales del pandeo local, la resistencia nominal se calcula como sigue:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_{eff}$$

Ecuación 2.84. Resistencia a compresión nominal para miembros esbeltos

Fuente: AASHTO 6.9.4.2.2a-1, 2020 [5]

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_g}$$

Ecuación 2.85. Esfuerzo a compresión nominal para miembros no esbeltos

Fuente: AASHTO 6.9.4.2.2a-2, 2020 [5]

Para el cálculo del área efectiva se tiene que calcular el ancho efectivo de cada ala del ángulo como sigue:

$$b_e = \begin{cases} b & , \frac{b}{t} \leq \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \\ b \left[\left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} - c_3 \right] & , \frac{b}{t} > \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \end{cases}$$

Ecuación 2.86. Ancho efectivo para elementos esbeltos

Fuente: AASHTO 6.9.4.2.2b, 2020 [5]

$$F_{el} = \left(c_2 \cdot \frac{\lambda_r}{\left(\frac{b}{t} \right)} \right)^2 \cdot F_y$$

Ecuación 2.87. Esfuerzo de pandeo elástico local

Fuente: AASHTO 6.9.4.2.2b, 2020 [5]

2.5.3 Resistencia a tensión

La resistencia a tensión factorada debe ser tomada como el menor valor de los siguientes:

$$P_r = \min \left\{ \begin{array}{l} \Phi_y \cdot P_{ny} \\ \Phi_u \cdot P_{nu} \end{array} \right.$$

Ecuación 2.88. Resistencia a tensión factorada

Fuente: AASHTO 6.8.2.1, 2020 [5]

2.5.3.1 Límite de esbeltez para miembros en tensión

Para miembros sujetos a solo a tensión o inversión de esfuerzos (de tensión a compresión o viceversa) se tiene que cumplir:

$$\begin{cases} \frac{l}{r} \leq 200 & , \text{ para miembros primarios} \\ \frac{l}{r} \leq 240 & , \text{ para miembros secundarios} \end{cases}$$

Ecuación 2.89. Límite de esbeltez para miembros a tensión

Fuente: AASHTO 6.8.4, 2020 [5]

2.5.3.2 Fluencia de la sección bruta

La resistencia a la fluencia de la sección bruta del miembro debe calcularse como:

$$\Phi_y \cdot P_{ny} = \Phi_y \cdot F_y \cdot A_g$$

Ecuación 2.90. Resistencia a la fluencia de la sección bruta

Fuente: AASHTO 6.8.2.1-1, 2020 [5]

2.5.3.3 Fractura en la sección neta efectiva

La resistencia a la fractura de la sección neta efectiva del miembro debe calcularse como:

$$\Phi_u \cdot P_{nu} = \Phi_u \cdot F_u \cdot A_n \cdot R_p \cdot U$$

Ecuación 2.91. Resistencia a la fractura de la sección neta efectiva

Fuente: AASHTO 6.8.2.1-2, 2020 [5]

2.5.3.4 Factor de reducción U

Este factor toma en cuenta la distribución no pareja de los esfuerzos cuando se conecta un miembro de manera parcial, como es el caso del ángulo conectado a través solo un ala, para tomar en cuenta este fenómeno se tiene la siguiente ecuación:

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$$

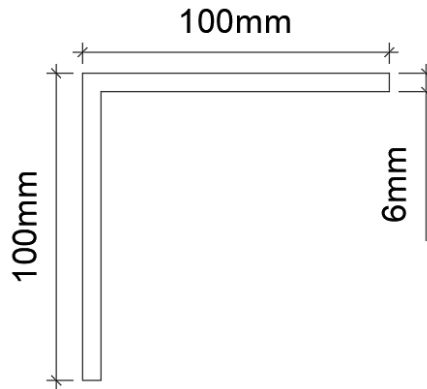
Ecuación 2.92. Factor de reducción U

Fuente: AASHTO 6.8.2.2-1, 2020 [5]

En el caso de miembros con secciones transversales abiertas, el valor calculado de U no debe ser menor que la relación del área bruta del elemento conectado al área bruta del miembro.

2.5.4 Cálculo de diafragma

La sección propuesta para los miembros del diafragma son ángulos de 100x6 mm con un esfuerzo de fluencia (F_y) de 345 MPa y esfuerzo a tracción (F_u) de 450 MPa, ilustrado en la **Figura 2.25**.



Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]
Ala V.	6	100	600	50	30000	500000	22.77	811171.07
Ala H.	94	6	564	97	54708	1692	24.23	332725.05
		Σ	1164		84708			1143896.1

Figura 2.25. Sección de los miembros del diafragma

Fuente: Autoría Propia

$$\bar{y} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{84708 \text{ mm}^3}{1164 \text{ mm}^2} = 72.77 \text{ mm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A}} = \frac{1143896.1 \text{ mm}^3}{1164 \text{ mm}^2} = 31.35 \text{ mm}$$

$$W_{\text{diafragma}} = \gamma_s \cdot A \cdot L = \left(78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) \cdot \left(\frac{1164 \text{ mm}^2}{1000^2}\right) \cdot \left(\frac{1640.12 \text{ mm} \cdot 6 + 2000 \text{ mm} \cdot 6}{1000}\right) \cdot 5$$

$$= 10 \text{ kN}$$

Para el cálculo del peso del diafragma se toma en cuenta que son 5 diafragmas en total, donde cada uno cuenta con 6 diagonales, 3 cordones superiores y 3 cordones inferiores

2.5.4.1 Fuerza sísmica

Se asume que el puente estará ubicado en una zona de peligro sísmico V (**Tabla 2.6**) por lo que la aceleración (PGA) tiene un valor de 0.4, adicionalmente se supone una clase de sitio D (**Tabla 2.7**) por lo que el valor de F_{PGA} es de 1.1 (**Tabla 2.9**). Con estos datos, aplicando la **Ecuación 2.8**:

$$A_s = 1.1 \cdot 0.4 = 0.44$$

Para el peso total de la estructura se tiene:

$$W_{\text{total}} = W_{\text{vigasext}} + W_{\text{vigasint}} + W_{\text{diafragmas}}$$

$$W_{\text{total}} = 22.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 16.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 10 \text{ kN}$$

$$W_{\text{total}} = 22.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 28 \text{ m} \cdot 2 + 16.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 28 \text{ m} \cdot 2 + 10 \text{ kN} = 2206.32 \text{ kN}$$

Aplicando la **Ecuación 2.76**:

$$F_{\text{sismica}} = \frac{0.44 \cdot 2206.32 \text{ kN}}{4 \cdot 2} = 121.35 \text{ kN}$$

Al realizar el análisis estructural se tiene:

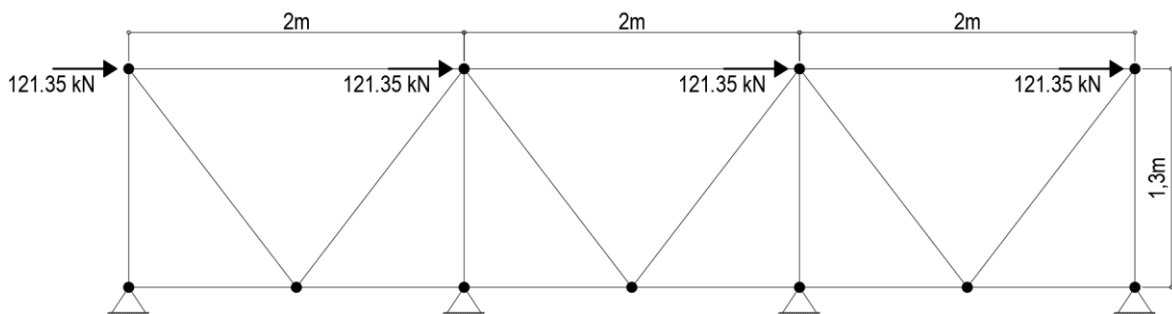


Figura 2.26. Esquema de carga del diafragma

Fuente: Autoría propia

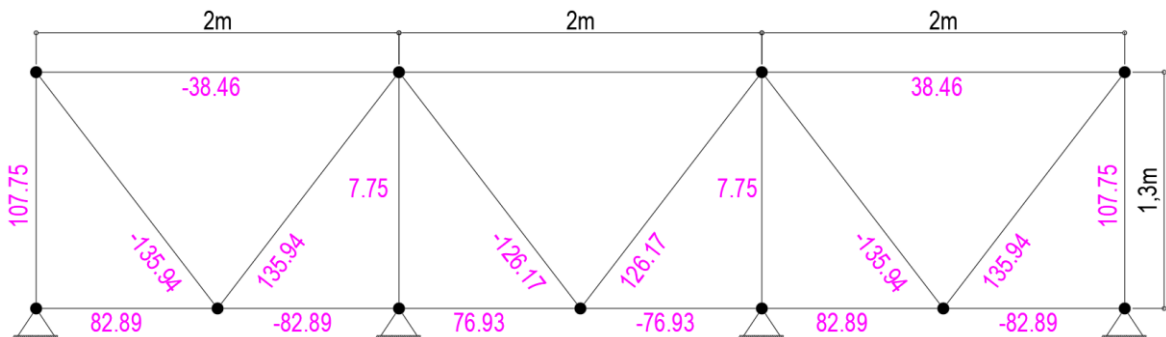


Figura 2.27. Fuerzas axiales en los miembros del diafragma

Fuente: Autoría propia

Para el diseño se trabajará con el elemento más solicitado que es la diagonal con una fuerza axial de 136 kN tanto en compresión como tensión.

2.5.4.2 Diseño a compresión

2.5.4.2.1 Esbeltez efectiva

- Aplicando la **Ecuación 2.78**:

$$\frac{l}{r_x} = \frac{1640.12 \text{ mm}}{31.35 \text{ mm}} = 52.32 < 80$$

$$\left(\frac{K \cdot l}{r}\right)_{\text{eff}} = 72 + \frac{0.75 \cdot l}{r_x} = 72 + \frac{0.75 \cdot 1640.12 \text{ mm}}{31.35 \text{ mm}} = 111.24$$

- Aplicando la **Ecuación 2.80**:

$$\lambda_r = 0.45 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} = 10.83$$

$$\frac{b}{t} = \frac{100 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} = 16.67 > 10.83 \therefore \text{La sección es esbelta}$$

2.5.4.2.2 Límite de esbeltez para miembros en compresión

- Aplicando la **Ecuación 2.79**:

$$\frac{K \cdot l}{r} = \frac{1 \cdot 1640.12 \text{ mm}}{31.35 \text{ mm}} = 52.32 < 120 \therefore \text{Cumple}$$

2.5.4.2.3 Resistencia a compresión

- Es necesario calcular la resistencia nominal del miembro como si fuese no esbelto para lo que se aplica la **Ecuación 2.83**, **Ecuación 2.82** y **Ecuación 2.81**:

$$P_o = F_y \cdot A_g = 345000 \text{ kPa} \cdot \frac{1164 \text{ mm}^2}{1000^2} = 401.58 \text{ kN}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} \cdot A_g = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^8 \text{ kPa}}{111.24^2} \cdot \frac{1164 \text{ mm}^2}{1000^2} = 185.68 \text{ kN}$$

$$\frac{P_o}{P_e} = \frac{401.58 \text{ kN}}{185.68 \text{ kN}} = 2.162$$

$$P_n = 0.658^{\left(\frac{P_o}{P_e}\right)} \cdot P_o = 0.658^{2.162} \cdot 401.58 \text{ kN} = 162.47 \text{ kN}$$

- Se verifica si se tiene que reducir el ancho efectivo con la **Ecuación 2.86**:

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_g} = \frac{0.16242 \text{ MN}}{\frac{1164 \text{ mm}^2}{1000^2}} = 139.54 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{t} = 16.67 < 10.83 \cdot \sqrt{\frac{345 \text{ MPa}}{139.54 \text{ MPa}}} = 17.03 \therefore b_e = b$$

$$A_{\text{eff}} = A_g$$

$$P_n = F_{\text{cr}} \cdot A_{\text{eff}} = 139.54 \text{ MPa} \cdot \frac{1164 \text{ mm}^2}{1000} = 162.42 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.77**:

$$P_r = \Phi_c \cdot P_n = 1 \cdot 162.42 \text{ kN} = 162.42 \text{ kN}$$

Para el estado límite de evento extremo I se tiene:

$$136 \text{ kN} < 162.42 \text{ kN} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{136 \text{ kN}}{162.42 \text{ kN}} \cdot 100 = 84\%$$

2.5.4.3 Diseño a tensión

2.5.4.3.1 Límite de esbeltez para miembros en tensión

- Aplicando la **Ecuación 2.89**:

$$\frac{l}{r} = \frac{1640.12 \text{ mm}}{31.35 \text{ mm}} = 52.32 < 200 \therefore \text{Cumple}$$

2.5.4.3.2 Factor de reducción U

- Se calcula el factor de reducción U con la **Ecuación 2.92**:

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{72.77 \text{ mm}}{85 \text{ mm}} = 0.144$$

Además, se calcula la relación entre el área conectada del miembro con el área bruta del miembro:

$$\frac{A_{\text{conectada}}}{A_g} = \frac{85 \text{ mm} \cdot 6 \text{ mm}}{1164 \text{ mm}^2} = 0.438 \therefore U = 0.438$$

2.5.4.3.3 Resistencia a tensión

- Aplicando la **Ecuación 2.88** con ambos modos de fallo:

$$P_r = \Phi_y \cdot P_{ny} = 1 \cdot 345 \text{ MPa} \cdot \frac{1164 \text{ mm}^2}{1000} = 401.58 \text{ kN}$$

$$P_r = \Phi_u \cdot P_{nu} = 1 \cdot 450 \text{ MPa} \cdot \frac{1164 \text{ mm}^2}{1000} \cdot 1 \cdot 0.44 = 229.42 \text{ kN}$$

Para el estado límite de evento extremo I se tiene:

$$136 \text{ kN} < 229.42 \text{ kN} \therefore \text{Cumple}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}} = \frac{136 \text{ kN}}{229.42 \text{ kN}} \cdot 100 = 59\%$$

2.6 Diseño de conectores de corte

En secciones compuestas se debe contar con conectores de corte que conecten la losa de hormigón con la sección de acero para resistir el esfuerzo cortante. En el caso de puentes simplemente apoyados se debe contar con conectores de corte a lo largo de toda su longitud.

Si se usa pernos como conectores de corte se debe cumplir la **Ecuación 2.93**.

$$\frac{L}{C} \geq 4$$

Ecuación 2.93. Razón altura-diámetro límite para pernos conectores de corte

Fuente: AASHTO 6.10.10.1.1, 2020 [5]

2.6.1 Distancia centro a centro longitudinal

2.6.1.1 Estado límite de fatiga

La distancia centro a centro longitudinal debe satisfacer el estado límite de fatiga, donde el número resultante de conectores no debe ser menor que el número de conectores requeridos para satisfacer el estado límite de resistencia. La distancia centro a centro longitudinal debe satisfacer:

$$p \leq \frac{n \cdot Z_r}{V_{SR}}$$

Ecuación 2.94. Condición para la distancia centro a centro longitudinal de conectores de corte

Fuente: AASHTO 6.10.10.1.2-1, 2020 [5]

$$Z_r = 0.038 \cdot d^2$$

Ecuación 2.95. Resistencia a corte por fatiga de un conector de corte para la carga de fatiga I

Fuente: AASHTO 6.10.10.2-1, 2020 [5]

$$V_{SR} = \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2}$$

Ecuación 2.96. Corte horizontal por fatiga por unidad de longitud

Fuente: AASHTO 6.10.10.1.2-2, 2020 [5]

$$V_{fat} = \frac{V_f \cdot Q}{I}$$

Ecuación 2.97. Corte longitudinal por fatiga por unidad de longitud

Fuente: AASHTO 6.10.10.1.2-3, 2020 [5]

Adicionalmente se tiene una distancia centro a centro longitudinal mínima y máxima dada de la siguiente manera:

$$p_{\max} = \begin{cases} 1220 \text{ mm} , & \text{si } D \geq 610 \text{ mm} \\ 610 \text{ mm} , & \text{si } D < 610 \text{ mm} \end{cases}$$

Ecuación 2.98. Distancia centro a centro longitudinal máxima para conectores de corte

Fuente: AASHTO 6.10.10.1.2, 2020 [5]

$$p_{\min} = 6 \cdot C$$

Ecuación 2.99. Distancia centro a centro longitudinal mínima para conectores de corte

Fuente: AASHTO 6.10.10.1.2, 2020 [5]

2.6.1.2 Estado límite de resistencia

La resistencia factorada de un conector de corte debe tomarse como:

$$Q_r = \phi_{sc} \cdot Q_n$$

Ecuación 2.100. Resistencia de corte factorada

Fuente: AASHTO 6.10.10.4.2-1, 2020 [5]

En el estado límite de resistencia, el número mínimo de conectores de corte bajo la región en consideración debe ser tomado como:

$$n_t = \frac{P}{Q_r}$$

Ecuación 2.101. Número mínimo de conectores para una región

Fuente: AASHTO 6.10.10.4.2-1, 2020 [5]

2.6.1.2.1 Resistencia de corte nominal

La resistencia nominal de un perno conector de corte embebido en una losa de concreto debe tomarse como:

$$Q_n = 0.5A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot F_u$$

Ecuación 2.102. Resistencia de corte nominal de un perno

Fuente: AASHTO 6.10.10.4.3-1, 2020 [5]

2.6.1.2.2 Fuerza de corte nominal

Para vanos simplemente apoyados y continuos que trabajan de manera no compuesta para flexión negativa en su condición final, la fuerza de corte nominal entre el punto de máxima carga viva y el punto adyacente de momento cero debe tomarse como:

$$P = \sqrt{(P_p)^2 + (F_p)^2}$$

Ecuación 2.103. Fuerza de corte nominal

Fuente: AASHTO 6.10.10.4.2-1, 2020 [5]

$$P_p = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{1p} = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_s \cdot t_s \\ P_{2p} = F_{yw} \cdot D \cdot t_w + F_{yt} \cdot b_{ft} \cdot t_{ft} + F_{yc} \cdot b_{fc} \cdot t_{fc} \end{array} \right.$$

Ecuación 2.104. Fuerza total longitudinal en la losa, en el punto de máxima carga viva

Fuente: AASHTO 6.10.10.4.2, 2020 [5]

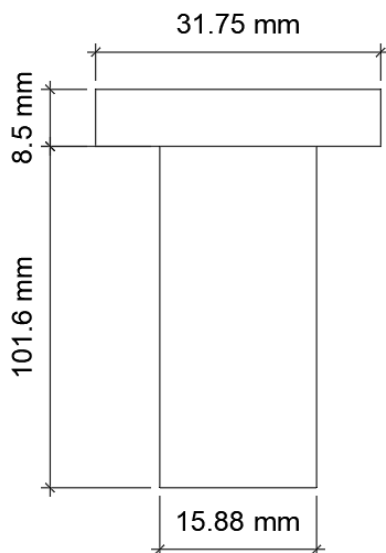
Para vanos o segmentos rectos la fuerza radial total longitudinal en la losa, en el punto de máxima carga viva (F_p) puede ser tomada como cero.

2.6.2 Distancia centro a centro transversal

- Los conectores de corte deben ubicarse al menos a una distancia de 4 veces el diámetro del perno medidos de centro a centro.
- La distancia libre entre el borde del ala superior de la viga y el conector de corte más cercano debe ser al menos de 25 mm.

2.6.3 Cálculo de conectores de corte

Las dimensiones del perno a utilizar se pueden observar en la **Figura 2.28**.



Perno		
Diámetro del vástago (C)	15.88	mm
Longitud del vástago (L)	101.60	mm
Diámetro de la cabeza (D)	31.75	mm
Altura de la cabeza (H)	8.50	mm

Figura 2.28. Sección del perno conector de corte

Fuente: Autoría Propia

Se verifica que la relación altura-diámetro este cumpla con la **Ecuación 2.93**:

$$\frac{L}{C} = \frac{101.60 \text{ mm}}{15.88 \text{ mm}} = 6.4 > 4 \therefore \text{Cumple}$$

2.6.3.1 Distancia centro a centro longitudinal

2.6.3.1.1 Estado límite de fatiga

- Aplicando la **Ecuación 2.95**:

$$Z_r = 58.8 \cdot d^2 = 0.038 \cdot (15.88 \text{ mm})^2 = 9.58 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.97**:

Usando las propiedades a de la sección de la viga exterior compuesta a corto plazo:

$$Q_{\text{Losa}} = A_s \cdot \left(y_c - \frac{t_s}{2} \right) = \frac{2000 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}}{7.31} \cdot \left(1500 \text{ mm} - 1015.39 \text{ mm} - \frac{200 \text{ mm}}{2} \right) \\ = 2.1056 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

Del diseño de la viga exterior se obtiene el rango de cortante (V(+)+V(-)) más grande correspondiente al cortante en el apoyo:

$$V_{fLL+IM} = \frac{DF_{V1}[(1+IM) \cdot M_{fLL}]}{MPF} = 0.66 \cdot \frac{[(1+0.15) \cdot 354.38 \text{ kN}]}{1.2} = 224.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{fat}} = \frac{V_f \cdot Q}{I} = \frac{224.15 \text{ kN} \cdot 2.1056 \cdot 10^7 \text{ mm}^3}{3.071 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4} \cdot 1000 = 153.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{sr} = \sqrt{(V_{\text{fat}})^2 + (F_{\text{fat}})^2} = \sqrt{\left(153.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)^2} = 153.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.94**:

Colocando 3 conectores de corte por sección transversal.

$$p \leq \frac{n \cdot Z_r}{V_{sr}} = \frac{3 \cdot 9.58 \text{ kPa}}{153.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \cdot 1000 = 187 \text{ mm}$$

También se calcula la separación longitudinal máxima y mínima aplicando **Ecuación 2.98** y **Ecuación 2.99**.

$$D > 610 \therefore p_{\text{max}} = 1220 \text{ mm}$$

$$p_{\text{min}} = 6 \cdot C = 6 \cdot 15.88 \text{ mm} = 95.28 \text{ mm}$$

2.6.3.1.2 Estado límite de resistencia

- Aplicando la **Ecuación 2.102**:

$$Q_n = 0.5A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot F_u = 0.5 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 15.88^2 \cdot \sqrt{28 \text{ MPa} \cdot 27372.77 \text{ MPa}} = 86.7 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.100**:

$$Q_r = \phi_{sc} \cdot Q_n = 0.85 \cdot 86.7 = 73.69 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.104**:

$$P_{1p} = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_s \cdot t_s = 0.85 \cdot 28000 \text{ kPa} \cdot 2 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m} = 9520 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} P_{2p} &= F_{yw} \cdot D \cdot t_w + F_{yt} \cdot b_{ft} \cdot t_{ft} + F_{yc} \cdot b_{fc} \cdot t_{fc} \\ &= 345000 \text{ kPa} \cdot 1.234 \text{ m} \cdot 0.022 \text{ m} + 345000 \text{ kPa} \cdot 0.380 \text{ m} \cdot 0.036 \text{ m} \\ &\quad + 345000 \text{ kPa} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 0.03 \text{ m} = 17190.66 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_p = \min(P_{1p}, P_{2p}) = 9520 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.103**:

$$P = \sqrt{(P_p)^2 + (F_p)^2} = \sqrt{(9520 \text{ kN})^2} = 9520 \text{ kN}$$

- Aplicando la **Ecuación 2.101**:

$$n_t = \frac{9520 \text{ kN}}{73.69 \text{ kN}} = 129.19 \rightarrow 130 \text{ conectores de corte}$$

- Finalmente, para conocer la separación longitudinal de los conectores de corte calculados:

$$p \leq \frac{L}{n_t} \cdot n = \frac{13.28 \text{ m}}{130 \text{ conectores}} \cdot 3 \frac{\text{conectores}}{\text{fila}} \cdot 1000 = 306.46 \frac{\text{mm}}{\text{fila}}$$

2.6.3.2 Distancia centro a centro transversal

- Aplicando los criterios del numeral 2.6.2 se tiene:

$$s_{tmin} = 4 \cdot 15.88 \text{ mm} = 63.52 \text{ mm}$$

$$s_{borde} = \frac{300 \text{ mm} - 25 \text{ mm} \cdot 2 - 15.88 \text{ mm} \cdot 3}{2} = 101.18 \text{ mm} > 63.52 \text{ mm} \therefore \text{Cumple}$$

Con la disposición de 3 conectores de corte en la sección transversal se cumple con los requisitos de separación mínima de borde y entre pernos.

2.6.3.3 Distribución de los conectores de corte

Con el objetivo de cumplir con los estados límites de fatiga y resistencia se selecciona una distancia longitudinal que este entre los valores máximos y mínimos calculados.

$$p_{\min} = 95.28 \text{ mm}$$

$$p_{\max} = \min(187.04 \text{ mm}, 1220 \text{ mm}, 306.46 \text{ mm}) = 187.04 \text{ mm}$$

La separación escogida es de 185 mm, con lo que se tiene 3 conectores de corte cada 185 mm a lo largo de todas las vigas.

3 RESULTADOS, RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Y

3.1 Resultados

Dentro de los resultados se realizará la comparación técnica y económica con la variante de vigas de hormigón postensado realizada por Arévalo A. (2023) [24].

3.1.1 Dimensiones finales y comparación con la variante de vigas de hormigón postensado

La losa cuyo diseño se adjunta en el ANEXO III cuenta con una sección transversal tomada a lo largo de su ancho de 8 metros como se indica en la **Figura 3.1**, en esta se incluye los aceros para flexión positiva, negativa, de distribución y temperatura con sus respectivos espaciamientos. También se indica el refuerzo adicional producto del diseño del volado de la losa.

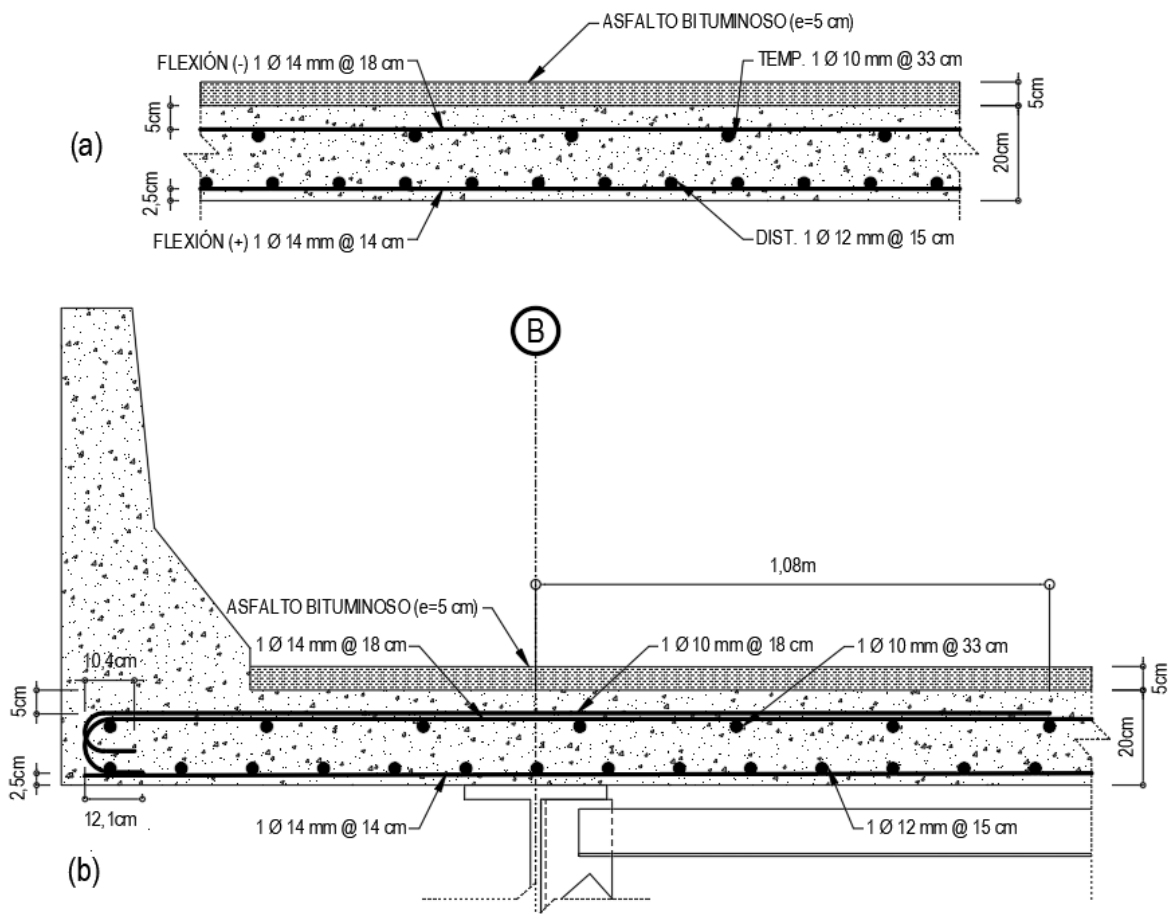


Figura 3.1. (a) Sección transversal de la losa y (b) volado de losa
Fuente: Autoría Propia

La sección final diseñada para las vigas interiores se puede visualizar en la **Figura 3.2**.

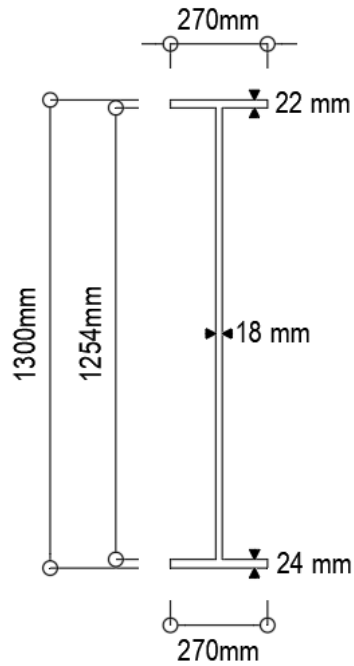


Figura 3.2. Sección de las vigas interiores
Fuente: Autoría Propia

La sección final diseñada para las vigas exteriores se puede visualizar en la **Figura 3.3**.

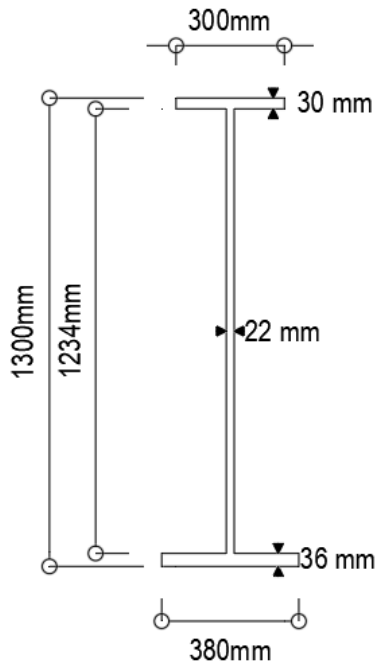


Figura 3.3. Sección de las vigas exteriores
Fuente: Autoría Propia

La sección final implementada en las diagonales y cordones del diafragma tipo K se pueden visualizar en la **Figura 3.4**.

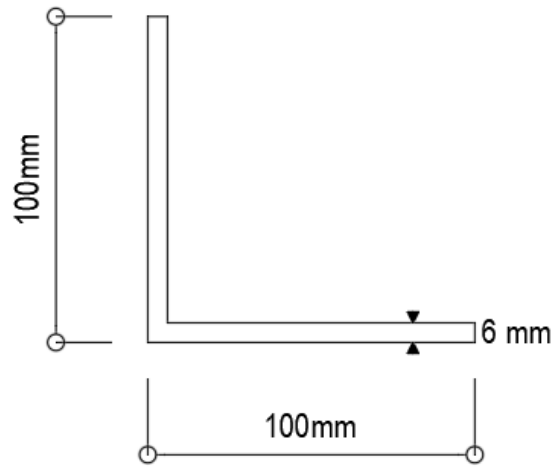


Figura 3.4. Sección de los elementos del diafragma
Fuente: Autoría Propia

En cuanto a la variante de hormigón postensado las dimensiones finales de sus elementos son las siguientes:

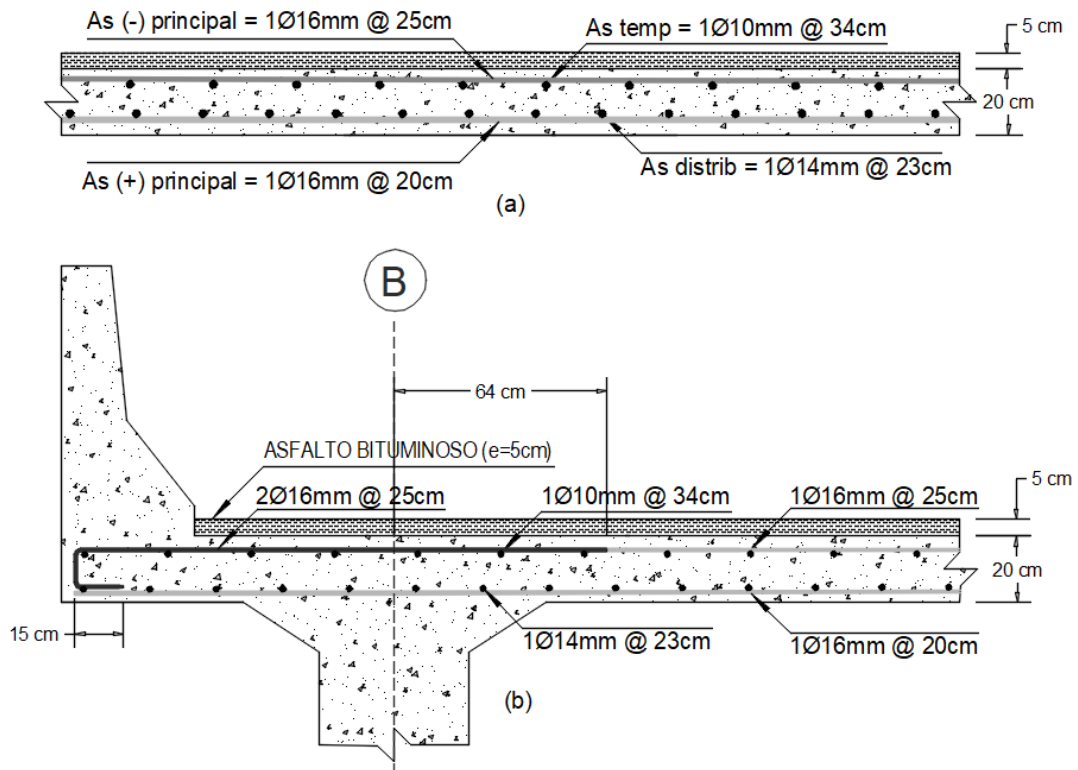


Figura 3.5. (a) Sección transversal de losa y (b) volado de losa en la variante de vigas de hormigón postensado

Fuente: Angie Arévalo, 2023 [24]

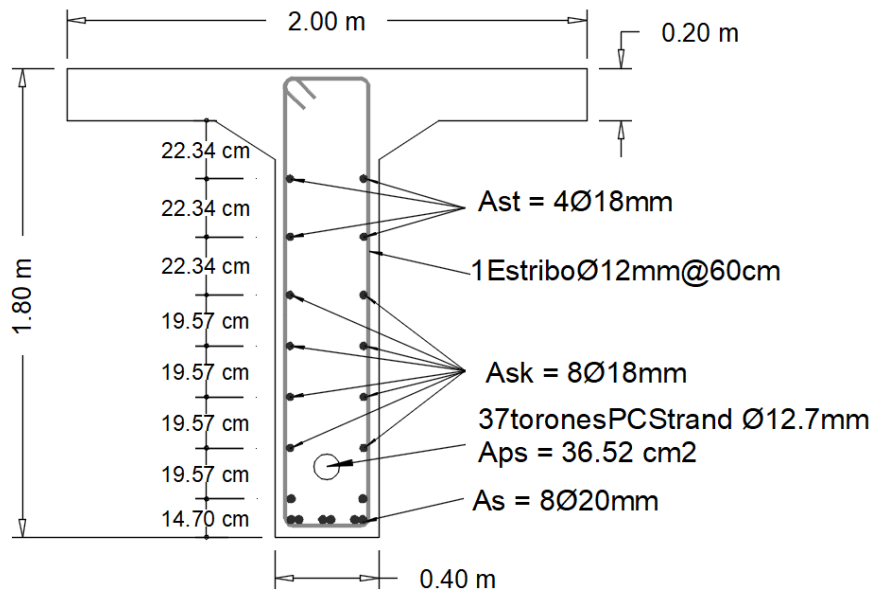


Figura 3.6. Sección de las vigas interiores en la variante de vigas de hormigón postensado

Fuente: Angie Arévalo, 2023 [24]

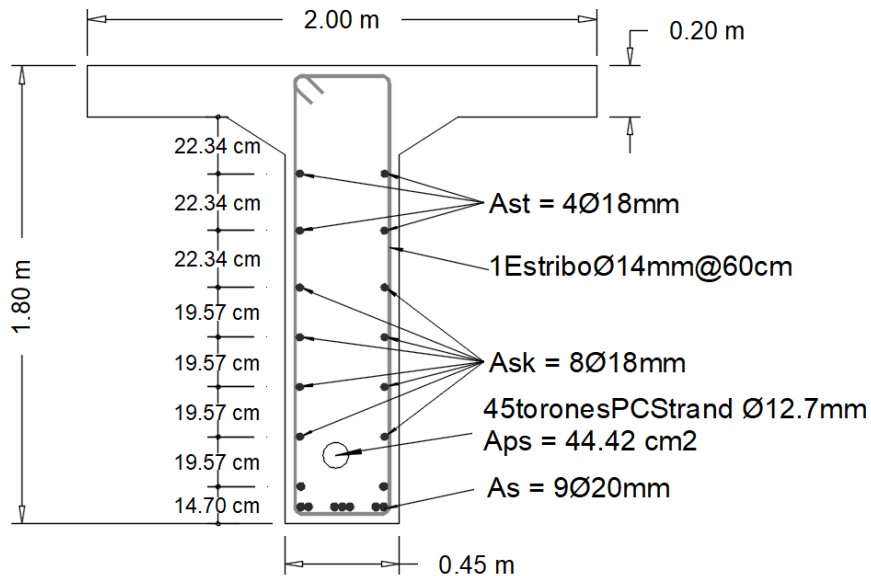


Figura 3.7. Sección de las vigas exteriores en la variante de vigas de hormigón postensado

Fuente: Angie Arévalo, 2023 [24]

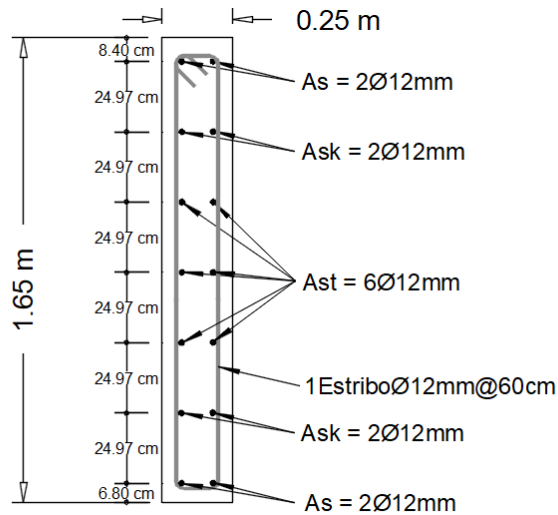


Figura 3.8. Sección del diafragma en la variante de vigas de hormigón postensado
Fuente: Angie Arévalo, 2023 [24]

Como se puede notar en la **Figura 3.1** y **Figura 3.5**, los aceros dispuestos para diversos propósitos como flexión positiva, negativa y de distribución presentan valores distintos, exceptuando el acero de temperatura que es prácticamente idéntico. Un factor determinante en estas disparidades es el uso de un hormigón con $f'c = 28$ MPa y diámetros más pequeños ($\Phi 14$ mm, $\Phi 12$ mm) en la variante de vigas de acero, mientras que en el caso de las vigas de hormigón postensado se emplea un hormigón con $f'c = 30$ MPa y diámetros de refuerzo mayores ($\Phi 16$ mm, $\Phi 14$ mm). En ambos casos el espesor de losa utilizado es de 20 cm.

En lo que respecta a las vigas, debido a las disparidades en el comportamiento entre el acero y el hormigón postensado, una comparación directa no es posible. Sin embargo, es posible resaltar la diferencia en su altura total. En la variante de vigas de acero, esta altura es de **1.3 metros**, mientras que en la variante de vigas de hormigón postensado es de **1.8 metros**. Esto podría tener un impacto en el gálibo del puente, así como en la altura total de los estribos, dependiendo de la futura ubicación de la estructura.

3.1.2 Demanda-capacidad

Todos los elementos diseñados cumplen con los diferentes estados límites aplicables y los diferentes criterios de flexión y corte, a continuación, se presentan tablas con el resumen del diseño realizado.

En el caso de la viga interior se puede observar en la **Tabla 3.1**, todos los criterios en los diferentes estados límites aplicados se cumplen con la particularidad de que la mayor demanda se encuentra en el estado límite de resistencia I vinculado a los chequeos de constructibilidad.

Tabla 3.1. Resumen del diseño de la viga interior

Estado Límite	Criterio	Demanda/Capacidad
Resistencia I	Flexión	78%
	Corte	29%
Constructibilidad (Resistencia I)	Flexión Ala a Compresión	98%
	Flexión Ala a Tensión	No se revisa
	Flexión Alma	42%
Servicio II	Flexión Ala a Compresión	53%
	Flexión Ala a Tensión	81%
Fatiga I	Ala Superior	37%
	Ala Inferior	87%

Fuente: Autoría propia

Para la viga exterior como se puede visualizar en la **Tabla 3.2**, también se cumplen todos los estados límites con sus respectivos criterios siendo la más alta demanda la fatiga I vinculado a el desgaste de detalles de conexiones de los elementos de la superestructura para un ciclo de vida infinito.

Tabla 3.2. Resumen del diseño de la viga exterior

Estado Límite	Criterio	Demanda/Capacidad
Resistencia I	Flexión	67%
	Corte	21%
Constructibilidad (Resistencia I)	Flexión Ala a Compresión	56%
	Flexión Ala a Tensión	No se revisa
	Flexión Alma	32%
Servicio II	Flexión Ala a Compresión	51%
	Flexión Ala a Tensión	68%
Fatiga I	Ala Superior	56%
	Ala Inferior	97%

Fuente: Autoría propia

En cuanto a los diafragmas el cómo se observa en la **Tabla 3.3**, el estado límite para el cual fue diseñado cumple, este está relacionado a un evento sísmico y la fuerza calculada está en base a una zona sísmica y tipo de suelo (clase de sitio) en particular detallado en el diseño.

Tabla 3.3. Resumen del diseño del diafragma

Estado Límite	Criterio	Demanda/Capacidad
Evento Extremo I	Compresión	84%
	Tensión	59%

Fuente: Autoría propia

3.1.3 Peso de la superestructura y comparación con la variante de vigas de hormigón postensado

Se calculó de manera manual el acero de refuerzo que se usara en la losa y barreras, por lo que el peso unitario usado en el hormigón corresponde a uno de densidad normal sin adición de refuerzo (22.75 kN/m³).

Tabla 3.4. Peso 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 fy=420 MPa	7.50
Asfalto bituminoso	22.61
	198.42

Fuente: Autoría Propia

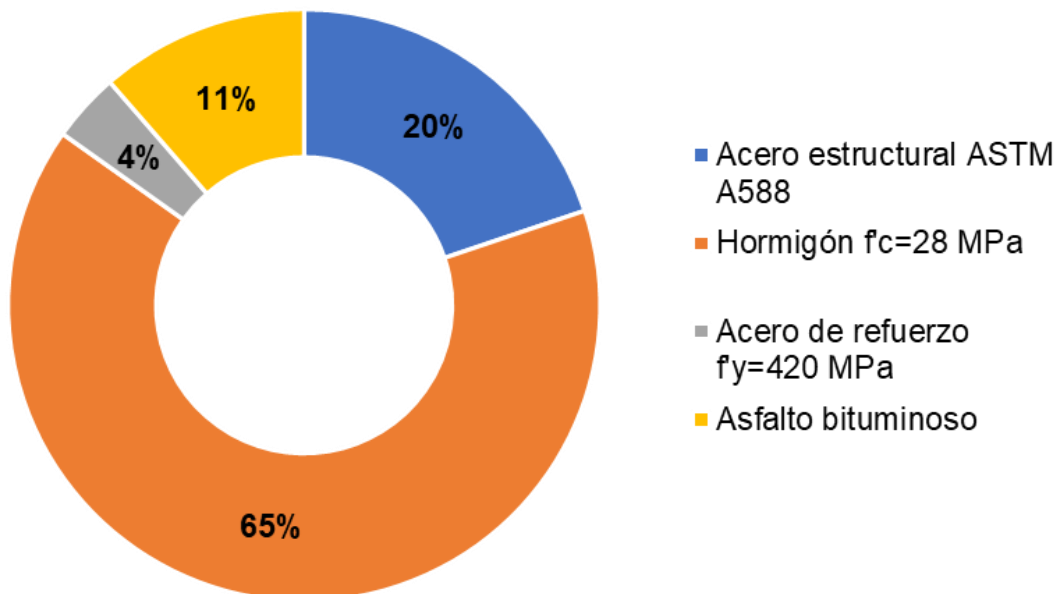


Figura 3.9. Porcentaje del peso total de la superestructura de cada componente del puente con vigas de acero

Fuente: Autoría Propia

Como se puede observar en la **Figura 3.9** el hormigón representa un **65%** del peso total de la superestructura, aproximadamente **3 veces** el peso del acero estructural (**20%**). Seguido de estos se tiene al asfalto bituminoso y el acero de refuerzo que juntos aportan con un **15%** al peso total.

En cuanto a la variante de vigas de hormigón postensado también para el cálculo del peso se toma en cuenta que el hormigón es densidad normal sin refuerzo.

Tabla 3.5. Peso de la superestructura del puente en la variante de vigas de hormigón postensado

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
	377.22

Fuente: Angie Arévalo, 2023 [24]

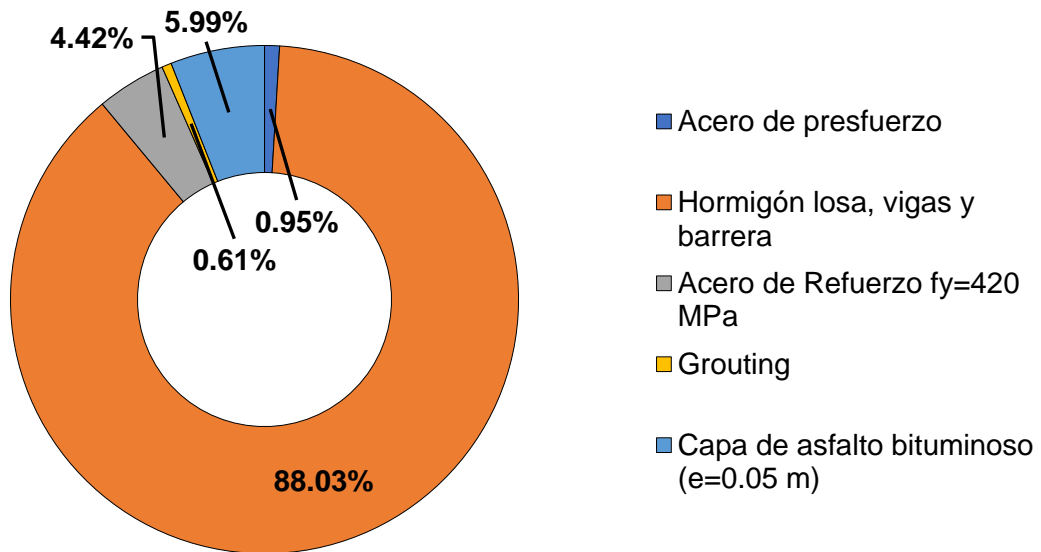


Figura 3.10. Porcentaje del peso total de la superestructura de cada componente del puente con vigas de hormigón postensado

Fuente: Angie Arévalo, 2023 [24]

Como se puede observar en la **Figura 3.10** el hormigón representa un **88.03%** del peso total de la superestructura, teniendo en cuenta que esta variante es de hormigón es un resultado esperado. Se puede contrastar lo obtenido con la variante de vigas de acero donde a pesar de ser el acero estructural el elemento principal este no representa un porcentaje notable a comparación del hormigón.

Al comparar la **Tabla 3.4** y **Tabla 3.5** es evidente que la variante de vigas de hormigón postensado es notablemente más pesada, con un incremento del **90%** en comparación con la variante de vigas de acero. Esto conlleva a un aumento en la carga muerta y, por ende, en la fuerza sísmica transmitida a la subestructura. Como resultado, en el proceso de diseño de los estribos y las cimentaciones del puente, se requerirán dimensiones más

grandes con una mayor cantidad de acero de refuerzo en la variante de vigas de hormigón postensado, en comparación con lo que se necesitará en la variante de vigas de acero.

3.1.4 Análisis de costos y comparación la variante de vigas de hormigón postensado

En lo que respecta a los rendimientos, maquinaria, mano de obra y materiales compartidos entre ambas variantes, se emplearon los mismos valores para realizar una comparación viable de los costos y los plazos de construcción.

3.1.4.1 Cantidades de obra

Dentro del acero estructural se toma en cuenta los elementos como las vigas exteriores, interiores, diafragmas y placas de conexión que se usaran entre los diafragmas y las vigas. En cuanto al hormigón se toma en cuenta el usado para la losa maciza y las barreras, de igual forma el acero de refuerzo en ambos elementos y por último se tiene la capa de rodadura que se ubicara sobre la losa.

Tabla 3.6. Cantidades de obra en la superestructura del puente de acero

Material	Unidad	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: Autoría Propia

En cuanto a la variante, se tiene un hormigón con f'c= 30 MPa en vigas, losa y diafragmas y con una resistencia de 24 MPa en las barreras.

Tabla 3.7. Cantidades de obra en la superestructura del puente de vigas de hormigón postensado

Material	Unidades	Cantidades	Cantidad/m ²
Acero de presfuerzo	kg	3915.77	17.48
Hormigón f'c = 30 MPa	m ³	123.85	0.55
Hormigón f'c = 28 MPa	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: Angie Arévalo, 2023 [24]

3.1.4.2 Programación de obra

La programación propuesta contempla una duración en base a los rendimientos indicados en los análisis de precios unitarios realizados que se encuentran en el **ANEXO VIII**.

Tabla 3.8. Programación de obra de la superestructura del puente 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: Autoría Propia

Como se puede observar en la duración total de la obra es de 72 días laborales o 15 semanas en la variante de vigas de acero.

Para la variante de vigas de hormigón postensado se cuenta con más actividades como acero de refuerzo en diferentes rangos de diámetros y rubros relacionados al postensado del hormigón.

Tabla 3.9. Programación de obra de la superestructura del puente con vigas de hormigón postensado

#	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: Angie Arévalo, 2023 [24]

En la variante de vigas de hormigón postensado la duración total es de 63 días laborales o 13 semanas.

3.1.4.3 Presupuesto

En base a las cantidades de obra **Tabla 3.6** y los precios unitarios de cada rubro especificados en el ANEXO VIII se puede elaborar el presupuesto total para la obra detallado a continuación en la **Tabla 3.10**.

Tabla 3.10. Presupuesto de la superestructura del puente 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 fy=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: Autoría Propia

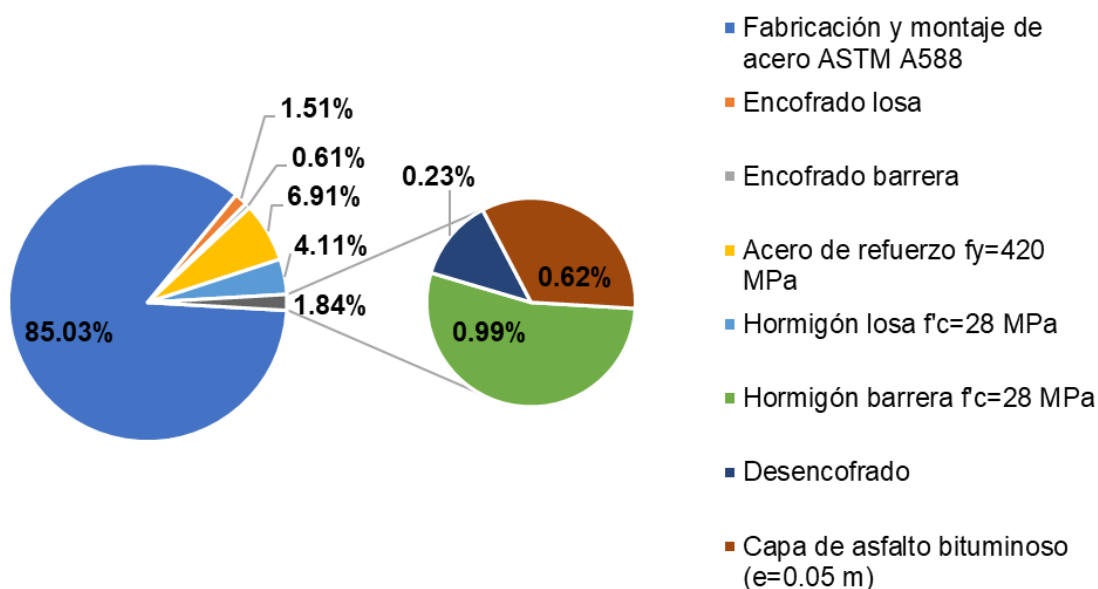


Figura 3.11. Porcentaje del presupuesto total de la superestructura de cada componente del puente con vigas de acero

Fuente: Autoría Propia

Como se puede ver en la **Tabla 3.10** y **Figura 3.11** el rubro más importante del presupuesto es la fabricación y montaje del acero estructural con un porcentaje del **85.03%**, junto con el acero de refuerzo representan el **91.94%**, casi la totalidad del presupuesto.

Tabla 3.11. Presupuesto de la superestructura del puente con vigas de hormigón postensado

Rubro	Unidad	Cantidad	P. unitario (USD)	P. total (USD)
Puente con 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	\$1,547.30
Hormigón barrera f'c=28 MPa	m ³	10.8	\$210.10	\$2,269.04
Capa de asfalto bituminoso (e=0.05m)	m ²	201.6	\$7.04	\$1,420.07
Acero de presfuerzo	kg	3,575.20	\$5.18	\$18,533.84
Inyección de grouting	m ³	1	\$138.02	\$138.02

Fuente: Angie Arévalo, 2023 [24]

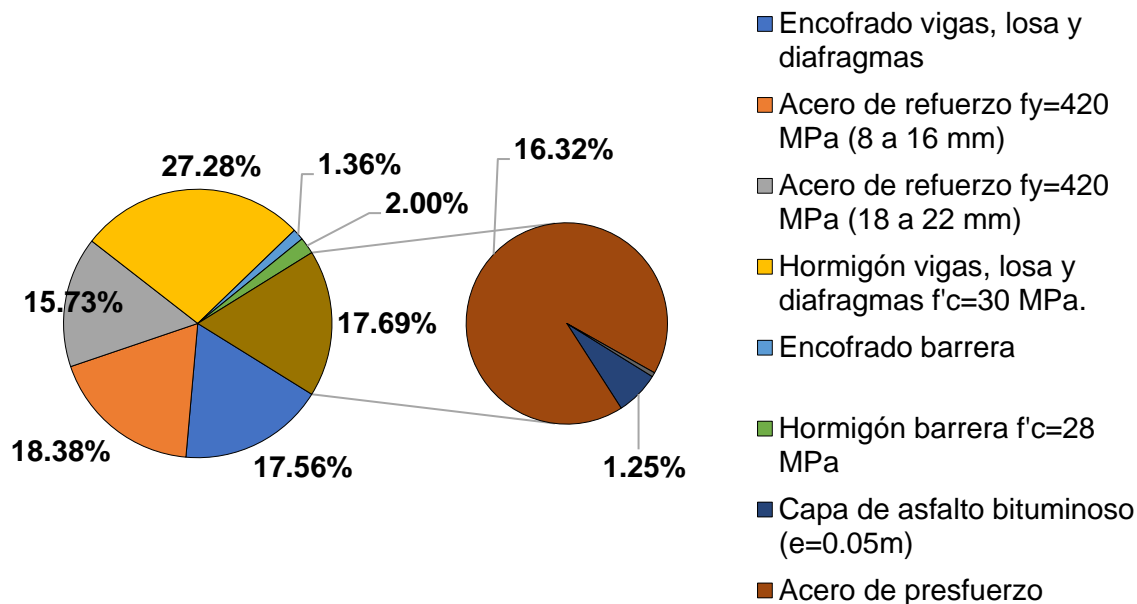


Figura 3.12. Porcentaje del presupuesto total de la superestructura de cada componente del puente con vigas de hormigón postensado

Fuente: Angie Arévalo, 2023 [24]

Como se puede ver en la **Tabla 3.11** y **Figura 3.12** el rubro más importante del presupuesto es el hormigón con $f'c=30$ MPa con un porcentaje del **27.28%**. Se puede destacar que juntando los rubros de acero de refuerzo para todos los diámetros disponibles se tiene un impacto del **34.11%** en el presupuesto total.

Al comparar el porcentaje de distribución de ambas variantes, se nota que, en el caso de las vigas de hormigón postensado, los diversos elementos se reparten de manera uniforme, mientras que, en las vigas de acero, la presencia del acero estructural es significativamente más prominente en relación a los otros componentes.

Tabla 3.12. Comparación de costos entre variantes de vigas de acero y hormigón postensado

Variante	Costo Total (USD)	Costo/m ² (USD)
Vigas de acero	\$ 229,262.83	\$ 1,023.49
Vigas de hormigón postensado	\$ 113,578.33	\$ 507.5

Fuente: Autoría Propia

En la **Tabla 3.12** se expone una comparativa de los costos totales y por metro cuadrado. Se destaca que el costo de la variante de vigas de acero es significativamente superior al de las vigas de hormigón postensado, con una diferencia total de **\$115,684.50**, y por metro cuadrado de **\$516.45/m²**.

Tabla 3.13. Costo por períodos 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
		10	\$1,959.81
3	\$ 7,970.16	11	\$1,959.81
		12	\$1,959.81
		13	\$1,959.81
		14	\$2,126.99
		15	\$1,762.24

Fuente: Autoría Propia

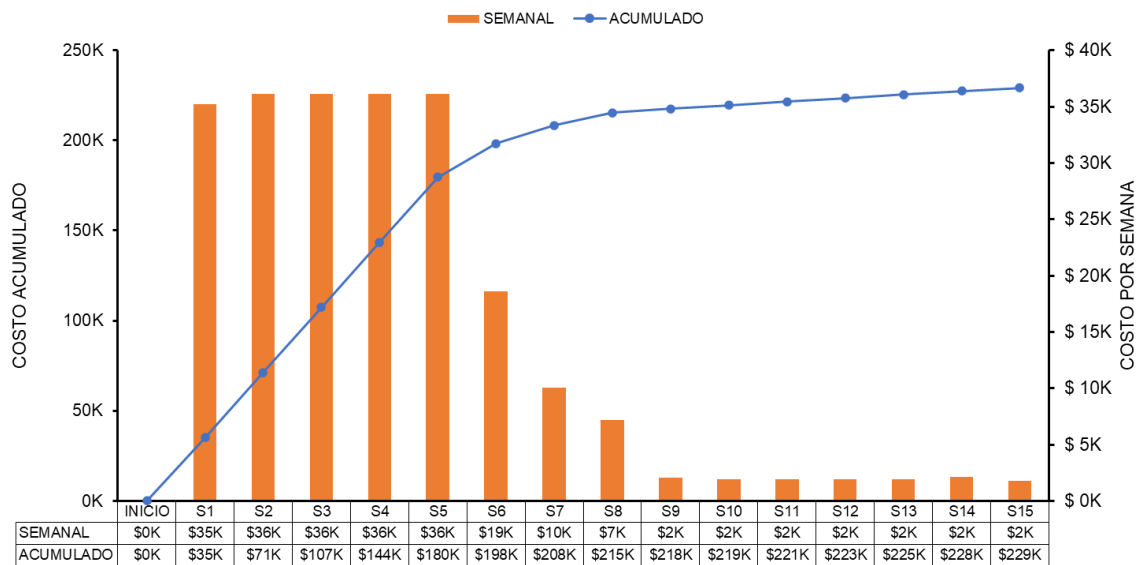


Figura 3.13. Flujo de caja de la variante de vigas de acero

Fuente: Autoría Propia

Como se puede apreciar en la **Tabla 3.13** y **Figura 3.13**, las primeras 5 semanas conllevan los costos de construcción más elevados. Esto se debe a que durante este período se instalan los elementos de acero estructural, como las vigas. Posteriormente, los costos experimentan una disminución gradual. Este patrón se refleja en la curva del costo acumulado, la cual experimenta un crecimiento rápido inicialmente y luego se estabiliza a medida que avanza la construcción.

Tabla 3.14. Costo por períodos 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: Angie Arévalo, 2023 [24]

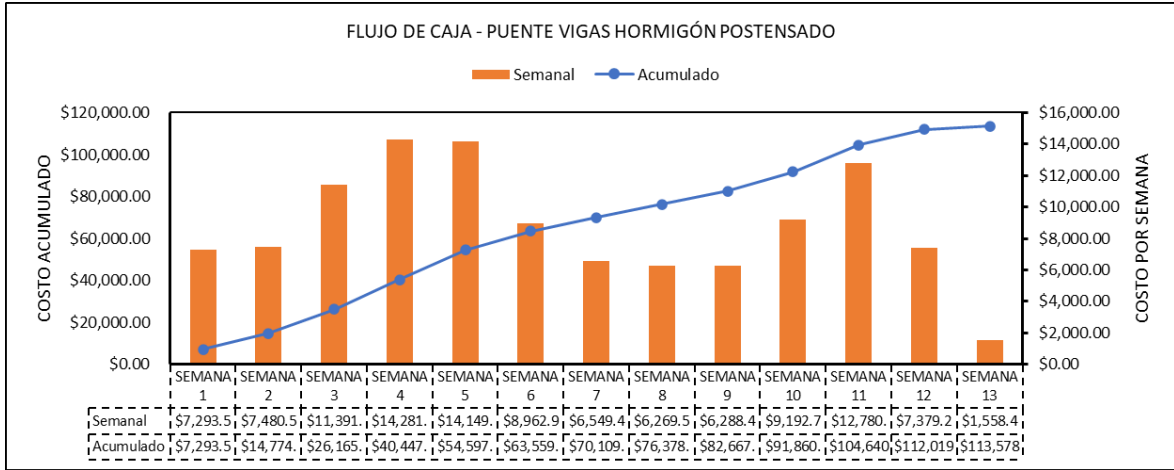


Figura 3.14. Flujo de caja de la variante de vigas de hormigón postensado

Fuente: Angie Arévalo, 2023 [24]

Como se puede apreciar en la **Tabla 3.14** y **Figura 3.14**, en el caso de la variante de vigas de hormigón postensado los costos incrementan ligeramente hasta la semana 5, luego decrecen y vuelven a subir hasta la semana 11. Estos picos son el resultado de los momentos en los cuales se lleva a cabo la colocación del hormigón y posteriormente la del acero de presfuerzo.

3.2 Conclusiones

- Todos los elementos diseñados en la variante de vigas de acero están configurados tomando en cuenta un nivel de demanda-capacidad cercano al 100% en al menos un estado límite. Esto se realizó con la intención de lograr un diseño altamente eficiente desde un punto de vista económico.
- En el caso de la viga interior el criterio más limitante fue la resistencia a compresión del ala superior en la etapa de construcción con una demanda-capacidad del 98%. Esto se debe a que, en esta etapa, la losa de hormigón aún no contribuye para resistir los esfuerzos; en cambio, la viga debe soportar el peso del hormigón fresco. En este aspecto, el parámetro crítico que definió la capacidad de la viga es la longitud no arriostrada o el espaciamiento de los diafragmas a lo largo del puente.
- En el caso de la viga exterior el criterio más limitante fue la resistencia a la fatiga en la etapa de servicio con una demanda-capacidad del 97%. En este escenario, es crucial tener en mente que, para este estado límite, se anticipa un ciclo de vida infinito. Esto implica que los detalles examinados bajo este criterio no experimenten una falla. En caso de ser necesario y si se disponen de los datos del tráfico vehicular proyectado, se podría considerar establecer una sección más eficiente para un tiempo de vida útil deseado.
- En ambas vigas la demanda producida por corte tiene un valor pequeño, por lo que se puede afirmar que el criterio más determinante para el diseño de la superestructura del puente con la configuración estructural propuesta es la demanda producida por flexión.
- Los diafragmas se diseñaron considerando una fuerza sísmica alta (zona sísmica y condiciones de suelo) con el fin de caracterizar el peligro al que está expuesto la región en la que se encuentra el Ecuador.
- La variante de vigas de hormigón postensado es un 90% más pesada que la variante de vigas de acero. Por lo tanto, si se tuviera como objetivo contar con una superestructura más ligera debido a las condiciones del suelo en las que se encuentra el puente o restricciones en el diseño de los estribos y cimentaciones, la elección más factible sería la variante de vigas de acero.
- En cuanto a tiempos de construcción la variante de vigas de hormigón postensado se puede ejecutar de manera más rápida con 7 días hábiles o 2 semanas en

comparación con la variante de vigas de acero. Esto equivale a un ahorro de tiempo del 13%. Es decir, en ambos casos, el factor tiempo no tendría una influencia sustancial a la hora de seleccionar la alternativa más eficiente.

- En el caso de la variante de vigas de acero es necesario realizar una inversión inicial significativa ya que se requiere \$143,500.00 (62.60% del presupuesto total) en el primer mes y \$71,943.63 (31.38% del presupuesto total) en el segundo, juntos suman \$215,443.63 (93.98% del presupuesto total). Mientras que en la variante de vigas de hormigón postensado en cada mes se requiere alrededor del 35% del presupuesto total. Esto puede influir en la capacidad de financiación si se planease construir una u otra variante.
- El principal factor que condiciona el costo de la variante de vigas de acero es el precio unitario del montaje y fabricación del acero estructural dentro del cual el material, es decir el acero estructural ASTM A588 es el que más influye en el precio ocupando un 30% de los \$4.96 que se necesita por cada kilogramo de acero.
- La variante de vigas de acero tiene un costo total notablemente mayor a comparación de la variante de vigas de hormigón postensado, es 2.02 veces más costosa. Considerando este factor y analizando únicamente el costo de la superestructura, como se lo ha realizado en el presente trabajo, la elección más adecuada al construir un puente con la configuración estructural propuesta en Ecuador sería la variante con vigas de hormigón postensado.

3.3 Recomendaciones

- Durante el análisis llevado a cabo, se pudo observar que la variante de vigas de acero presenta un costo significativamente superior en contraste con la variante de vigas de hormigón postensado. No obstante, también se comprobó que el peso es aproximadamente la mitad en el caso del acero. Para lograr una comparación más exhaustiva, sería necesario realizar el diseño de la subestructura (incluyendo estribos y cimentación) siguiendo las mismas condiciones para ambas alternativas. Esto permitiría calcular la diferencia total de costos de manera precisa y determinar si el contraste en peso afecta el costo global del puente.
- Dado que se trata de una infraestructura civil que conlleva una inversión económica significativa y que incide directamente en la seguridad y comunicación de quienes la utilizarán, resulta sumamente aconsejable llevar a cabo una exhaustiva modelación numérica. Esta práctica no solo permitirá la verificación y validación de los resultados derivados del diseño manual, sino que también otorgará una perspectiva precisa de cómo interactuarán los diferentes elementos en la estructura. La implementación de esta estrategia no solo garantizará la integridad del proyecto, sino que también facilitará la toma de decisiones informadas en cada etapa del proceso constructivo.
- Resulta aconsejable incluir en el análisis económico la consideración detallada de la implementación de un plan de mantenimiento y monitoreo de los diversos componentes de la superestructura del puente. Además de evaluar los costos iniciales de construcción, es esencial contemplar los gastos continuos asociados con el cuidado y supervisión a lo largo del ciclo de vida del puente. La inclusión de este plan no solo fortalece la sostenibilidad y durabilidad de la infraestructura, sino que también previene posibles desgastes prematuros, reduce riesgos potenciales y asegura un funcionamiento óptimo a largo plazo. En consecuencia, un análisis económico completo debe abordar tanto los desembolsos iniciales como los costos sostenidos para garantizar una toma de decisiones informada y una gestión eficaz en todas las etapas del proyecto.
- En el estudio realizado, las vigas de acero son ensambladas y homogéneas con un acero estructural ASTM A588 cuyo límite de fluencia es de 345 MPa. Se recomendaría llevar a cabo un diseño utilizando vigas de acero ensambladas de híbridas, donde las alas y las almas se compongan de materiales con puntos de fluencia distintos. En particular, el uso de acero estructural de alto rendimiento

(HPS) merece atención, dado que presenta límites de fluencia excepcionalmente elevados, alcanzando valores de hasta 690 MPa. A partir de esta premisa, el objetivo sería determinar si la implementación de este tipo de vigas conlleva a una reducción significativa en la cantidad total de acero estructural requerido en comparación con enfoques convencionales. Finalmente, el análisis debe culminar con la evaluación global de la superestructura del puente. Esto implica llevar a cabo una comparativa exhaustiva de los costos totales entre el enfoque de vigas híbridas de HPS y las alternativas convencionales.

4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] A. Gonzalez *et al.*, *Bridges: Structures and Materials, Ancient and Modern*. IntechOpen, 2020. doi: 10.5772/intechopen.90718.
- [2] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero: de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015*. Quito, Ecuador: Secretaría de Gestión de Riesgos, 2015.
- [3] NEVI-12, *Especificaciones Generales Para la Construcción de Caminos y Puentes*, vol. III. Quito, Ecuador, 2013.
- [4] ACI Committee 318, «ACI CODE-318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary». American Concrete Institute, 2019.
- [5] American Association of State Highway and Transportation Officials, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 9na ed. Washington, D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2020.
- [6] W.-F. Chen y L. Duan, Eds., *Bridge engineering handbook. Superstructure design*, Second edition. Boca Raton: CRC Press, 2014.
- [7] K. Wright y HDR Engineering, *Steel Bridge Design Handbook Chapter 5: Selecting the Right Bridge Type*. Chicago: National Steel Bridge Alliance (NSBA), 2022.
- [8] A. Pipinato, Ed., *Innovative bridge design handbook: construction, rehabilitation and maintenance*, Second edition. Kidlington, Oxford: Butterworth-Heinemann, 2022.
- [9] Nippon Steel Corporation, «Structural Shapes | Structural steel |», *Nippon Steel*, 2022. <https://www.nipponsteel.com/en/product/construction/list-construction/02.html>
- [10] Canam Structures, «Canam Structures | Plate Girder (WWF), Welded Wide-Flange shapes», *Canam Structures*, 2022. <https://www.canamstructures.com/products/assembled-plates/> (accedido 30 de octubre de 2022).
- [11] T. Huff, *LRFD Bridge Design: Fundamentals and Applications*, 1.^a ed. Boca Raton: CRC Press, 2022. doi: 10.1201/9781003265467.
- [12] W. Wright y HDR Engineering, *Steel Bridge Design Handbook Chapter 1: Bridge Steels and Their Mechanical Properties*. Chicago: National Steel Bridge Alliance (NSBA), 2022.
- [13] A. O. Aghayere y J. Vigil, *Structural Steel Design*. Mercury Learning and Information, 2020.
- [14] B. Ovuoba, «On the Fatigue of Headed Shear Studs in Steel-Concrete Composite Bridge Girders», *Graduate Theses and Dissertations*, dic. 2017, [En línea]. Disponible en: <https://scholarworks.uark.edu/etd/2545>

- [15]W.-F. Chen y L. Duan, Eds., *Bridge engineering handbook. Fundamentals*, Second edition. Boca Raton: CRC Press, Taylor & Francis Group, 2014.
- [16]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.
- [17]NEC-15 y NEC-SE-HM, «Estructuras de Hormigón Armado». Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2014.
- [18]Dirección General de Caminos y Ferrocarriles-Perú, «Manual de Puentes». Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016. [En línea]. Disponible en: https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/MANUAL%20DE%20PUENTES%20PDF.pdf
- [19]NEC-15 y NEC-SE-CG, «Cargas (No Sísmicas)». Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2014.
- [20]D. Mertz y HDR Engineering, *Steel Bridge Design Handbook Chapter 7: Loads and Load Combination*. Chicago: National Steel Bridge Alliance (NSBA), 2022.
- [21]Instituto Geofísico - EPN, «Peligro Sísmico - Instituto Geofísico - EPN», *PELIGRO SÍSMICO*. <https://www.igepn.edu.ec/peligro-sismico>
- [22]NEC-15 y NEC-SE-DS, «Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente». Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2014.
- [23]*CE 618 Lecture 10b: Preliminary Sizing of I-Girders (2016.11.01)*, (1 de noviembre de 2016). Accedido: 26 de febrero de 2023. [En línea Video]. Disponible en: <https://www.youtube.com/watch?v=MYWtjbYnxdY>
- [24]A. C. Arévalo Román, «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», Trabajo de Integración Curricular, Escuela Politécnica Nacional, Quito, 2023.

5 ANEXOS

5.1 ANEXO I. Notación usada para ecuaciones

#vigas: número de vigas en la sección transversal del puente

(ΔF)_n: resistencia de fatiga nominal (MPa)

A: área de la sección no compuesta de la viga (mm²)

ADTT: camiones por día en una dirección promediado

ADTT_{SL}: camiones por día en un carril promediado

A_{eff}: área efectiva de la sección transversal (m²)

A_g: área bruta de la sección transversal del miembro (m²)

A_n: área neta (m²)

A_s: coeficiente de aceleración pico modificado por el factor de sitio de periodo corto

A_{sc}: área de la sección transversal del perno conector de corte (m²)

BL: fuerza por explosiones

BR: fuerza por frenado de vehículos

C: proporción de la resistencia a pandeo por corte con la resistencia de fluencia por corte (Ecuación 2.52) (Ecuación 2.54); diámetro del vástago del perno conector de corte (mm) (Ecuación 2.93) (Ecuación 2.99)

c₁: factor de ajuste por imperfecciones del ancho efectivo (para ángulos =0.22)

c₂: factor de ajuste por imperfecciones del ancho efectivo (para ángulos =1.49)

c₃: factor de ajuste por imperfecciones del ancho efectivo (para ángulos =0)

C_b: Modificador de gradiente de momento

C_D: coeficiente de resistencia, 1.3 para superestructuras con vigas I o cajón

CE: fuerza centrífugas 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: diámetro del conector de corte (mm)

DC: carga muerta de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

d_c: distancia desde el eje neutro plástico a la mitad del espesor del ala a compresión (m)

D_c: profundidad del alma en compresión en el rango elástico (mm)

D_{cp}: profundidad del alma en compresión en el momento plástico (mm)

DD: fuerza hacia abajo de arrastre producida por el suelo

d_e: distancia horizontal desde el centro de la viga exterior al borde interno de la barrera (mm)

D_p: distancia desde la parte superior de la losa al eje neutro de la sección compuesta en el momento plástico (m)

d_s: distancia desde el eje neutro plástico a la mitad del espesor de la losa (m) (Ecuación 2.39)

D_t: altura total de la sección compuesta (m)

d_t: distancia desde el eje neutro plástico a la mitad del espesor del ala a tensión (m)

DW: carga muerta de la superficie de rodadura y utilidades soportadas por el puente

d_w: distancia desde el eje neutro plástico a la mitad de la altura del alma (m)

e: distancia horizontal entre el centro de gravedad del conjunto de vigas y los carriles cargados (mm)

E_c: módulo de elasticidad para el hormigón (MPa) (Ecuación 1.1) (Ecuación 1.2); módulo de elasticidad del hormigón de la losa (MPa) (Ecuación 2.22)

e_g: distancia entre los centros de gravedad de la viga y la losa (mm)

EH: carga de presión horizontal del suelo

EL: fuerza residual proveniente del proceso de construcción

EQ: fuerza sísmica

ES: sobrecarga del suelo

EV: presión vertical de la carga muerta por material de relleno

f: 4/3 para todos los estados límites, a excepción del de fatiga donde vale 1

f'_c: resistencia a compresión del hormigón para uso en diseño (MPa)

f_{bu}: esfuerzo por flexión, sin considerar flexión lateral (kPa)

F_{CE}: fuerza centrífuga en (kN)

f_t: esfuerzo por flexión vertical (MPa)

F_{fat}: corte radial por fatiga por unidad de longitud (kN/m), para vanos rectos tiene un valor de cero

f_l: esfuerzo por flexión lateral (kPa)

F_{nc}: resistencia a flexión nominal del ala (kN·m)

F_{pga}: factor de sitio en el periodo cero del espectro de aceleración

FR: fuerza de fricción

F_u: resistencia a tracción (kPa) (Ecuación 2.91); resistencia a tracción del perno conector de corte (MPa) (Ecuación 2.102)

F_y: esfuerzo de fluencia del miembro (kPa)

F_{yc}, F_{yw}, F_{yt}: esfuerzo de fluencia del ala a compresión, alma y del ala tensión respectivamente

F_{yt}: esfuerzo de fluencia del ala (kPa)

g: aceleración de la gravedad (m²/s)

G: factor de ráfaga, 1 para todas las estructuras a excepción de barreras de sonido

I: momento de inercia de la sección no compuesta de la viga (mm⁴) (Ecuación 2.23); momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo (mm⁴) (Ecuación 2.97)

IC: carga de hielo

IM: carga vehicular dinámica

K: factor de longitud efectiva (para ángulos cargados a través de un ala el valor es 1)

K_g: Parámetro de rigidez longitudinal (mm⁴)

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 2.5

L: espaciamiento de los postes de las barandillas (mm) (Ecuación 2.5); longitud total del puente (m) (Tabla 2.17) (Ecuación 2.24) (Ecuación 2.25); longitud de la conexión (mm) (Ecuación 2.92); altura del vástago del perno conector de corte (mm) (Ecuación 2.93)

l: longitud no arriostrada del miembro (mm)

L_b: Longitud no arriostrada (m)

LL: carga viva vehicular

LS: sobrecarga viva

M_{AD}: momento aplicado a la sección compuesta a corto plazo que produce la fluencia (kN·m)

M_{D1}: momento por cargas permanentes factoradas aplicado en la sección no compuesta (kN·m)

M_{D2}: momento por cargas permanentes factoradas aplicado en la sección compuesta a largo plazo (kN·m)

M_n: resistencia a flexión nominal de la sección (kN·m)

M_p: momento plástico (kN·m)

M_u: momento flector alrededor del eje principal de la sección transversal (kN·m)

M_y: momento de fluencia de la sección compuesta (kN·m)

M_{yt}: momento de fluencia con respecto al ala en tensión (kN·m)

N: número de golpes promedio del ensayo de penetración estándar para los primeros 30 m del perfil de suelo

n: relación entre el módulo elástico del material de la losa y la viga (Ecuación 2.22); número de conectores de corte en la sección transversal (Ecuación 2.94)

N_b: número de vigas

N_L: número de carriles de diseño cargados en consideración

P: Fuerza de corte nominal

p: porción del tráfico en un carril (Ecuación 2.4); distancia centro a centro longitudinal de los conectores de corte (m) (Ecuación 2.94)

P_c: fuerza plástica en el ala a compresión (kN)

P_{cr}: resistencia nominal del elemento calculado como no esbelto (Ecuación 2.81) (MN)

P_e: resistencia de pandeo elástico crítica para pandeo por flexión o flexo-torsión (kN)

PGA: coeficiente de aceleración pico del suelo en roca (Clase de sitio B)

PI: índice de plasticidad

PL: carga viva peatonal

P_{LL}: carga viva concentrada (N)

P_n: resistencia a compresión nominal (kN)

P_{nu}: resistencia nominal a la fractura de la sección neta efectiva (kN)

P_{ny}: resistencia nominal a tensión por fluencia de la sección bruta (kN)

P_o: resistencia de fluencia nominal (kN)

P_s: fuerza plástica de compresión en la losa de hormigón (kN)

PS: fuerza total de pretensado para el estado límite de servicio

P_t: fuerza plástica en el ala a tensión (kN)

P_w: fuerza plástica en el alma (kN)

P_z: presión de diseño de viento (kN/m²)

Q: primer momento de área de la losa de hormigón alrededor del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo (mm³)

Q_i: carga

Q_n: resistencia nominal a corte de un conector de corte

R: radio de curvatura del carril cargado (m)

r: radio de giro (mm)

R_n: factor híbrido (para secciones con elementos de acero que tienen el mismo esfuerzo de fluencia, es igual a uno)

R_n: resistencia nominal

R_p: factor de reducción para orificios (0.9 para taladrado y 1 para perforado)

S: separación entre eje de 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_{LT}: módulo de sección de la sección compuesta a largo plazo (m³)

S_{NC}: módulo de sección de la sección no compuesta (m³)

S_{ST}: módulo de sección de la sección compuesta a corto plazo (m³)

s_u: resistencia a corte no drenada promedio para los primeros 30 m del perfil de suelo

S_{xt}: módulo elástico de la sección en tensión alrededor del eje principal (m³)

T₀: periodo de referencia usado para definir la forma del espectro de respuesta de aceleración (s)

TG: fuerza debido al gradiente de temperatura

T_m: período de vibración para el enésimo modo (s)

t_s: espesor de la losa (mm)

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)

TU: fuerzas debido a una temperatura uniforme

U: factor de reducción por el efecto “shear lag”.

v: velocidad de diseño (m/s)

V: velocidad de diseño de ráfaga de viento de 3 segundos (m/s)

V_{cr}: resistencia a corte por fluencia o pandeo (kN)

V_f: fuerza de corte vertical bajo la carga de fatiga (kN)

V_n: resistencia a corte nominal de la sección (kN)

V_p: fuerza plástica de corte (kN)

v_s: velocidad de onda de corte promedio para los primeros 30 m del perfil de suelo

V_u: corte factorado en el alma de la sección bajo consideración (kN)

w: contenido de humedad

W: peso del camión o tándem de diseño (kN) (Ecuación 2.6)

WA: carga de agua y presión de flujo

WL: sobrecarga de viento en la carga viva

WS: carga de viento en estructura

W_{total}: peso total de la superestructura (kN)

x: distancia horizontal del centro de gravedad del conjunto de vigas a cada viga (mm)

ẋ: excentricidad de la conexión (mm)

X_{ext}: distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas a la viga exterior (mm)

Ȳ: distancia desde el eje neutro plástico a la parte superior del elemento en el cual está ubicado (m)

Z_r: resistencia a corte por fatiga de un conector de corte (kN)

γ: factor de carga, 1.75 para el estado límite de fatiga I

γ_i: factor que modifica las cargas basado en la estadística

Δf: rango de esfuerzo de carga viva debido al paso de la carga de fatiga (MPa)

η_D: factor que toma en cuenta la ductilidad

η_i: factor de modificación de carga

η_I: factor que toma en cuenta la importancia operacional

η_R: factor que toma en cuenta la redundancia

Φ_i: factor de resistencia

Φ_c: factor de resistencia a compresión

Φ_f: factor de resistencia para flexión

Φ_{sc}: factor de resistencia para conectores de corte

Φ_u: factor de resistencia para fractura de miembros en tensión.

Φ_v: factor de resistencia para corte

Φ_y: factor de resistencia para fluencia de miembros en tensión

5.2 ANEXO II. Momentos y reacciones máximas en tramos simplemente apoyados para la carga viva vehicular

Momentos máximos en tramos simplemente apoyados por carga vehicular					
Luz (m)	d (m)	Camión o Tándem	Momentos máximos (kN.m)		
			Momento que predomina (C ó T)	Momento Carga de Carril	
1	0,5	C	49,05	1,18	
2	1	C	98,10	4,71	
3	1,5	C	147,15	10,50	
4	2	C	196,20	18,64	
5	2,5	C	245,25	29,14	
6	2,7	T	303,91	41,50	
7	3,2	T	365,91	56,70	
8	3,7	T	428,11	74,16	
9	4,2	T	490,30	93,98	
10	4,7	T	552,60	116,05	
11	4,78	C	707,30	138,52	
12	5,28	C	816,00	165,40	
13	5,78	C	924,89	194,43	
14	6,28	C	1033,97	225,92	
15	6,78	C	1143,26	259,67	
16	7,28	C	1252,64	295,87	
17	7,78	C	1362,22	334,23	
18	8,28	C	1471,79	375,04	
19	8,78	C	1581,57	418,10	
20	9,28	C	1691,34	463,62	
21	9,78	C	1801,12	511,30	
22	10,28	C	1910,99	561,43	
23	10,78	C	2020,86	613,81	
24	11,28	C	2130,83	668,65	
25	11,78	C	2240,80	725,65	
26	12,28	C	2350,87	785,09	
27	12,78	C	2460,94	846,80	
28	13,28	C	2571,00	910,96	
29	13,78	C	2681,07	977,27	
30	14,28	C	2791,14	1046,04	
31	14,78	C	2901,31	1117,06	
32	15,28	C	3011,38	1190,54	
33	15,78	C	3121,54	1266,18	
34	16,28	C	3231,71	1344,26	
35	16,78	C	3341,87	1424,61	
36	17,28	C	3452,04	1507,40	
37	17,78	C	3562,21	1592,36	
38	18,28	C	3672,47	1679,77	
39	18,78	C	3782,64	1769,43	
40	19,28	C	3892,90	1861,55	
41	19,78	C	4003,07	1955,82	
42	20,28	C	4113,33	2052,55	
43	20,78	C	4223,60	2151,53	
44	21,28	C	4333,86	2252,96	
45	21,78	C	4444,03	2356,56	
46	22,28	C	4554,29	2462,60	
47	22,78	C	4664,56	2570,91	
48	23,28	C	4774,82	2681,66	
49	23,78	C	4885,09	2794,57	
50	24,28	C	4995,35	2909,94	

Reacciones máximas en tramos simplemente apoyados por carga vehicular

Luz (m)	Camión o Tándem	Reacciones máximas (kN)	
		Reacción camión o tándem	Reacción carga de carril
1	C	196,13	4,66
2	C	196,13	9,32
3	T	200,06	13,97
4	T	212,56	18,63
5	C	223,59	23,29
6	C	251,71	27,95
7	C	271,79	32,61
8	C	286,85	37,27
9	C	300,74	41,92
10	C	314,80	46,58
11	C	326,30	51,24
12	C	335,88	55,90
13	C	343,99	60,56
14	C	350,94	65,21
15	C	356,96	69,87
16	C	362,23	74,53
17	C	366,89	79,19
18	C	371,02	83,85
19	C	374,72	88,51
20	C	378,05	93,16
21	C	381,06	97,82
22	C	383,80	102,48
23	C	386,30	107,14
24	C	388,59	111,80
25	C	390,70	116,45
26	C	392,65	121,11
27	C	394,45	125,77
28	C	396,12	130,43
29	C	397,68	135,09
30	C	399,13	139,75
31	C	400,49	144,40
32	C	401,77	149,06
33	C	402,97	153,72
34	C	404,09	158,38
35	C	405,16	163,04
36	C	406,16	167,69
37	C	407,11	172,35
38	C	408,01	177,01
39	C	408,86	181,67
40	C	409,67	186,33
41	C	410,45	190,99
42	C	411,18	195,64
43	C	411,88	200,30
44	C	412,55	204,96
45	C	413,19	209,62
46	C	413,80	214,28
47	C	414,39	218,93
48	C	414,95	223,59
49	C	415,48	228,25
50	C	416,00	232,91

Momentos máximos en tramos simplemente apoyados para carga de fatiga

Momento por Carga de Camión (kN.m)

Luz (m)	d (m)	Momento máximo de fatiga
1	0,5	49,05
2	1	98,10
3	1,5	147,15
4	2	196,20
5	2,5	245,25
6	3	294,30
7	3,5	343,35
8	4	392,40
9	4,07	451,36
10	4,57	512,18
11	5,07	573,10
12	5,57	634,12
13	6,07	695,14
14	6,57	756,15
15	5,74	758,31
16	6,24	862,99
17	6,74	968,35
18	7,24	1074,20
19	7,74	1180,63
20	8,24	1287,37
21	8,74	1394,49
22	9,24	1501,81
23	9,74	1609,53
24	10,24	1717,44
25	10,74	1825,44
26	11,24	1933,75
27	11,74	2042,15
28	12,24	2150,65
29	12,74	2259,34
30	13,24	2368,13
31	13,74	2477,03
32	14,24	2586,01
33	14,74	2695,10
34	15,24	2804,19
35	15,74	2913,47
36	16,24	3022,76
37	16,74	3132,04
38	17,24	3241,42
39	17,74	3350,90
40	18,24	3460,38
41	18,74	3569,86
42	19,24	3679,44
43	19,74	3789,11
44	20,24	3898,69
45	20,74	4008,37
46	21,24	4118,04
47	21,74	4227,82
48	22,24	4337,59
49	22,74	4447,36
50	23,24	4557,14

Reacciones máximas en tramos simplemente apoyados para carga de fatiga

Cortante por Carga de Camión (kN)	
Luz (m)	Cortante máximo de fatiga
1	196.00
2	196.00
3	196.00
4	196.00
5	196.00
6	196.00
7	196.00
8	196.00
9	196.00
10	215.60
11	231.64
12	245.00
13	256.31
14	267.75
15	279.30
16	289.41
17	298.32
18	306.25
19	313.34
20	319.73
21	325.50
22	330.75
23	335.54
24	339.94
25	343.98
26	347.71
27	351.17
28	354.38
29	357.36
30	360.15
31	362.76
32	365.20
33	367.50
34	369.66
35	371.70
36	373.63
37	375.45
38	377.17
39	378.81
40	380.36
41	381.84
42	383.25
43	384.59
44	385.88
45	387.10
46	388.27
47	389.39
48	390.47
49	391.50
50	392.49

5.3 ANEXO III. Diseño de losa de hormigón armado en Excel

DISEÑO DE LOSA
Geometría del Puente

t_{losa}	200	mm			
			Recubrimiento	Sup.	Inf.
				50	25
					mm

Carga Muerta

$b_{diseño}$	1000.00	mm			
--------------	---------	----	--	--	--

LOSA

t_s	200.00	mm			
W_{Losa}	4.80	kN/m			

BARRERA

$A_{barrera}$	192795.00	mm ²			
$W_{barrera}$	4.63	kN			
x	135.07	mm			

t_{asf}	50.00	mm			
W_{asf}	1.10	kN/m			

CAPA DE RODADURA

RESUMEN

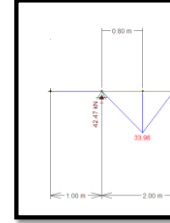
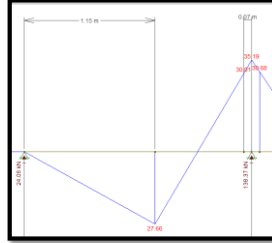
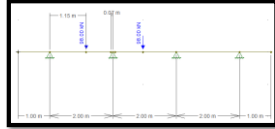
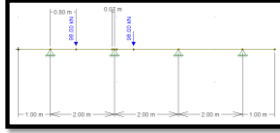
M_{DCmax}	-1.79	kN·m/m	0.8m	<i>Negativo flexión arriba</i>
M_{DCmax}	-0.32	kN·m/m	Sección de diseño (der.)	
M_{DWmax}	0.25	kN·m/m	0.8m	
M_{DWmax}	-0.33	kN·m/m	Sección de diseño (der.)	

Carga Viva

1 Carril Cargado

$M_{LLmax (+)}$	33.98	kN·m
$M_{LLmax (-)}$	30.68	kN·m
$M_{(LL+IM)max \cdot 1.2 (+)}$	54.23	kN·m
$M_{(LL+IM)max \cdot 1.2 (-)}$	48.97	kN·m

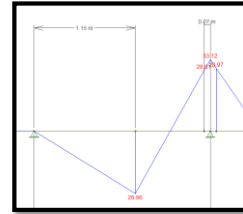
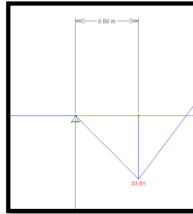
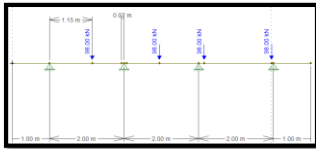
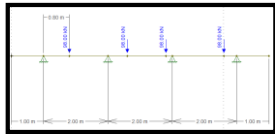
A 0.8m del eje
Sección de diseño (der.)



2 Carriles Cargados

$M_{LLmax (+)}$	33.81	kN·m
$M_{LLmax (-)}$	28.97	kN·m
$M_{(LL+IM)max (+)}$	44.97	kN·m
$M_{(LL+IM)max (-)}$	38.53	kN·m

A 0.8m del eje
Sección de diseño (der.)



Ancho de Franja Equivalente

S	2000.00	mm
+M	1755.00	mm
-M	1707.00	mm
$M_{(LL+IM)max (+)}$	30.90	kN·m/m
$M_{(LL+IM)max (-)}$	28.68	kN·m/m

$$+M = 635 + 0.56 \cdot S$$

$$-M = 1207 + 0.25 \cdot S$$

Momento de Diseño Factorado

Resistencia I: $0.9(DC_1 + DC_2) + 1.5DW + 1.75(LL + IM)$

Servicio: $DC + DW + (LL + IM)$

Estado Límite de Resistencia		
$\gamma \cdot M_{(LL+IM)max (+)}$	54.08	kN·m/m
$\gamma \cdot M_{(LL+IM)max (-)}$	50.20	kN·m/m
$\gamma \cdot M_D (+)$	-1.24	kN·m/m
$\gamma \cdot M_D (-)$	-0.78	kN·m/m
$M (+)$	52.84	kN·m/m
$M (-)$	50.98	kN·m/m

Estado Límite de Servicio		
$M_{(LL+IM)max (+)}$	30.90	kN·m/m
$M_{(LL+IM)max (-)}$	28.68	kN·m/m
$M_D (+)$	-1.54	kN·m/m
$M_D (-)$	-0.65	kN·m/m
$M (+)$	29.36	kN·m/m
$M (-)$	29.33	kN·m/m

Diseño A Flexión Positiva

Acero Colocado		
t_{losa}	200.00	mm
r	50.00	mm
$\Phi_{asumido}$	14	mm
d_e	143.00	mm
Φ_f	0.90	
$M_{resistencia I (+)}$	52.84	kN·m/m
M_u / Φ_f	58.71	kN·m/m
f_y	420	MPa
f'_c	28.00	MPa
$b_{diseño}$	1000.00	mm
A_{req}	10.45	cm ²
$A_{asumido}$	1.54	cm ²
$\#_{Barras}$	7.00	
S	14.73	cm
$A_{scolocado}$	11.00	cm ²
1 Φ 14 mm @ 14 cm		
S_{min}	4.00	cm
S_{max}	30.00	cm
M_r	55.40	kN·m

Acero Mínimo		
f_r	3.33	MPa
γ_3	0.67	
γ_1	1.60	
S_c	3.41E-03	m ³
M_{cr}	12.18	kN·m
$1.33 \cdot M_{resist}$	70.28	kN·m

5.6.3.3

$$A_{req} = \frac{d_e \cdot f_y - \sqrt{(d_e \cdot f_y)^2 - 4 \left(\frac{f_y^2}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right) (M_{resistencia I})}}{2 \left(\frac{f_y^2}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right)}$$

$$M_r = \Phi_f \cdot A_{scolocado} \cdot f_y \cdot \left(d_e - \frac{A_{scolocado} \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b_{diseño}} \right) \geq \min(M_{cr}, 1.33 \cdot M_{resistencia I})$$

$$f_r = 0.63 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

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

Chequeo de Agrietamiento por Flexión Positiva en el Estado Límite de Servicio

d_c	57.00	mm
β_s	1.57	
γ_e	1.00	Clase 1
$M_{servicio}$	29.36	kN·m/m
n	7.31	
ρ	0.01	
k	0.28	
j	0.91	
f_{ss}	206.24	MPa
S_{max}	26.47	cm

Pasa

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

$$\rho = \frac{A_{scolocado}}{b_{diseño} \cdot d_e}$$

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$f_s = \frac{M_{servicio}}{A_{scolocado} \cdot j \cdot d_e}$$

$$s \leq \frac{12258 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 0.2 \cdot d_c$$

Diseño a Flexión Negativa

Acero Colocado		
t_{losa}	200.00	mm
r	25.00	mm
$\Phi_{asumido}$	14	mm
d_e	168.00	mm
Φ_f	0.90	
$M_{resistencia (+)}$	50.98	kN·m/m
M_{u_i}/Φ_f	56.65	kN·m/m
f_y	420	MPa
f'_c	28.00	MPa
$b_{diseño}$	1000.00	mm
A_{req}	8.40	cm ²
$A_{\phi asumido}$	1.54	cm ²
#Barras	6.00	
S	18.33	cm
$A_{scolocado}$	8.55	cm ²
1 Φ 14 mm @ 18 cm		
S_{min}	4.00	cm
S_{max}	30.00	cm
M_r	51.87	kN·m

Pasa

Pasa

Pasa

Acero Mínimo		
f_r	3.33	MPa
γ_3	0.67	
γ_1	1.60	
S_c	4.70E-03	m ³
M_{cr}	16.81	kN·m
1.33·M_u	67.81	kN·m

5.6.3.3

Chequeo de Agrietamiento por Flexión Negativa en el Estado Límite de Servicio

d_c	32.00	mm
β_s	1.27	
γ_e	1.00	Clase 1
$M_{servicio}$	29.33	kN·m/m
n	7.31	
ρ	0.01	
k	0.24	
j	0.92	
f_{ss}	221.77	MPa
S_{max}	37.05	cm

Pasa

Acero de Distribución

S_{vigas}	2000.00	mm
b_{f1}	270.00	mm
b_{f2}	300.00	mm
t_{w1}	18.00	mm
t_{w2}	22.00	mm
$S1$	1841.00	mm
$S2$	1856.00	mm
$\%A_s$	67.00	
A_{sdis}	7.37	cm ²
$\Phi_{asumido}$	12	mm
$A_{\phi asumido}$	1.13	cm ²
#Barras	7.00	
S	15.35	cm
$A_{scolocado}$	7.54	cm ²
1 Φ 12 mm @ 15 cm		

9.7.3.2

$$S = S_{vigas} - b_f + \left(\frac{b_f - t_w}{2} \right)$$

$$\frac{3841}{\sqrt{S}} \leq 67A_s(\%)$$

Acero de Temperatura

b_{diseño}	1000.00	mm
h	200.00	mm
f_y	420.00	MPa
A_s	1.50	cm ² /m
A_{smin}	2.33	cm ² /m
A_{smax}	12.70	cm ² /m
A_{stemp}	2.33	cm ² /m
Φ_{asumido}	10	mm
A_{Φasumido}	0.79	cm ²
#Barras	3.00	
S	33.73	cm
A_{scolocado}	2.38	cm ²
1 Φ 10 mm @ 33 cm		

$$A_{stemp} \geq \frac{7.58 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y}$$

$$2.33 \leq A_s \leq 12.7$$

Diseño de Volado de Losa

CASO 1-Fuerza de Colisión Vehicular Horizontal

Diseño en la Cara Interior de la Barrera

R_w	232.46	kN
L_c	2220.00	mm
T	60.54	kN/m

$$T = \frac{R_w}{L_c + 2H}$$

M_{losa}	0.38	kN·m/m
M_{barrera}	1.23	kN·m/m
M_c	49.04	kN·m/m
M_u	51.05	kN·m/m

Evento Extremo II: 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 0.5M_{LL+IM} + M_{CT}

Φ_{asumido}	16	mm
d_e	142.00	mm
A_{sreq}	10.15	cm ²
A_{Φasumido}	2.01	cm ²
#Barras	6.00	
S	19.81	cm
A_{scolocado}	10.58	cm ²
1 Φ 16 mm @ 19 cm		

T_a	444.45	kN/m
C	383.92	kN/m
a	0.02	m
M_r	51.42	kN·m/m

Pasa

Diseño en el Volado

b_f/4	75.00	mm
M_{losa}	2.05	kN·m/m
M_{barrera}	3.66	kN·m/m
M_{asf}	0.15	kN·m/m
M_c	38.52	kN·m/m
M_u	45.89	kN·m/m
T	52.29	kN·m/m
A_{sreq}	9.06	cm ²
1 Φ 16 mm @ 19 cm		

30°

$$M_c = \frac{M_c \cdot L_c}{L_c + 2 \cdot 0.577 \cdot \left(\text{Svolado} - \frac{b_f}{4} - b_{barrera} \right)}$$

$$T = \frac{R_w}{L_c + 2 \cdot 0.577 \cdot \left(\text{Svolado} - \frac{b_f}{4} - b_{barrera} \right) + 2 \cdot H}$$

Diseño en el Primer Vano

M_{barrera1}	3.80	kN·m
M_{barrera2}	0.76	kN·m
M_{c1}	49.04	kN·m
M_{c2}	9.81	kN·m
M_c	46.83	kN·m
M_{rbarrera}	29.12	kN·m
M_u	30.02	kN·m
T	32.33	kN·m
A_{sreq}	5.80	cm ²
1 Φ 16 mm @ 19 cm		

CASO 2-Fuerza de Colisión Vehicular Vertical

No controla en el caso de barreras de concreto

CASO 3-Carga Muerta y Viva

Diseño en el Volado		
X	220.20	mm
Ancho de Franja	1326.43	mm
$M_{LL+IM} \cdot M_{PF}$	25.44	kN-m/m
M_u	51.88	kN-m
A_{sreq}	10.33	cm ²
Φ asumido	14	mm
A_{Φ} asumido	1.54	cm ²
#Barras	7.00	
S	14.91	cm
$A_{scolocado}$	11.00	cm ²
1 Φ 14 mm @ 14 cm		

$$1143 + 0.833 \cdot X$$

Diseño en el primer vano		
X	295.20	mm
Ancho de Franja	1388.90	mm
M_{LL+IM}	35.25	kN-m
M_u	62.59	kN-m
A_{sreq}	12.66	cm ²
Φ asumido	16	mm
A_{Φ} asumido	2.01	cm ²
#Barras	7.00	
S	15.89	cm
$A_{scolocado}$	13.40	cm ²
1 Φ 16 mm @ 15 cm		

Acero de refuerzo para flexión negativa		
$A_{svoladomax} (-)$	13.40	cm ²
1 Φ 16 mm @ 15 cm		
$A_{scolocado} (-)$	8.55	cm ²
1 Φ 14 mm @ 18 cm		
$A_{refuerzovolado}$	4.85	cm ²
Φ asumido	10	mm
A_{Φ} asumido	0.79	cm ²
S	16.19	cm
$S_{colocado}$	18.00	
#Barras	7.00	
$A_{scolocado}$	4.36	cm ²
1 Φ 10 mm @ 18 cm		

Igual al acero de flexión negativa

Chequeo de Agrietamiento por Flexión Negativa en el Estado Límite de Servicio-Volado

d_c	58.00	mm
β_s	1.58	
γ_e	1.00	Clase 1
$M_{servicio}$	35.90	kN-m/m
n	7.31	
ρ	0.01	
k	0.31	
j	0.90	
f_{ss}	210.28	MPa
S_{max}	25.21	cm

Pasa

Longitud de refuerzo adicional para el volado

Momento de Refuerzo		
M_r	-30.79	kN-m

Carga de Colisión		
M1	49.04	kN-m
M2	9.81	kN-m
L	2.00	m
X_{M0}	1.67	m

$$M_c(x) = -\frac{M_1(X_{M0} - x)}{X_{M0}}$$

Carga Losa		
W	4.80	
R1	9.55	
M1	2.27	

$$M_s(x) = R_1 x - \frac{W(x-1)^2}{2}$$

Carga Barrera		
P	4.63	
R1	6.67	
M1	3.80	

$$M_b(x) = -P(1 - 0.135 + x) + R_1 x$$

Longitud donde los Momentos se Igualan		
x	0.74	m
$M_c(x)$	-27.41	
$M_s(x)$	-0.21	
$M_b(x)$	-2.50	
$M_u(x)$	-30.79	

Buscar objetivo $M_r = M_u(x)$ cambiando x

$$M_r = 1.25M_{DC} + M_C$$

Longitud Extra		
d_b	168.00	mm
15· Φ	210.00	mm
S/20	100.00	mm
L_d	945.10	mm

5.10.8.1.2

L_{+x}

Longitud de Desarrollo		
Φ	14.00	mm
L_{db}	1008	mm
$L_{db\text{mínimo}}$	300.00	mm
Max L_d	1007.87	mm
$L_{d\text{total}}$	1083	mm

5.10.8.1.2a-2

$$l_{db} = 0.907 \cdot d_b \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Desde el eje de la viga externa hacia adentro

Longitud de anclaje

L _{dh1}	112.00	mm
L _{dh2}	152.40	mm
λ	1.00	
λ _{rc}	0.80	
λ _{cw}	1.20	
λ _{er}	1.04	
l _{hb}	1.00	
l _{dh3}	266.69	mm
l _{dhdisponible}	286.00	mm

$$l_{dh} = l_{hb} \left(\frac{\lambda_{rc} \cdot \lambda_{cw} \cdot \lambda_{er}}{\lambda} \right)$$

$$l_{hb} = 0.24 \cdot d_b \left(\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right)$$

Pasa

Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción

Φ _{db} (mm)	Ángulo°	Diámetro Interior Mínimo de Doblado (mm)	Extensión Recta l _{ext} (mm)	Longitud Total (mm)
10	180	80	65	105

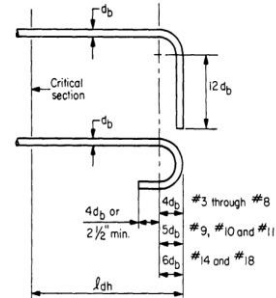
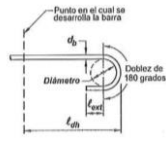
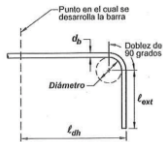
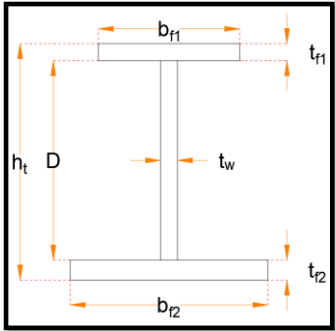
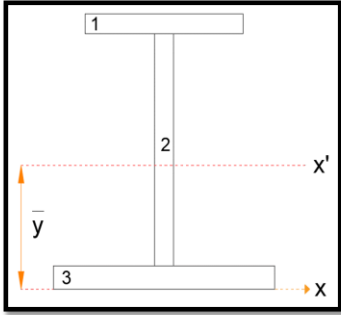
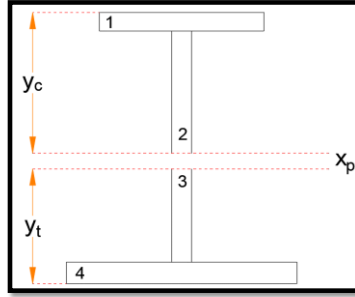


Figure C5.10.8.2.4a-1—Hooked Bar Details for Development of Standard Hooks (ACI Committee 318 2011)

5.4 ANEXO IV. Diseño de viga interior en Excel

VIGA DE ACERO INTERIOR																																							
Material																																							
Acero					Hormigón																																		
F_y	345	MPa	Grado 50		γ_c	24.00	kN/m ³																																
E	2.00E+05	MPa			f'_c	28	MPa																																
γ_s	78.5	kN/m ³			E_c	27372.77	MPa																																
Geometría																																							
					<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Ala Superior</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>t_{f1}</td> <td>22</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>b_{f1}</td> <td>270</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <th colspan="3">Ala Inferior</th> </tr> <tr> <td>t_{f2}</td> <td>24</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>b_{f2}</td> <td>270</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <th colspan="3">Alma</th> </tr> <tr> <td>t_w</td> <td>18</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>1254</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>h_t</td> <td>1300</td> <td>mm</td> </tr> </tbody> </table>					Ala Superior			t_{f1}	22	mm	b_{f1}	270	mm	Ala Inferior			t_{f2}	24	mm	b_{f2}	270	mm	Alma			t_w	18	mm	D	1254	mm	h_t	1300	mm
Ala Superior																																							
t_{f1}	22	mm																																					
b_{f1}	270	mm																																					
Ala Inferior																																							
t_{f2}	24	mm																																					
b_{f2}	270	mm																																					
Alma																																							
t_w	18	mm																																					
D	1254	mm																																					
h_t	1300	mm																																					
VIGA I 1300X18 270X22 270X24 Grado 50																																							
Momento Elástico																																							
																																							
Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm²]	y [mm]	A·y [mm³]	I_{ox} [mm⁴]	d [mm]	I_{xx} [mm⁴]	I_{yy} [mm⁴]																														
1	270	22	5940	1289	7.66E+06	2.40E+05	648.03	2.49E+09	3.61E+07																														
2	18	1254	22572	651	1.47E+07	2.96E+09	10.03	2.96E+09	6.09E+05																														
3	270	24	6480	12	7.78E+04	3.11E+05	628.97	2.56E+09	3.94E+07																														
		Σ	34992		2.24E+07			8.019E+09	7.61E+07																														
\bar{y}	640.97	mm																																					
I_{xx}	8.02E+09	mm ⁴																																					
I_{yy}	7.61E+07	mm ⁴																																					
						Compresión	Tracción																																
c					659.03	640.97	mm																																
S_x					12167.40	12510.27	cm ³																																
M_y					4197.75	4316.04	kN·m																																

Momento Plástico



y_p	636.00	mm
-------	--------	----

$$y_p = \frac{\left(\frac{A}{2} - A_{alainf} + t_{alainf} \cdot t_w\right)}{t_w}$$

Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]
1	270	22	5940	653.00	3878820	2.40E+05	219.28	2.86E+08
2	18	642.00	11556	321.00	3709476	3.97E+08	112.72	5.44E+08
Σ			17496		7588296			8.30E+08

y_c	433.72	mm
-------	--------	----

Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]
3	18	612.00	11016	306.00	3370896.00	3.44E+08	117.78	4.97E+08
4	270	24.00	6480	624.00	4043520	3.11E+05	200.22	2.60E+08
Σ			17496		7414416			7.57E+08

y_c	423.78	mm
Z_x	15002.71	cm ³
M_p	5175.94	kN·m
F_t	1.23	

Propiedades Geométricas

Parámetro	Abreviatura	Tracción	Compresión
Altura	d [cm]	-	130
Distancia entre CG de patines	h _o [cm]	-	127.7
Área	A [cm ²]	-	349.92
Peso	W [kN/m]	-	2.75
Distancia al CG	y _{cg} [cm]	64.10	65.90
Altura Plástica	h _p [cm]	-	128.40
Altura Elástica	h _c [cm]	-	127.41
Inercia en X	I _{xx} [cm ⁴]	-	801869.3823
Inercia en Y	I _{yy} [cm ⁴]	-	7606.09
Constante Torsional	J [cm ⁴]	-	464.03
Constante de Alabeo	C _w [cm ⁶]	-	31008696.79
Módulo Elástico	S _x [cm ³]	12510.27	12167.40
Módulo Plástico	Z _x [cm ³]	-	15002.71
Momento Elástico	M _y [kN·m]	4316.04	4197.75
Momento Plástico	M _p [kN·m]	-	5175.94
Factor de Forma por Flexión	F _t [-]	1.23	1.23

$$J = \frac{1}{3} \cdot \sum bt^3 \quad \text{C4.6.2.2.1 - 1}$$

$$C_w = \frac{I_{yy} \cdot h_o^2}{4}$$

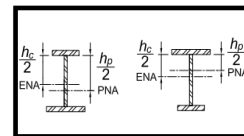
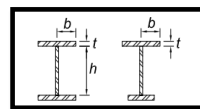
Chequeo de Esbeltez

Ala		
λ	6.14	Compacto
λ_p	9.15	
Alma		
λ	70.78	Compacto
λ_p	72.05	
D _c	637.03	mm
a _{wc}	3.86	
λ_w	105.82	

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

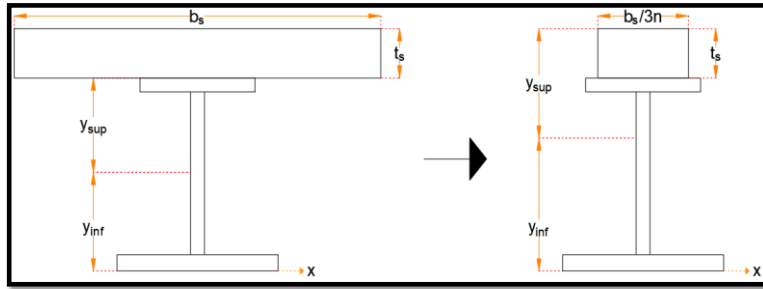
$$\lambda_p = \frac{\frac{h_c}{h_p} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54 \cdot \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2}$$

$$a_{wc} = \frac{2D_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}}$$



$$4.6 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq \lambda_{rw} = \left(3.1 + \frac{5}{a_{wc}}\right) z \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq 5.7 z \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

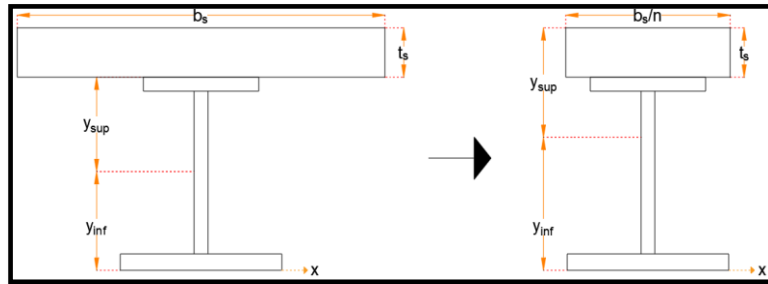
Sección Compuesta a Largo Plazo



n (Es/Ec)	Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]
7.31	Losa	2000	200	18248.52	1400	2.55E+07	1.33E+09	498.87	5.87E+09
	Viga	-	-	34992	640.97	2.24E+07	8.02E+09	260.16	1.04E+10
	Σ			53240.52		47976715.08			1.626E+10

		Compresión	Tracción		
\bar{y}	901.13	598.87	901.13	mm	
I_{xx}	16261945920	27154.46	18046.14	cm ³	

Sección Compuesta a Corto Plazo



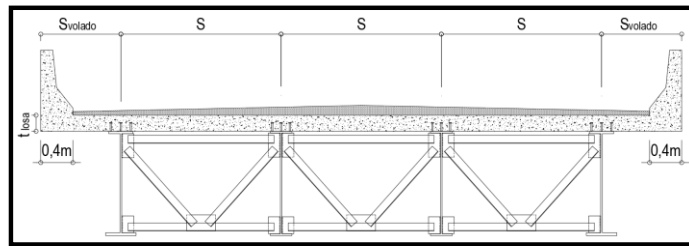
n (Es/Ec)	Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]
7.31	Losa	2000	200	54745.55	1400	7.66E+07	1.33E+09	295.97	6.13E+09
	Viga	-	-	34992	640.97	2.24E+07	8.02E+09	463.06	1.55E+10
	Σ			89737.5495		99072561.25			2.165E+10

		Compresión	Tracción		
\bar{y}	1104.03	395.97	1104.03	mm	
I_{xx}	21650813320	54677.32	19610.79	cm ³	
Q_{Losa}	1.62E+07				

DISEÑO VIGA DE ACERO INTERIOR

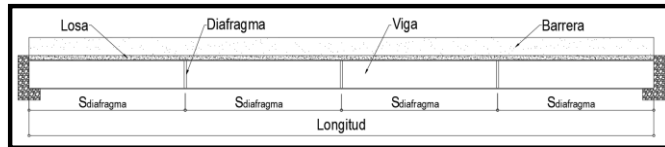
Geometría del Puente

Transversal



S	2000	mm	Carriles	2	#	b_{total}	8000	mm
S_{volido}	1000	mm	b_{carril}	3600	mm	t_{losa}	200	mm

Longitudinal



Longitud	28000	mm
S_{diafragma}	7000.00	mm

Especificaciones Técnicas

Hormigón	Y_c	24.00	kN/m ³
	f'_c	28	MPa
	E_c	27372.77	MPa

Acero Gr50	Y_s	78.5	kN/m ³
	F_y	345	MPa
	E_s	2.00E+05	MPa

Asfalto	Y_{asf}	22	kN/m ³
----------------	------------------------	----	-------------------

Factores de Carga y Resistencia

Factores	
n_D	1.00
n_R	1.00
n_i	1.00
n	1.00

Losa de Concreto

t_s	200	mm
b_s	2000	mm

Límites Dimensionales de la Sección Transversal

D	1254	mm	
t _w	18	mm	
D/t _w	69.67		PASA

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad 6.10.2.1.1 - 1$$

D/6	209.00	mm	
270	>	209.00	PASA

$$b_f \geq \frac{D}{6} \quad 6.10.2.2 - 2$$

22	>	19.8	PASA
----	---	------	------

$$t_f \geq 1.1 t_w \quad 6.10.2.2 - 3$$

b _f	270	mm	
t _f	22	mm	
b _f /2t _f	6.136363636		PASA

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12 \quad 6.10.2.2 - 1$$

I _{yc}	3.61E+07	mm ⁴	
I _{yt}	3.94E+07	mm ⁴	
I _{yc} /I _{yt}	0.92		PASA

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \quad 6.10.2.2 - 4$$

Factores de Distribución de Carga Viva

E _B	2.00E+05	MPa
E _D	2.74E+04	MPa
n	7.31	
I _{xx}	8.02E+09	mm ⁴
A	34992	mm ²
e _g	759.03	mm
K _g	2.06E+11	mm ⁴
DF _{M1}	0.39	
DF _{M2}	0.49	
DF _{V1}	0.62	
DF _{V2}	0.71	

$$n = \frac{E_B}{E_D} \quad 4.6.2.2.1 - 2$$

$$K_g = n(1 + A \cdot e_g^2) \quad 4.6.2.2.1 - 1$$

$$DF_{M1} = 0.06 + \left(\frac{S}{4267}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L \cdot t_g^3}\right)^{0.1} \quad 4.6.2.2.2b - 1$$

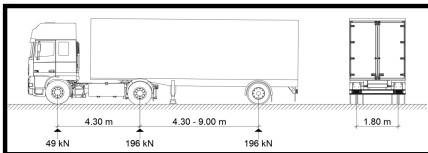
$$DF_{M2} = 0.075 + \left(\frac{S}{3484}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L \cdot t_g^3}\right)^{0.1} \quad 4.6.2.2.2b - 1$$

$$DF_{V1} = 0.36 + \frac{S}{7620} \quad 4.6.2.2.3a - 1$$

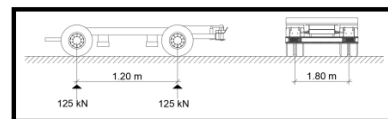
$$DF_{V2} = 0.2 + \frac{S}{3658} - \left(\frac{S}{10668}\right)^2 \quad 4.6.2.2.3a - 1$$

Carga Vehicular

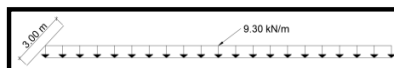
Camión de Diseño



Tándem de Diseño



Carril de Diseño



Carga Vehicular

M _{LL}	2571	kN·m	V _{LL}	396.12	kN
M _{carril}	910.96	kN·m	V _{carril}	130.43	kN
IM	0.33		IM	0.33	
M _{LL+IM}	4330.39	kN·m	V _{LL+IM}	657.27	kN
DF _M ·M _{LL+IM}	2140.34	kN·m	DF _V ·V _{LL+IM}	467.71	kN
c _(sección crítica)	13.28	m			

Anexo

Anexo

Carga de Fatiga

M _{ILL}	2150.65	kN·m	V _{ILL}	354.38	kN
IM	0.15		IM	0.15	
M _{ILL+IM}	2473.25	kN·m	V _{ILL+IM}	407.54	kN
(DF _M ·M _{LL+IM})/MPF	807.49	kN·m	(DF _V ·V _{LL+IM})/MPF	211.40	kN
c _(sección crítica)	12.24	m			

Anexo

Anexo

Carga Permanente

DC ₁		
t _s	200	mm
b _s	2000	mm
W _{Losa}	9.60	kN/m
W _{Viga}	2.75	kN/m
b _e	2000	mm
W _{obreros}	2	kN/m
<small>(Carga viva)</small>		
W _{misceláneo}	0.14	kN/m
<small>5% W_{viga} (Pernos, suelda, etc)</small>		
DC ₁	14.48	kN/m
M _{DC1}	1415.70	kN-m
V _{DC1}	202.78	kN

DC ₂		
A _{barrera}	0	mm ²
W _{barrera}	0.00	kN/m
<small>(No considerado en la viga Interior)</small>		
DC ₂	0.00	kN/m
M _{DC2}	0.00	kN-m
V _{DC2}	0.00	kN
DW		
t _{asf}	50	mm
b _e	2000	mm
W _{asf}	2.20	kN/m
DW	2.20	kN/m
M _{DW}	215.03	kN-m
V _{DW}	30.80	kN

Momento Plástico y de Fluencia

Apendice D6.1

P _s	9520	kN
P _c	2049.30	kN
P _w	7787.34	kN
P _t	2235.60	kN

$$P_s = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_s \cdot t_s$$

$$P_c = F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c$$

$$P_w = F_{yw} \cdot D \cdot t_w$$

$$P_t = F_{yt} \cdot b_t \cdot t_t$$

Determinación de Caso y PNA

Caso	P1 (kN)	P2 (kN)	PNA (mm)	Chequeo	PNA (mm)
Caso I	10022.94	11569.3	-124.51	No	13.700
Caso II	12072.24	9520	13.700	Si	
Caso III	N/A	N/A	253.62	No	

Momento Plástico

Caso	d _s (mm)	d _c (mm)	d _w (mm)	d _t (mm)	M _p (kN-m)	M _p (kN-m)
Caso I	-2.51	-113.51	N/A	1390.51	8800.65	8890.50
Caso II	113.70	N/A	635.30	1274.30	8890.50	
Caso III	N/A	-42.62	595.38	1234.38	8839.56	

Apendice D6.2

S _{NCsup}	12167.40	cm ³
S _{LTsup}	27154.46	cm ³
S _{STsup}	54677.32	cm ³
M _{D1}	1769.62	kN-m
M _{D2}	322.54	kN-m
M _{ADsup}	10261.96	kN-m

S _{NCinf}	12510.27	cm ³
S _{LTinf}	18046.14	cm ³
S _{STinf}	19610.79	cm ³
M _{D1}	1769.62	kN-m
M _{D2}	322.54	kN-m
M _{ADinf}	3641.19	kN-m

$$M_{D1} = 1.25 \cdot DC_1$$

$$M_{D2} = 1.5 \cdot DW$$

$$M_{AD} = \left(F_{yf} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) \cdot S_{ST}$$

M _y	5733.36	kN-m
----------------	---------	------

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + \min(M_{AD})$$

Estado Límite de Resistencia

Sección Compuesta

6.10.6.2.2

(Requisitos de sección compuesta compacta)

F _{yf}	345	≤	485	Pasa
D _{cp}	0	mm	<i>PNA no está en el Alma</i>	
λ	0			
λ _p	90.53	Pasa		

La sección compuesta es

Compacta

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad 6.10.6.2.2 - 1$$

Resistencia a flexión nominal

6.10.7.1.2

D _p	213.70	mm
D _t	1500	mm
D _p /D _t	0.14	
Φ _f	1	
M _n	7453.37	kN·m
Φ _f ·M _n	7453.37	kN·m

$$M_n = \begin{cases} M_p, & \text{si } D_p/D_t \leq 0.1 \\ M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right), & \text{si } 0.1 < \frac{D_p}{D_t} \leq 0.42 \\ 0, & \text{si } \frac{D_p}{D_t} > 0.42 \text{ (No permitido)} \\ \leq 1.3 \cdot R_h \cdot M_y, & - \end{cases}$$

Resistencia I		
M _u	5837.76	kN·m
D/C Ratio	78%	Pasa

Resistencia I: 1.25DC₁ + 1.5DW + 1.75(LL + IM)

Requerimiento de ductilidad

6.10.7.3

D _p /D _t	0.14	<	0.42	Pasa
--------------------------------	------	---	------	------

$$\frac{D_p}{D_t} \leq 0.42$$

Resistencia a corte nominal

6.10.9

D/t _w	69.67	
k	5	
6.10.9.3.2-4	60.30	
6.10.9.3.2-5	60.30	75.37
6.10.9.3.2-6	75.37	
C	0.866	
V _p	4516.66	kN
V _n	3909.31	kN
Φ _v	1	
Φ _v ·V _n	3909.31	kN

$$C = \begin{cases} 1, & \text{Si } \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} \\ \frac{1.12 \cdot t_w \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}}}{D}, & \text{Si } 1.12 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} \\ \frac{1.57 \cdot t_w^2 \cdot \frac{E \cdot k}{F_{yw}}}{D^2}, & \text{Si } \frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} \end{cases}$$

$$V_n = V_{cr} = C \cdot V_p$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} \cdot D \cdot t_w$$

Resistencia I		
V _u	1118.170908	kN
D/C Ratio	29%	Pasa

Resistencia I: 1.25DC₁ + 1.5DW + 1.75(LL + IM)

Chequeo de Constructibilidad

Sección No Compuesta 6.10.6.2.3

(Requisitos de sección no compuesta)

F _{yf}	345	<=	485	Pasa
Sección				Compacto
I _{yc} /I _{yt}	0.92	>	0.3	Pasa

6.10.6.2.3-1 *Parametros de la Viga*

Sección considerada como Viga Laminada se puede usar el Apéndice A6 o la Sección 6.10.8

Sección 6.10.8

Resistencia a Flexión del Ala a Compresión

Resistencia al Pandeo Local del Ala a Compresión

6.10.8.2.2

λ _f	6.14
λ _{pf}	9.20
λ _{rf}	13.48

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_c} \quad 6.10.8.2.2-3 \quad \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad 6.10.8.2.2-4 \quad \lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad 6.10.8.2.2-5$$

2D _c /t _w	70.78
λ _w	105.82
R _b	1
R _h	1

$$R_b = \begin{cases} 1, & \text{si } \frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_{rw} \\ 1 - \frac{a_{wc}}{1200 + 300 \cdot a_{wc}}, & \text{otro} \end{cases} \quad 4.6 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq \lambda_{rw} = \left(3.1 + \frac{5}{a_{wc}}\right) \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Sección Homogénea

$$F_{yr} = \min(0.7 \cdot F_{yc}, F_{yw}) > 0.5 \cdot F_{yc}$$

F _{yr}	241.5	MPa
F _{nc(FLB)}	345.00	MPa

$$F_{nc} = \begin{cases} R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}, & \text{si } \lambda_f \leq \lambda_{pf} \\ \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}}\right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \cdot R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}, & \text{otros} \end{cases}$$

Resistencia al Pandeo Lateral-Torsional del Ala a Compresión

6.10.8.2.3

r _t	60.80	mm
L _p	1463.86	mm
L _r	5496.66	mm
C _b	1	
L _b	7000	mm
F _{cr}	148.91	MPa
F _{nc(LTB)}	148.91	MPa

$$r_t = \sqrt{\frac{b_{fc}^2}{12 \left(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{D_c \cdot t_w}{D_{fc} \cdot t_{fc}}\right)}} \quad L_p = r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad L_r = \pi \cdot r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}$$

Valor mínimo conservativo

$$F_{nc} = \begin{cases} C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}}\right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \cdot R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} \leq R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} & \text{Si } L_b \leq L_p \\ C_b \cdot R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} \leq R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} & \text{Si } L_p < L_b \leq L_r \\ C_b \cdot R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} & L_b > L_r \end{cases}$$

Φ _f	1	
Φ _r F _{nc}	148.91	MPa
M _u	1769.62	kN·m
f _{bu}	145.44	MPa
D/C Ratio	98%	Pasa

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot R_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2}$$

$$M_u = 1.25 \cdot DC_1 \quad f_{bu} = \frac{M_u}{S_{XNCsup}}$$

Resistencia a Flexión del Ala a Tensión

M _{yt}	4316.04	kN·m
M _{yc}	4197.75	kN·m
Φ _f ·F _{nt}	345	MPa
f _{bu}	145.44	MPa
D/C Ratio	42%	No se requiere revisar la fluencia del ala a tracción

For sections in which $M_{yc} > M_{yt}$, Eq. 6.10.8.3-1 does not control and tension flange yielding need not be checked, where M_{yc} and M_{yt} are the yield moments with respect to the compression and tension flange, respectively, determined as specified in Article D6.2.

Resistencia a Flexión del Alma

Resistencia al Pandeo Flexural del Alma

6.10.1.9.1

k	34.88	
Φ _f	1	
Φ _r F _{crw}	345.00	MPa
f _{bu}	145.44	MPa
D/C Ratio	42%	Pasa

$$k = \frac{9}{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2} \quad F_{crw} = \frac{0.9 \cdot E \cdot k}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}$$

Estado Límite de Servicio

M_{DC1}	1415.70	kN·m
M_{DW}	215.03	kN·m
1.3·M_{LL+IM}	2782.44	kN·m

S_{NCsup}	12167.40	cm ³
S_{LTCsup}	27154.46	cm ³
S_{STsup}	54677.32	cm ³

S_{NCinf}	12510.27	cm ³
S_{LTCinf}	18046.14	cm ³
S_{STinf}	19610.79	cm ³

Servicio II

6.10.4.2.2

f_{FT}	175.16	MPa
f_{FB}	266.96	MPa

$$f_f = \frac{M_{DC1}}{S_{NC}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{LTC}} + \frac{1.3 \cdot M_{LL+IM}}{S_{STC}}$$

0.95·R_h·F_y	327.75	MPa
0.8·R_h·F_y	276	MPa

$$f_f \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_y$$

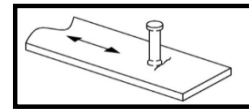
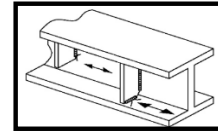
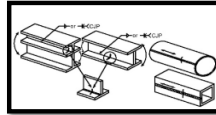
$$f_{FT}, f_{FB} \leq 0.8 \cdot R_h \cdot F_y$$

Ala Superior	Pasa	D/C Ratio	53%
Ala Inferior	Pasa	D/C Ratio	81%

Estado Límite de Fatiga

M_{LL+IM}	1413.11	kN·m
--------------------------	---------	------

S_{STsup}	54677.32	cm ³
S_{STinf}	19610.79	cm ³



Fatiga I

Fatiga I: 1.75 (LL + IM)

(Δf)_{sup}	25.84	MPa
(Δf)_{inf}	72.06	MPa

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

$$\Delta f = \frac{M_{LL+IM}}{S_{ST}}$$

(ΔF)_{TH} 6.6.1.2.3 - 1

Categoría	Esfuerzo Admisible	γ(Δf) _{sup}	γ(Δf) _{inf}
(ΔF) _{TH} B	110 MPa	Pasa	Pasa
(ΔF) _{TH} C'	83 MPa	Pasa	Pasa
(ΔF) _{TH} C	69 MPa	Pasa	-
	D/C Ratio	37%	87%

Metal base y de soldadura en secciones construidas

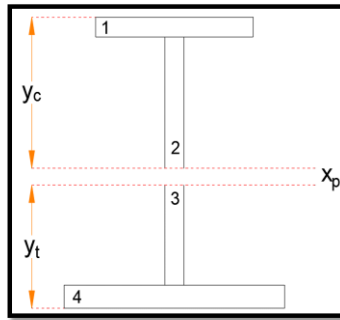
Metal base y de soldadura al pie de rigidizadores transversales

Metal base en pernos de conexión de corte

5.5 ANEXO V. Diseño de viga exterior en Excel

VIGA DE ACERO EXTERIOR																																																											
Material																																																											
Acero					Hormigón																																																						
F_y	345	MPa	Grado 50		γ_c	24.00	kN/m ³																																																				
E	2.00E+05	MPa			f'_c	28	MPa																																																				
γ_s	78.5	kN/m ³			E_c	27372.77473	MPa																																																				
Geometría																																																											
					<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Ala Superior</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>t_{f1}</td> <td>30</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>b_{f1}</td> <td>300</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <th colspan="3">Ala Inferior</th> </tr> <tr> <td>t_{f2}</td> <td>36</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>b_{f2}</td> <td>380</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <th colspan="3">Alma</th> </tr> <tr> <td>t_w</td> <td>22</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>1234</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>h_t</td> <td>1300</td> <td>mm</td> </tr> </tbody> </table>					Ala Superior			t_{f1}	30	mm	b_{f1}	300	mm	Ala Inferior			t_{f2}	36	mm	b_{f2}	380	mm	Alma			t_w	22	mm	D	1234	mm	h_t	1300	mm																				
Ala Superior																																																											
t_{f1}	30	mm																																																									
b_{f1}	300	mm																																																									
Ala Inferior																																																											
t_{f2}	36	mm																																																									
b_{f2}	380	mm																																																									
Alma																																																											
t_w	22	mm																																																									
D	1234	mm																																																									
h_t	1300	mm																																																									
VIGA I 1300X22 300X30 380X36 Grado 50																																																											
Momento Elástico																																																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Elemento</th> <th>b [mm]</th> <th>h [mm]</th> <th>A [mm²]</th> <th>y [mm]</th> <th>A·y [mm³]</th> <th>I_{cx} [mm⁴]</th> <th>d [mm]</th> <th>I_{xx} [mm⁴]</th> <th>I_{yy} [mm⁴]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>300</td> <td>30</td> <td>9000</td> <td>1285</td> <td>11565000</td> <td>675000</td> <td>692.18</td> <td>4312731118</td> <td>6.76E+07</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>22</td> <td>1234</td> <td>27148</td> <td>653</td> <td>17727644</td> <td>3444981657</td> <td>60.18</td> <td>3543311633</td> <td>1.09E+06</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>380</td> <td>36</td> <td>13680</td> <td>18</td> <td>246240</td> <td>1477440</td> <td>574.82</td> <td>4521548476</td> <td>1.65E+08</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Σ</td> <td>49828</td> <td></td> <td>29538884</td> <td></td> <td></td> <td>1.238E+10</td> <td>2.33E+08</td> </tr> </tbody> </table>										Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I_{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I_{xx} [mm ⁴]	I_{yy} [mm ⁴]	1	300	30	9000	1285	11565000	675000	692.18	4312731118	6.76E+07	2	22	1234	27148	653	17727644	3444981657	60.18	3543311633	1.09E+06	3	380	36	13680	18	246240	1477440	574.82	4521548476	1.65E+08			Σ	49828		29538884			1.238E+10	2.33E+08
Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I_{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I_{xx} [mm ⁴]	I_{yy} [mm ⁴]																																																		
1	300	30	9000	1285	11565000	675000	692.18	4312731118	6.76E+07																																																		
2	22	1234	27148	653	17727644	3444981657	60.18	3543311633	1.09E+06																																																		
3	380	36	13680	18	246240	1477440	574.82	4521548476	1.65E+08																																																		
		Σ	49828		29538884			1.238E+10	2.33E+08																																																		
<table border="1"> <thead> <tr> <th>\bar{y}</th> <td>592.82</td> <td>mm</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I_{xx}</td> <td>1.24E+10</td> <td>mm⁴</td> </tr> <tr> <td>I_{yy}</td> <td>2.33E+08</td> <td>mm⁴</td> </tr> </tbody> </table>					\bar{y}	592.82	mm	I_{xx}	1.24E+10	mm ⁴	I_{yy}	2.33E+08	mm ⁴	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Compresión</th> <th>Tracción</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>c</td> <td>707.18</td> <td>592.82</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>S_x</td> <td>17502.67</td> <td>20879.28</td> <td>cm³</td> </tr> <tr> <td>M_y</td> <td>6038.42</td> <td>7203.35</td> <td>kN-m</td> </tr> </tbody> </table>						Compresión	Tracción		c	707.18	592.82	mm	S_x	17502.67	20879.28	cm ³	M_y	6038.42	7203.35	kN-m																									
\bar{y}	592.82	mm																																																									
I_{xx}	1.24E+10	mm ⁴																																																									
I_{yy}	2.33E+08	mm ⁴																																																									
	Compresión	Tracción																																																									
c	707.18	592.82	mm																																																								
S_x	17502.67	20879.28	cm ³																																																								
M_y	6038.42	7203.35	kN-m																																																								

Momento Plástico



y_p	546.64	mm
-------	--------	----

$$y_p = \frac{\left(\frac{A}{2} - A_{alainf} + t_{alainf} \cdot t_w\right)}{t_w}$$

Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]
1	300	30	9000	738.36	6645272.73	6.75E+05	240.61	5.22E+08
2	22	723.36	15914	361.68	5755804.45	6.94E+08	136.07	9.89E+08
Σ			24914		12401077.2			1.51E+09

y_c	497.76	mm
-------	--------	----

Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]
3	22	510.64	11234	255.32	2868244.45	244104986.38	150.08	4.97E+08
4	380	36.00	13680	528.64	7231745.45	1477440.00	123.24	2.09E+08
Σ			24914		10099989.9			7.06E+08

y_c	405.39	mm
-------	--------	----

Z_x	22501.07	cm ³
M_p	7762.87	kN·m
F_t	1.29	

Propiedades Geométricas

Parámetro	Abreviatura	Tracción	Compresión
Altura	d [cm]	-	130
Distancia entre CG de patines	h _o [cm]	-	126.7
Área	A [cm ²]	-	498.28
Peso	W [kN/m]	-	3.91
Distancia al CG	y _{cg} [cm]	59.28	70.72
Altura Plástica	h _p [cm]	-	144.67
Altura Elástica	h _c [cm]		135.44
Inercia en X	I _{xx} [cm ⁴]	-	1237759.123
Inercia en Y	I _{yy} [cm ⁴]	-	23321.10
Constante Torsional	J [cm ⁴]	-	1298.96
Constante de Alabeo	C _w [cm ⁶]	-	93592750.94
Módulo Elástico	S _x [cm ³]	20879.28	17502.67
Módulo Plástico	Z _x [cm ³]	-	22501.07
Momento Elástico	M _y [kN·m]	7203.35	6038.42
Momento Plástico	M _p [kN·m]	-	7762.87
Factor de Forma por Flexión	F _t [-]	1.29	1.29

$$J = \frac{1}{3} \cdot \sum bt^3 \quad \text{C4.6.2.2.1 - 1}$$

$$C_w = \frac{I_{yy} \cdot h_o^2}{4}$$

Chequeo de Esbeltez

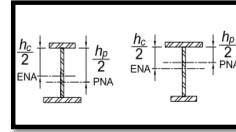
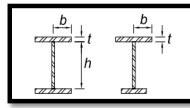
Ala		
λ	5.00	Compacto
λ _p	9.15	
Alma		
λ	61.56	Compacto
λ _p	61.74	
D _c	677.18	mm
a _{wc}	3.31	
λ _w	110.75	

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

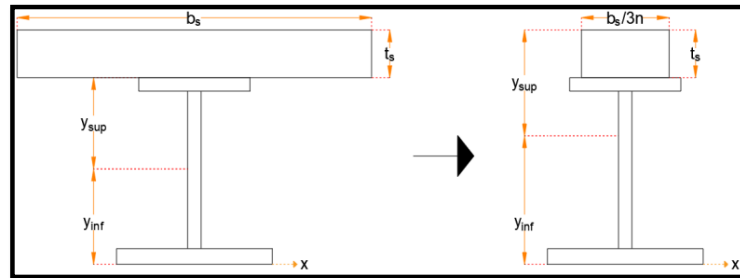
$$\lambda_p = \frac{\frac{h_c}{b_p} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54 \cdot \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2}$$

$$a_{wc} = \frac{2D_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}}$$

$$4.6 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq \lambda_{rw} = \left(3.1 + \frac{5}{a_{wc}}\right)^2 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$



Sección Compuesta a Largo Plazo

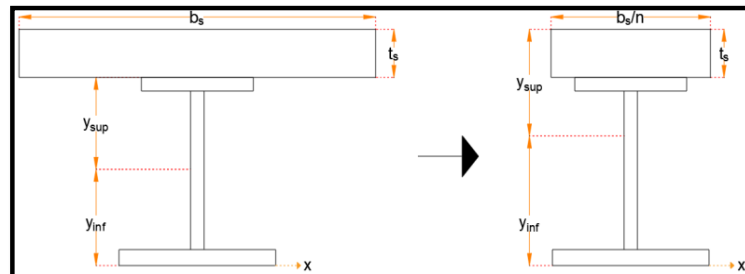


n (Es/Ec)	Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]
7.31	Losas	2000	200	18248.52	1400	2.55E+07	1.33E+09	590.81	7.70E+09
	Viga	-	-	49828	592.82	2.95E+07	1.24E+10	216.37	1.47E+10
			Σ	68076.52		55086807.08			2.241E+10

y	809.19	mm
I _{xx}	22413498880	mm ⁴

	Compresión	Tracción	
y	690.81	809.19	mm
S _x	32445.22	27698.70	cm ³

Sección Compuesta a Corto Plazo

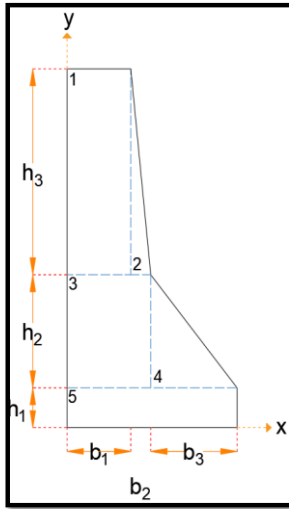


n (Es/Ec)	Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]
7.31	Losas	2000	200	54745.55	1400	7.66E+07	1.33E+09	384.61	9.43E+09
	Viga	-	-	49828	592.82	2.95E+07	1.24E+10	422.57	2.13E+10
			Σ	104573.55		106182653.2			3.071E+10

y	1015.39	mm
I _{xx}	30706836446	mm ⁴
Q _{Losas}	2.1056E+07	mm ³

	Compresión	Tracción	
y	484.61	1015.39	mm
S _x	63363.66	30241.50	cm ³

Barrera de Hormigón



Datos				
h_1	90	mm	810	mm
h_2	255	mm		
h_3	465	mm		
b_1	150	mm	400	mm
b_2	47	mm		
b_3	203	mm		

Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	x [mm]	A·x [mm ³]	I_{cx} [mm ⁴]	d	I_{xx} [mm ⁴]
1	150	465	69750	75	5.23E+06	1.26E+09	517.82	1.31E+08
2	47	465	10927.5	165.67	1.81E+06	3.94E+08	427.15	1.34E+06
3	197	255	50235	98.5	4.95E+06	2.72E+08	494.32	1.62E+08
4	203	255	25882.5	264.67	6.85E+06	2.81E+08	328.15	5.93E+07
5	400	90	36000	200.00	7.20E+06	2.43E+07	392.82	4.80E+08
		Σ	192795		2.60E+07			

\bar{x}	135.07	mm
-----------	--------	----

Limites Dimensionales de la Sección Transversal

D	1234	mm	
t_w	22	mm	
D/ t_w	56.09		PASA

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad 6.10.2.1.1 - 1$$

D/6	205.67	mm	
300	>	205.67	PASA

$$b_f \geq \frac{D}{6} \quad 6.10.2.2 - 2$$

30	>	24.2	PASA
----	---	------	------

$$t_f \geq 1.1 t_w \quad 6.10.2.2 - 3$$

b_f	300	mm	
t_f	30	mm	
$b_f/2t_f$	5		PASA

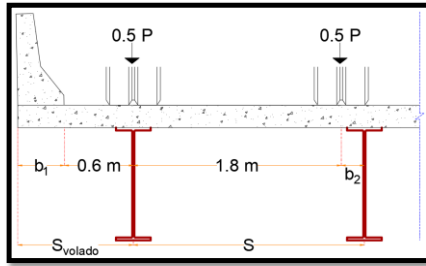
$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12 \quad 6.10.2.2 - 1$$

I_{yc}	6.75E+07	mm ⁴	
I_{yt}	1.65E+08	mm ⁴	
I_{yc}/I_{yt}	0.41		PASA

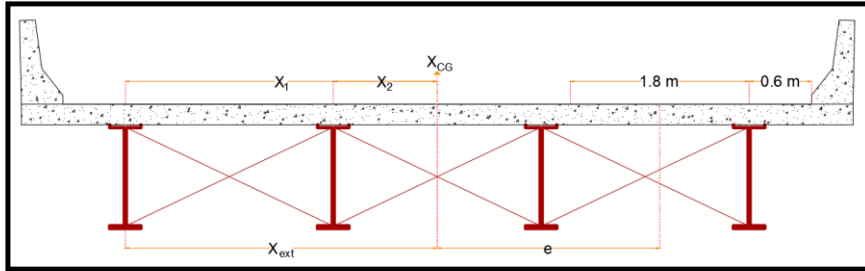
$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \quad 6.10.2.2 - 4$$

Factores de Distribución de Carga Viva

Ley de Momentos-DF_{M1} y DF_{V1}



b₁	400	mm
b₂	200	mm
DF-MPF	0.66	



d_e	600.00	mm
e_M	0.986	
e_V	0.797	
DF_{M1}	0.66	
DF_{M2}	0.49	
DF_{V1}	0.66	
DF_{V2}	0.57	

$$DF_{M1} = \text{Ley de Momentos 4.6.2.2d} - 1$$

$$DF_{M2} = e_M \cdot DF_{\text{interior}} \quad 4.6.2.2d - 1$$

$$e_M = 0.77 + \frac{d_e}{2775} \quad 4.6.2.2d - 1$$

$$DF_{V1} = \text{Ley de Momentos 4.6.2.2.3b} - 1$$

$$DF_{V2} = e_V \cdot DF_{\text{interior}} \quad 4.6.2.2.3b - 1$$

$$e_V = 0.6 + \frac{d_e}{3050} \quad 4.6.2.2.3b - 1$$

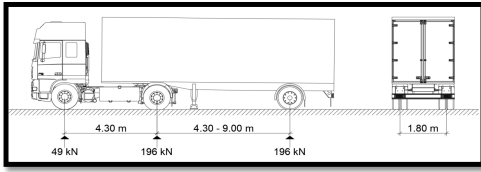
Análisis Especial		
N_b	4	
X_{ext}	3000	mm
x₁	3000	mm
x₂	1000	mm
∑x²	20000000	mm ²
e	2100	mm
R_{NL1}·MPF	0.678	
R_{NL2}·MPF	0.590	

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{\text{ext}} \sum_1^{N_L} e}{\sum_1^{N_b} x^2} \quad 4.6.2.2d$$

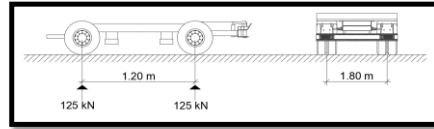
DF_{M3}
DF_{M4}

Carga Vehicular

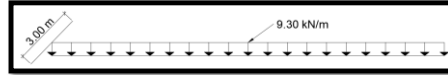
Camión de Diseño



Tándem de Diseño



Carril de Diseño



Carga Vehicular					
M_{LL}	2571	kN·m	V_{LL}	396.12	kN
M_{carril}	910.96	kN·m	V_{carril}	130.43	kN
IM	0.33		IM	0.33	
M_{LL+IM}	4330.39	kN·m	V_{LL+IM}	657.27	kN
$(DF_M \cdot M_{LL+IM})$	2936.00	kN·m	$(DF_V \cdot V_{LL+IM})$	433.80	kN
$d_{(sección\ crítico)}$	13.28	m			

Anexo

Anexo

Carga de Fatiga					
M_{fLL}	2150.65	kN·m	V_{fLL}	354.38	kN
IM	0.15		IM	0.15	
M_{fLL+IM}	2473.25	kN·m	V_{fLL+IM}	407.54	kN
$(DF_M \cdot M_{fLL+IM})$	1397.38	kN·m	$(DF_V \cdot V_{fLL+IM})^{1.2}$	224.15	kN
$d_{(sección\ crítico)}$	12.24	m			

Anexo

Anexo

Carga Permanente

DC₁

t_s	200	mm
b_s	2000	mm
W_{Losa}	9.60	kN/m

W_{Viga}	3.91	kN/m
------------	------	------

b_e	2000	mm
W_{obrero}	2	kN/m

(Carga viva)

$W_{misceláneo}$	0.20	kN/m
------------------	------	------

5% W_{viga} (Pernos, suelda, etc)

DC_1	15.71	kN/m
M_{DC1}	1535.22	kN·m
V_{DC1}	219.90	kN

DC₂

$A_{barrera}$	192795	mm ²
$W_{barrera}$	4.63	kN/m

(No considerado en la viga Interior)

DC_2	4.63	kN/m
M_{DC2}	452.25	kN·m
V_{DC2}	64.78	kN

DW

t_{asf}	50	mm
b_e	2000	mm
W_{asf}	2.20	kN/m

DW	2.20	kN/m
M_{DW}	215.03	kN·m
V_{DW}	30.80	kN

Momento Plástico y de Fluencia

Apéndice D6.1

P_s	9520	kN
P_c	3105	kN
P_w	9366.06	kN
P_t	4719.6	kN

$$P_s = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_s \cdot t_s$$

$$P_c = F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c$$

$$P_w = F_{yw} \cdot D \cdot t_w$$

$$P_t = F_{yt} \cdot b_t \cdot t_t$$

Determinación de Caso y PNA

Caso	P1 (kN)	P2 (kN)	PNA (mm)	Chequeo	PNA (mm)
Caso I	14085.66	12625	96.22	Si	96.22
Caso II	17190.66	9520	37.06	Si	
Caso III	N/A	N/A	361.15	No	

Momento Plástico

Caso	d _s (mm)	d _c (mm)	d _w (mm)	d _t (mm)	M _p (kN-m)	M _o (kN-m)
Caso I	226.22	111.22	N/A	1155.78	12901.70	12901.70
Caso II	137.06	N/A	609.94	1244.94	12966.82	
Caso III	N/A	-146.15	485.85	1120.85	12490.89	

Apéndice D6.2

S_{NCsup}	17502.67	cm ³
S_{LTsup}	32445.22	cm ³
S_{STsup}	63363.66	cm ³

S_{NCinf}	20879.28	cm ³
S_{LTinf}	27698.70	cm ³
S_{STinf}	30241.50	cm ³

M_{D1}	1919.03	kN-m
M_{D2}	887.86	kN-m
M_{ADsup}	13179.20	kN-m

M_{D1}	1919.03	kN-m
M_{D2}	887.86	kN-m
M_{ADinf}	6684.43	kN-m

$$M_{D1} = 1.25 \cdot DC_1$$

$$M_{D2} = 1.25 \cdot M_{DC2} + 1.5 \cdot DW$$

$$M_{AD} = \left(F_{yf} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) \cdot S_{ST}$$

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + \min(M_{AD})$$

M_y	9491.32	kN-m
----------------------	---------	------

Estado Límite de Resistencia

Sección Compuesta 6.10.6.2.2

(Requisitos de sección compuesta compacta)

F_{yf}	345	≤	485	Pasa
D_{cp}	96.22	mm	<i>PNA en el Alma</i>	
λ	8.75			
λ_p	90.53	Pasa		

La sección compuesta es

Compacta

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad 6.10.6.2.2 - 1$$

Resistencia a flexión nominal 6.10.7.1.2

D_p	326.22	mm
D_t	1500	mm
D_p/D_t	0.22	
Φ_f	1	
M_n	11840.70	kN-m
Φ_rM_n	11840.70	kN-m

$$M_n = \begin{cases} M_p, & \text{si } D_p/D_t \leq 0.1 \\ M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right), & \text{si } 0.1 < \frac{D_p}{D_t} \leq 0.42 \\ 0, & \text{si } \frac{D_p}{D_t} > 0.42 \text{ (No permitido)} \\ \leq 1.3 \cdot R_n \cdot M_y, & \text{---} \end{cases}$$

Resistencia I		
M_u	7944.90	kN-m
D/C Ratio	67%	Pasa

Resistencia I: 1.25(DC₁+DC₂) + 1.5DW + 1.75(LL + IM)

Requerimiento de ductilidad 6.10.7.3

D_p/D_t	0.22	<	0.42	Pasa
------------------------------------	------	---	------	-------------

$$\frac{D_p}{D_t} \leq 0.42$$

Resistencia a corte nominal 6.10.9

D/t_w	56.09	
k	5	
6.10.9.3.2-4	60.30	
6.10.9.3.2-5	60.30	75.37
6.10.9.3.2-6	75.37	
C	1	
V_p	5432.31	kN
V_n	5432.31	kN
Φ_v	1	
Φ_v · V_n	5432.3148	kN

$$C = \begin{cases} 1, & \text{Si } \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} \\ \frac{1.12 \cdot t_w^2 \sqrt{E \cdot k}}{D \sqrt{F_{yw}}}, & \text{Si } 1.12 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} \\ \frac{1.57 \cdot t_w^2 \sqrt{E \cdot k}}{D^2 \sqrt{F_{yw}}}, & \text{Si } \frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} \end{cases}$$

$$V_n = V_{cr} = C \cdot V_p \quad V_p = 0.58 F_{yw} \cdot D \cdot t_w$$

Resistencia I		
V_u	1161.19	kN
D/C Ratio	21%	Pasa

Resistencia I: 1.25(DC₁+DC₂) + 1.5DW + 1.75(LL + IM)

Chequeo de Constructibilidad

Sección No Compuesta 6.10.6.2.3

(Requisitos de sección no compuesta)

F _{yf}	345	≤	485	Pasa
Sección				Compacto
I _{yc} /I _{yt}	0.41	>	0.3	Pasa

6.10.6.2.3-1 *Parametros de la Viga*

Sección considerada como Viga Laminada se puede usar el Apéndice A6 o la Sección 6.10.8

Sección 6.10.8

Resistencia a Flexión del Ala a Compresión

Resistencia al Pandeo Local del Ala a Compresión

6.10.8.2.2

λ _f	5
λ _{pf}	9.20
λ _{rf}	13.48

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad 6.10.8.2.2-3 \quad \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad 6.10.8.2.2-4 \quad \lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad 6.10.8.2.2-5$$

2D _c /t _w	61.56
λ _w	110.75
R _b	1
R _h	1

$$R_b = \begin{cases} 1, & \text{si } \frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_{rw} \\ 1 - \frac{a_{wc}}{1200 + 300 \cdot a_{wc}}, & \text{otro} \end{cases} \quad 4.6 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq \lambda_{rw} = \left(3.1 + \frac{5}{a_{wc}}\right) \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Sección Homogénea

$$F_{yr} = \min(0.7 \cdot F_{yc}, F_{yw}) > 0.5 \cdot F_{yc}$$

F _{yr}	241.5	MPa
F _{nc(FLB)}	345.00	MPa

$$F_{nc} = \begin{cases} R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}, & \text{si } \lambda_f \leq \lambda_{pf} \\ \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}}\right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \cdot R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}, & \text{otros} \end{cases}$$

Resistencia al Pandeo Lateral-Torsional del Ala a Compresión

6.10.8.2.3

r _t	69.52	mm
L _p	1673.87	mm
L _r	6285.24	mm
C _b	1	
L _b	7000	mm
F _{cr}	194.70	MPa
F _{nc(LTB)}	194.70	MPa

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{D_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}}\right)}} \quad L_p = r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad L_r = \pi \cdot r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}$$

Valor mínimo conservativo

$$F_{nc} = \begin{cases} C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}}\right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \cdot R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} \leq R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} & \text{Si } L_b \leq L_p \\ C_b \cdot R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} & \text{Si } L_p < L_b \leq L_r \\ F_{cr} \leq R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} & L_b > L_r \end{cases}$$

Φ _f	1	
Φ _f · F _{nc}	194.70	MPa
M _u	1919.03	kN·m
f _{bu}	109.64	MPa
D/C Ratio	56%	Pasa

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot R_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \quad M_u = 1.25 \cdot DC_1 \quad f_{bu} = \frac{M_u}{S_{xNCsup}}$$

Resistencia a Flexión del Ala a Tensión

6.10.8.3

M _{yt}	7203.35	kN·m
M _{yc}	6038.42	kN·m
Φ _f · F _{nt}	345	MPa
f _{bu}	109.64	MPa
D/C Ratio	32%	No se requiere revisar la fluencia del ala a tracción

For sections in which $M_{yt} > M_{yc}$, Eq. 6.10.8.3-1 does not control and tension flange yielding need not be checked, where M_{yc} and M_{yt} are the yield moments with respect to the compression and tension flange, respectively, determined as specified in Article D6.2.

Resistencia a Flexión del Alma

Resistencia al Pandeo Flexural del Alma

6.10.1.9.1

k	29.89	
Φ _f	1	
Φ _f · F _{crw}	345.00	MPa
f _{bu}	109.64	MPa
D/C Ratio	32%	Pasa

$$k = \frac{9}{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2} \quad F_{crw} = \frac{0.9 \cdot E \cdot k}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}$$

Estado Límite de Servicio

M_{DC1}	1535.22	kN·m
M_{DC2}	452.25	kN·m
M_{DW}	215.03	kN·m
1.3·M_{LL+IM}	3816.81	kN·m

S_{NCsup}	17502.67	cm ³
S_{LTsup}	32445.22	cm ³
S_{STsup}	63363.66	cm ³

S_{NCinf}	20879.28	cm ³
S_{LTinf}	27698.70	cm ³
S_{STinf}	30241.50	cm ³

Servicio II

6.10.4.2.2

f_{TF}	168.52	MPa
f_{FBF}	223.83	MPa

$$f_f = \frac{M_{DC1}}{S_{NC}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{LTC}} + \frac{1.3 \cdot M_{LL+IM}}{S_{STC}}$$

0.95·R_h·F_y	327.75	MPa	
0.8·R_h·F_y	276	MPa	
Ala Superior	Pasa	D/C Ratio	51%
Ala Inferior	Pasa	D/C Ratio	68%

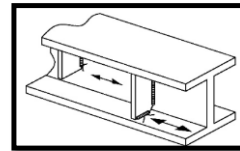
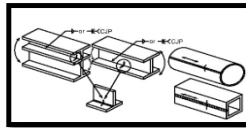
$$f_f \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_y$$

$$f_{TF}, f_{FBF} \leq 0.8 \cdot R_h \cdot F_y$$

Estado Límite de Fatiga

M_{LL+IM}	2445.42	kN·m
--------------------------	---------	------

S_{STsup}	63363.66	cm ³
S_{STinf}	30241.50	cm ³



Fatiga I

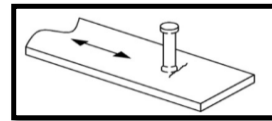
6.6.1

Fatiga I: 1.75 (LL + IM)

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

(Δf)_{sup}	38.59	MPa
(Δf)_{inf}	80.86	MPa

$$\Delta f = \frac{M_{LL+IM}}{S_{ST}}$$



Categoría	Jerzo Admisible		$\gamma(\Delta f)_{sup}$	$\gamma(\Delta f)_{inf}$
(Δf)_{TH} B	110	MPa	Pasa	Pasa
(Δf)_{TH} C'	83	MPa	Pasa	Pasa
(Δf)_{TH} C	69	MPa	Pasa	-
	D/C Ratio		56%	97.43%

(Δf)_{TH} 6.6.1.2.3 - 1

Metal base y de soldadura en secciones construidas

Metal base y de soldadura al pie de rigidizadores transversales

Metal base en pernos de conexión de corte

5.6 ANEXO VI. Diseño de diafragmas en Excel

DISEÑO DE DIAFRAGMA			
Características de Sitio			
Zona Sísmica	V		
PGA	0.40		
Clase de Sitio	D		
F _{pga}	1.10		
A _s	0.44		
A _s = PGA · F _{PGA} 3.10.4.2-2			

Clase de Sitio	Coeficiente de Aceleración Pico del Suelo (PGA)				
	PGA<0.10	PGA=0.20	PGA<0.30	PGA<0.40	PGA=0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

Fuerza Sísmica en Conexiones		
Longitud	28	m
W _{vigaext}	22.53	kN/m
W _{vigaInt}	16.68	kN/m
W _{diafragma}	2.00	kN
#Diafragmas	5	
W _{total}	2206	kN
F _{sísmica}	971	kN
F _{sísmica/Apoyo}	121.34	kN
P _{umax}	136	kN

Propiedades del Ángulo			
Alas iguales			
b _f	100	mm	
t _f	6	mm	
F _y	345	MPa	Grado 50
F _u	450	MPa	

Elemento	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	y [mm]	A·y [mm ³]	I _{cx} [mm ⁴]	d [mm]	I _{xx} [mm ⁴]
Ala V.	6	100	600	50	30000	500000	22.77	811171.07
Ala H.	94	6	564	97	54708	1692	24.23	332725.05
Σ			1164		84708			1143896.1

y	72.77	mm
I _{xx}	1143896.12	mm ⁴
r _x	31.35	mm
W _{diagonal}	0.0914	kN/m

ÁNGULO 100X6 Grado 50

Diseño a compresión y tracción			
Esbeltez Efectiva 6.9.4.4			
I	1640.12	mm	
I/r _x	52.32	<	80.00
(Kl/r) _{eff}	111.24		
Resistencia a Compresión 6.9.4.1			
Kl/r	52.32	Pasa	
Resistencia al Pandeo Elástico por Flexión 6.9.4.1			
b/t	16.67		
λ _r	10.83	Esbelta	
Sección No Esbelta			
P _e	185.68	kN	
P _o	401.58	kN	
P _o /P _e	2.16	kN	
P _n	162.42	kN	
Sección Esbelta			
c ₁	0.22		
c ₂	1.49		
c ₃	0.00		
F _{el}	323.69	MPa	
F _{cr}	139.54	MPa	
b _e	100.00	mm	
A _{eff}	1164.00	mm ²	
P _n	162.42	kN	
Φ _c	1.00	kN	
Φ _c ·P _r	162.42	kN	
P _n	136.00	Pasa	
D/C Ratio	84%		

$$\left(\frac{K \cdot l}{r}\right)_{eff} = \begin{cases} 72 + \frac{0.75l}{r_x} & , \text{si } \frac{l}{r_x} \leq 80 \\ 32 + \frac{1.25l}{r_x} & , \text{si } \frac{l}{r_x} > 80 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{K \cdot l}{r} \leq 120 & , \text{para miembros primarios} \\ \frac{K \cdot l}{r} \leq 140 & , \text{para miembros secundarios} \end{cases}$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \lambda_r = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot l}{r_s}\right)^2} \cdot A_g \quad P_o = F_y \cdot A_g$$

$$P_n = \begin{cases} 0.658 \sqrt{\frac{P_o}{P_e}} \cdot P_o & , \frac{P_o}{P_e} \leq 2.25 \\ 0.877 P_e & , \text{otro} \end{cases}$$

$$F_{el} = \left(c_2 \cdot \frac{\lambda_r}{\left(\frac{b}{t}\right)}\right)^2 \cdot F_y$$

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_g} \quad P_{cr} = P_n \text{ (no esbelto)}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_{eff}$$

$$b_e = \begin{cases} b & , \frac{b}{t} \leq \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \\ b \left[\left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}\right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} - c_3 \right] & , \frac{b}{t} > \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \end{cases}$$

Evento Extremo I: EQ

Resistencia a Tensión 6.8.2.1

L/r	52.32	Pasa
-----	-------	------

6.8.4

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{r} \leq 200, \text{ para miembros primarios} \\ \frac{l}{r} \leq 240, \text{ para miembros secundarios} \end{array} \right.$$

Fluencia de la Sección Bruta

Φ_y	1.00	
$\Phi_y \cdot P_{ny}$	401.58	kN

$$\Phi_y \cdot P_{ny} = \Phi_y \cdot F_y \cdot A_g$$

Fluencia de la Sección Neta Efectiva

Φ_u	1.00	
A_n	1164.00	
R_p	1.00	
x	72.77	mm
L	85	mm
U	0.14	
$A_{conectada}/A_g$	0.44	
$\Phi_u \cdot P_{nu}$	229.50	kN

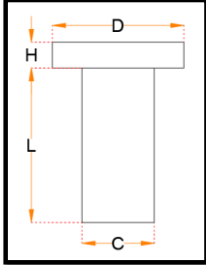
$$\Phi_u \cdot P_u = \Phi_u \cdot F_u \cdot A_n \cdot R_p \cdot U$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$$

P_u	136.00	Pasa
D/C Ratio	59%	

Evento Extremo I: EQ

5.7 ANEXO VII. Diseño de conectores de corte en Excel

DISEÑO DE CONECTORES DE CORTE																		
Geometría																		
	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr style="background-color: #002060; color: white;"> <th colspan="3">Perno</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Diámetro del vástago (C)</td> <td style="text-align: center;">15.88</td> <td style="text-align: center;">mm</td> </tr> <tr> <td>Longitud del vástago (L)</td> <td style="text-align: center;">101.60</td> <td style="text-align: center;">mm</td> </tr> <tr> <td>Diámetro de la cabeza (D)</td> <td style="text-align: center;">31.75</td> <td style="text-align: center;">mm</td> </tr> <tr> <td>Altura de la cabeza (H)</td> <td style="text-align: center;">8.50</td> <td style="text-align: center;">mm</td> </tr> </tbody> </table>			Perno			Diámetro del vástago (C)	15.88	mm	Longitud del vástago (L)	101.60	mm	Diámetro de la cabeza (D)	31.75	mm	Altura de la cabeza (H)	8.50	mm
Perno																		
Diámetro del vástago (C)	15.88	mm																
Longitud del vástago (L)	101.60	mm																
Diámetro de la cabeza (D)	31.75	mm																
Altura de la cabeza (H)	8.50	mm																
NS-625/400																		
Distancia Centro a Centro Longitudinal (Fatiga)																		
L/C	6.40	Pasa	6.10.10.1.1															
n	3																	
Z _r	9.58	kip	6.10.10.2-1															
V _r	224.15	kN																
Q _{losa}	2.1056E+07	mm ³																
I _{ST}	3.0707E+10	mm ⁴																
V _{fat}	153.70	kN/m	6.10.10.1.2-3															
F _{fat}	0.00	kN/m	Puente Recto															
V _{sr}	153.70	kN/m	6.10.10.1.2-2															
P _{lim}	187.04	mm	6.10.10.1.2-1															
D	1234.00	mm																
P _{max}	1220.00	mm	6.10.10.1.2															
P _{min}	95.28	mm	6.10.10.1.2															
$\frac{L}{C} \geq 4$ $Z_r = 0.038 \cdot d^2$ $Q_{Losa} = A_s \cdot \left(y_c - \frac{t_s}{2} \right)$ $V_{fat} = \frac{V_r \cdot Q}{I}$ $V_{sr} = \sqrt[3]{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2}$ $p \leq \frac{n \cdot Z_r}{V_{sr}}$ $P_{max} = \begin{cases} 1220 \text{ mm, si } D \geq 610 \text{ mm} \\ 610 \text{ mm, si } D < 610 \text{ mm} \end{cases}$ $P_{min} = 6 \cdot C$																		
Distancia Centro a Centro Transversal																		
S _{min}	63.52	mm	6.10.10.1.3															
S _{minborde}	25.00	mm	6.10.10.1.3															
b _{top}	300.00	mm																
s	101.18	mm	Pasa															
$S_{min} = 4 \cdot C$ $S_{minborde} = 25.4 \text{ mm}$																		
Distancia Centro a Centro Longitudinal (Resistencia)																		
Resistencia a Corte Nominal																		
A _{sc}	198.06	mm ²																
f' _c	28.00	MPa																
E _c	27372.77	MPa																
F _u	540.00	MPa																
Q _n	86.70	kN	6.10.10.4.3-1															
Φ _{sc}	0.85																	
Φ _{sc} · Q _n	73.69	kN																
$Q_n = 0.5 A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot F_u$																		
Fuerza de Corte Nominal																		
P _{1p}	9520.00	kN	6.10.10.4.2-2															
P _{2p}	17190.66	kN	6.10.10.4.2-3															
P _p	9520.00	kN																
F _p	0.00	kN	Puente Recto															
P	9520.00	kN	6.10.10.4.2-1															
L	13280.00	mm																
Q _r	73.69	kN																
n _t	130.00																	
P _{elr}	306.46	mm																
$P_{1p} = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_s \cdot t_s$ $P_{2p} = F_{yw} \cdot D \cdot t_w + F_{yt} \cdot b_{ft} \cdot t_{ft} + F_{yc} \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}$ $P_p = \min(P_{1p}, P_{2p})$ $P = \sqrt{(P_p)^2 + (F_p)^2}$ L = longitud de la viga desde el punto de momento positivo máximo a un apoyo $Q_r = \Phi_{sc} \cdot Q_n$ $n_t = \frac{P}{Q_r}$ $p \leq \frac{L}{n_t} \cdot n$																		
Colocación																		
P _{max}	187.04	mm																
P _{min}	95.28	mm																
P _{asumido}	185	mm	Pasa															
3 Conectores de Corte @ 18.5 cm																		

5.8 ANEXO VIII. Análisis de precios unitarios

PUENTE CON VIGAS DE ACERO ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CÓDIGO: SP1.1.1
RUBRO: FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ACERO ASTM A588
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		0.05269
GRÚA DE 40 TON - 112 HP	2	78	156	0.00413	0.64428
AMOLADORA / CORTADORA	4	1.42	5.68	0.0165	0.09372
MOTOSOLDADORA 170A 9HP	4	5.7	22.8	0.0165	0.3762
				SUBTOTAL M	1.16689

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL (\$/HR)	COSTO	RENDIMIENTO	C.TOTAL (\$)
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
SOLDADOR ELÉCTRICO	4	4.62	18.48	0.0165	0.30492
FIERRERO	4	4.62	18.48	0.0165	0.30492
OPERADOR GRUPO 1	2	4.85	9.7	0.00413	0.04006
PEÓN	4	4.33	17.32	0.0165	0.28578
AYUDANTE MAQUINARIA	2	4.62	9.24	0.00413	0.03816
MAESTRO DE OBRA	1	4.85	4.85	0.0165	0.08003
				SUBTOTAL N	1.05387

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO (\$)	C.TOTAL (\$)	
		A	B	C = A x B	
ACERO ASTM A588	kg	1.05	1.473	1.54665	
CONECTORES DE CORTE	u	0.075	1.9	0.1425	
CONSUMIBLES	glb	1	0.225	0.225	
				SUBTOTAL O	1.91415

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	C.TOTAL (\$)	
		A	B	C = A x B	
				0	
				SUBTOTAL P	0

	COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P)	\$	4.13
	% INDIRECTOS		20%
	COSTOS INDIRECTOS	\$	0.83
PRECIOS NO INCLUYEN IVA	PRECIO UNITARIO RUBRO (USD)	\$	4.96

**PUENTE CON VIGAS DE ACERO
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

CÓDIGO: SP1.1.2
RUBRO: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO
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 1.2X0.6 m	1.39	0.29	0.40542	0.5	0.20271
PUNTALES	1.3	0.02	0.026	0.5	0.013
SUBTOTAL M					1.79884

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
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

COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P)		\$	13.60
% INDIRECTOS			20%
COSTOS INDIRECTOS		\$	2.72
PRECIOS NO INCLUYEN IVA	PRECIO UNITARIO RUBRO (USD)		\$ 16.32

**PUENTE CON VIGAS DE ACERO
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

CÓDIGO: SP1.1.3
RUBRO: ACERO DE REFUERZO fy=420 MPa
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)					0.02513
				SUBTOTAL M	0.02513

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL (\$/HR) B	COSTO C = A x B	RENDIMIENTO R	C.TOTAL (\$) 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 A	P. UNITARIO (\$) B	C.TOTAL (\$) 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 A	TARIFA B	C.TOTAL (\$) C = A x B
				0
			SUBTOTAL P	0

	COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P)	\$	1.76
	% INDIRECTOS		20%
	COSTOS INDIRECTOS	\$	0.35
PRECIOS NO INCLUYEN IVA	PRECIO UNITARIO RUBRO (USD)	\$	2.11

**PUENTE CON VIGAS DE ACERO
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

CÓDIGO: SP1.1.4
RUBRO: HORMIGÓN ESTRUCTURAL f'c=28 MPa
UNIDAD: m3

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		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	JORNAL (\$/HR)	COSTO	RENDIMIENTO	C.TOTAL (\$)
	A	B	C = A x B	R	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	P. UNITARIO (\$)	C.TOTAL (\$)
		A	B	C = A x B
HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=28 MPa	m3	1	120	120
SUBTOTAL O				120

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	C.TOTAL (\$)
		A	B	C = A x B
				0
SUBTOTAL P				0

COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P) \$				175.08
% INDIRECTOS				20%
COSTOS INDIRECTOS \$				35.02
PRECIOS NO INCLUYEN IVA				
PRECIO UNITARIO RUBRO (USD) \$				210.10

**PUENTE CON VIGAS DE ACERO
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

CÓDIGO: SP1.1.5
RUBRO: CAPA DE ASFALTO BITUMINOSO (e=0.05 m)
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

COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P) \$				5.87
% INDIRECTOS				20%
COSTOS INDIRECTOS \$				1.17
PRECIOS NO INCLUYEN IVA	PRECIO UNITARIO RUBRO (USD) \$			7.04

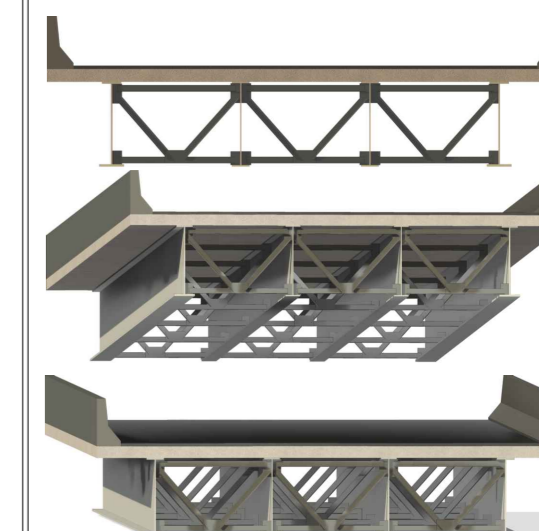
5.9 ANEXO IX. Planos



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO Y COMPARACIÓN ECONÓMICA DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE DE UN SOLO VANO CONSIDERANDO VARIANTE DE LOSA CON VIGAS DE HORMIGÓN POSTENSADO Y VIGAS DE ACERO

EVALUACIÓN TÉCNICA, CONSTRUCTIVA Y ECONÓMICA DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE DE UN SOLO VANO TIPO VIGA-LOSA CON VIGAS DE ACERO



TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PLANOS ESTRUCTURALES

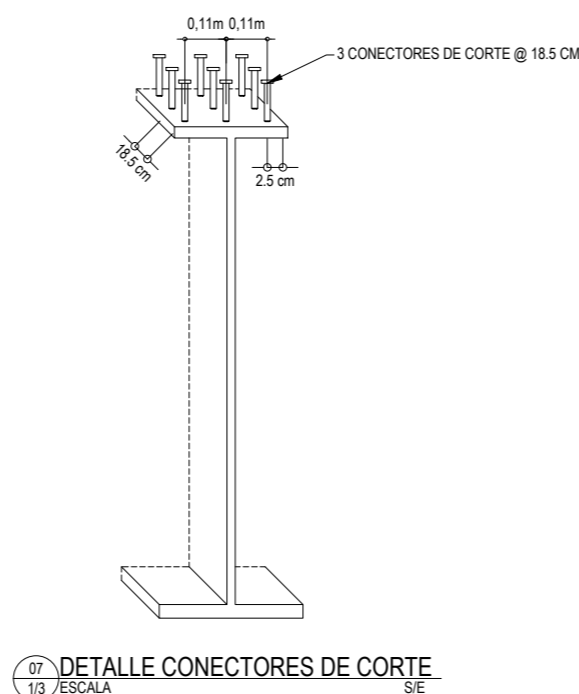
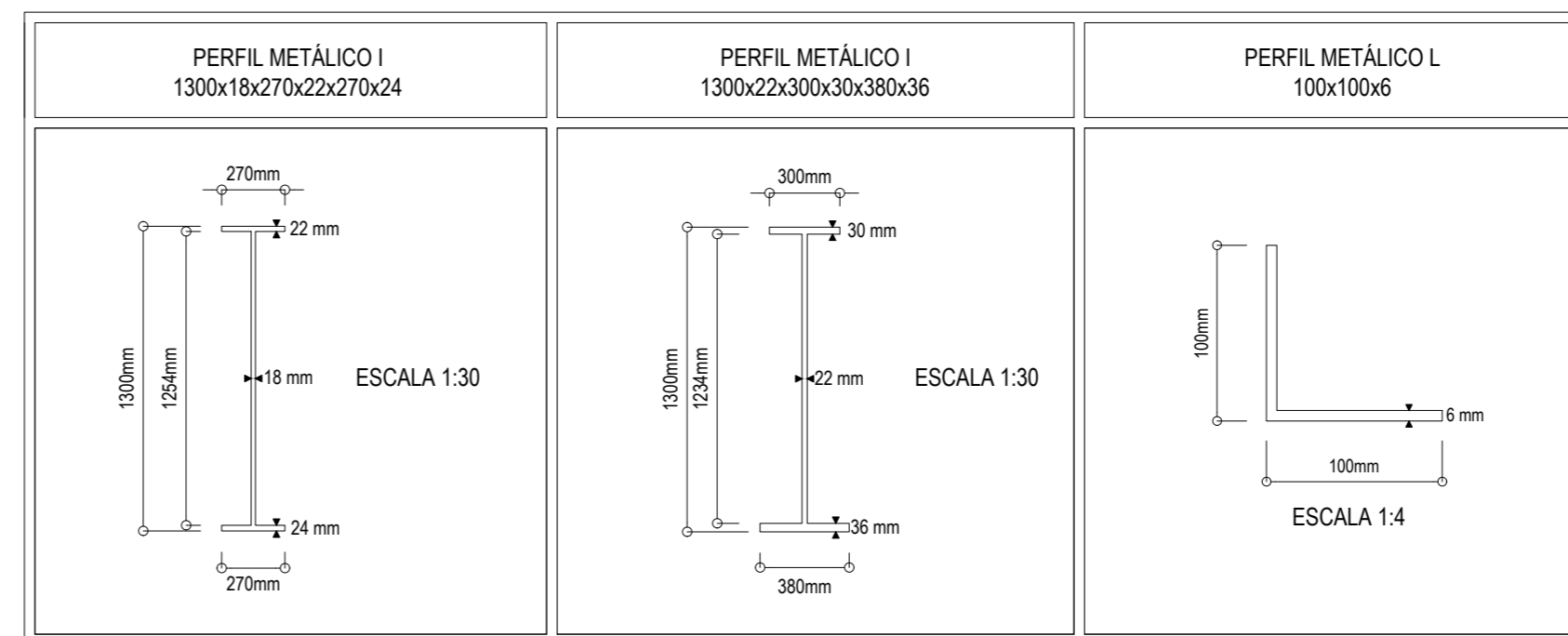
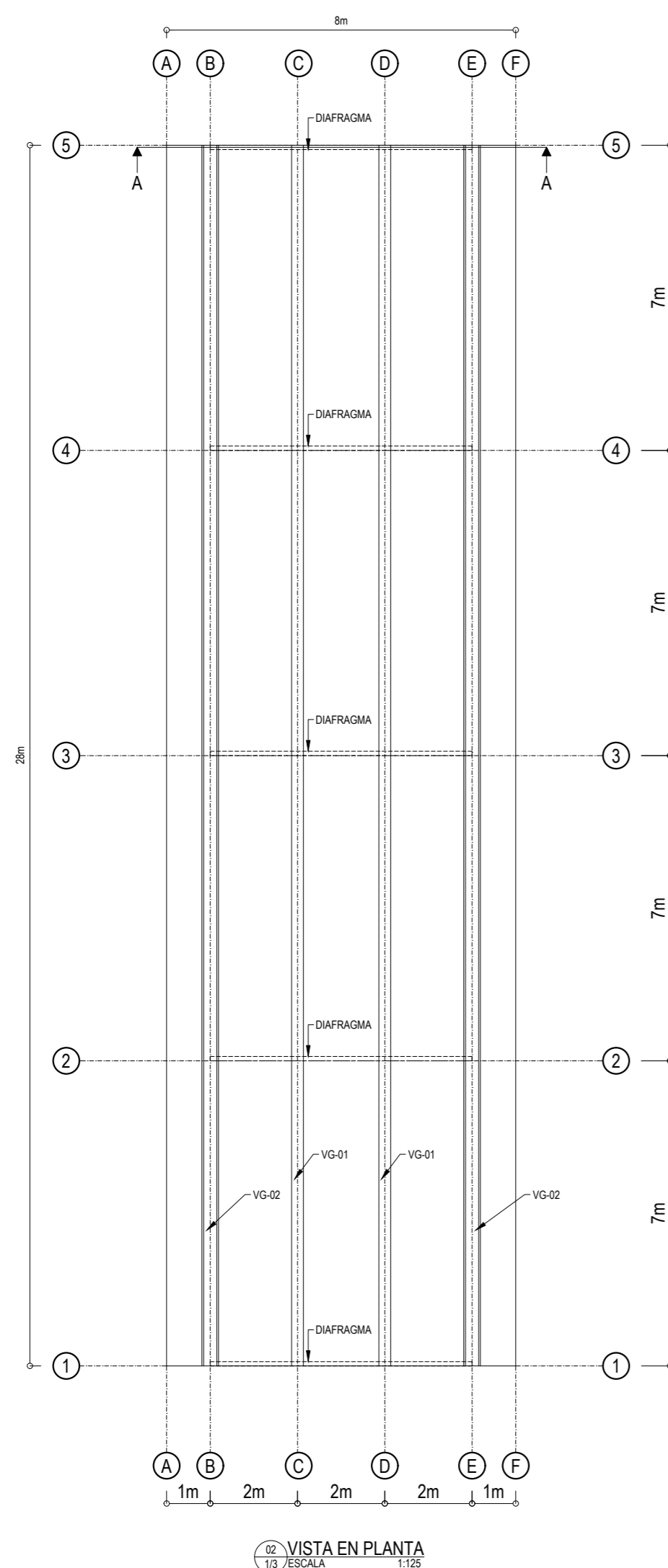
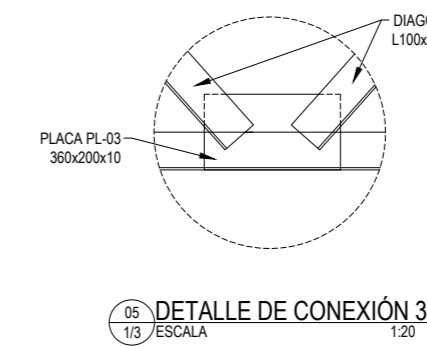
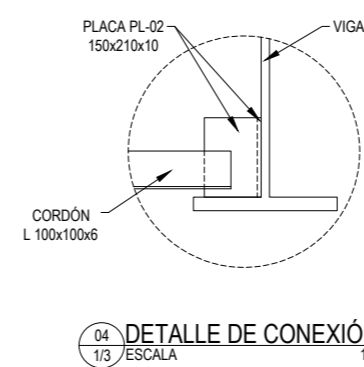
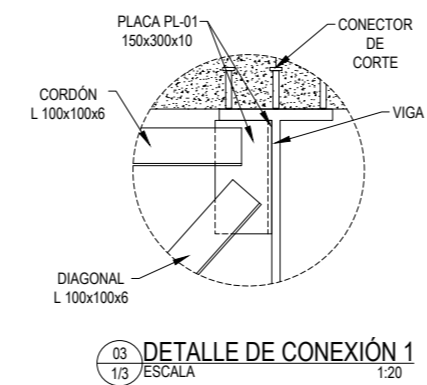
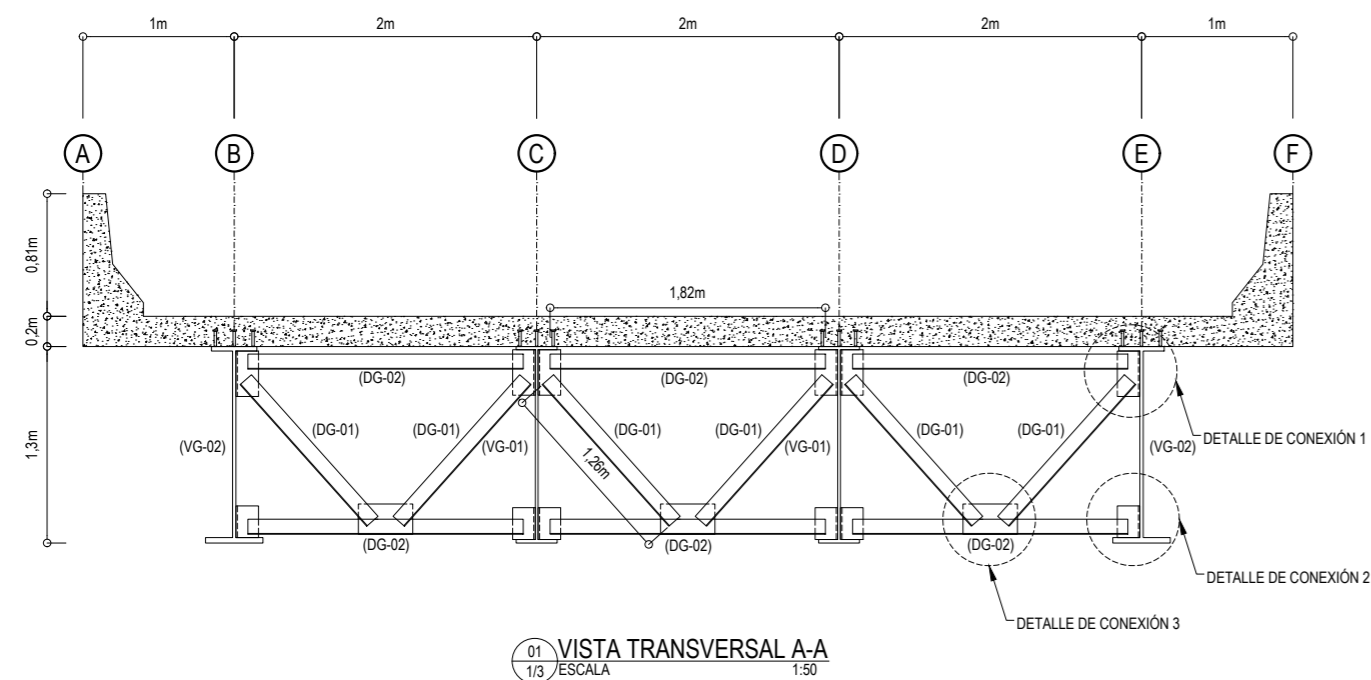
FECHA: 28/08/2023

DIBUJADO POR: BORIS GUERRERO

REVISADOR POR: ING. LUIS HERNÁNDEZ

PLANO 1/3

ESCALA: INDICADAS



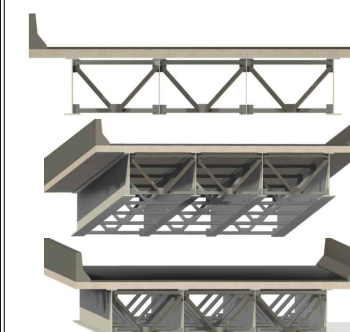
PLANILLA DE ACEROS EN PERFIL							
TIPO	MARCA	DIMENSIONES [mm]		CANTIDAD	W _{UNITARIO} [kg/m]	PESO [kg]	Observación
		SECCIÓN	LONGITUD				
SUPERESTRUCTURA							
I	VG-01	1300x18x280x22x270x24	28000	2	280.10	15685.52	Viga Principal
I	VG-02	1300x22x300x30x380x36	28000	2	398.86	22335.91	Viga Principal
L	DG-01	100x100x6	1820	30	9.32	508.73	Cordones
L	DG-02	100x100x6	1256	30	9.32	351.08	Diagonales
□	PL-01	150x300x10	-	60	3.60	216	P. de conexión
□	PL-02	150x210x10	-	60	2.52	151.2	P. de conexión
□	PL-03	360x200x10	-	15	5.76	86.4	P. de conexión
RESUMEN DE MATERIALES							
Acero estructural en perfil ASTM A588 = 39334.83 kg							



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO Y COMPARACIÓN
ECONÓMICA DE LA
SUPERESTRUCTURA DE UN
PUENTE DE UN SOLO VANO
CONSIDERANDO VARIANTE DE
LOSA CON VIGAS DE HORMIGÓN
POSTENSADO Y VIGAS DE ACERO

EVALUACIÓN TÉCNICA,
CONSTRUCTIVA Y ECONÓMICA DE
LA SUPERESTRUCTURA DE UN
PUENTE DE UN SOLO VANO TIPO
VIGA-LOSA CON VIGAS DE ACERO



TRABAJO DE INTEGRACIÓN
CURRICULAR

PLANOS ESTRUCTURALES

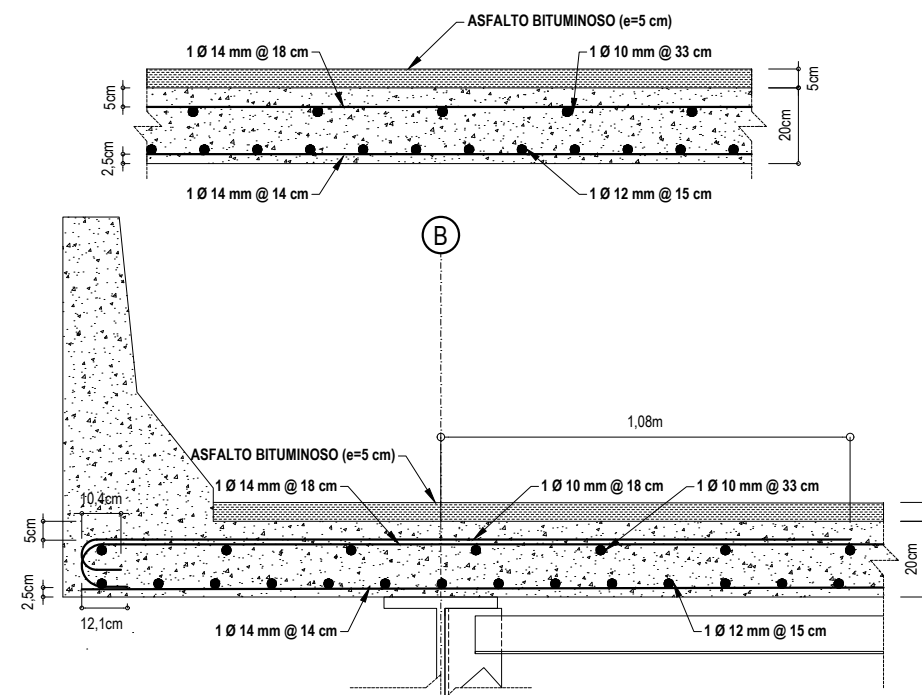
FECHA: 28/08/2023

DIBUJADO POR: BORIS GUERRERO

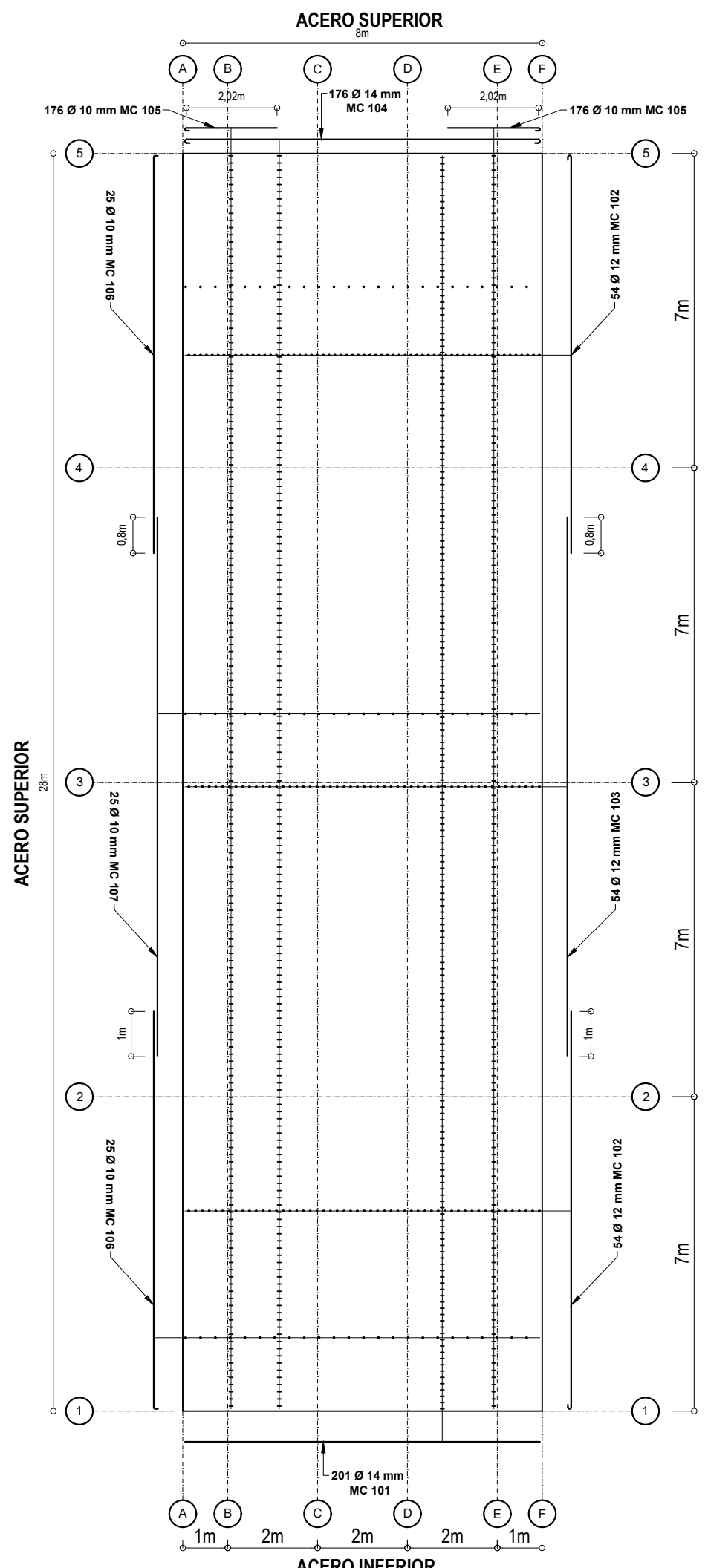
REVISADO POR: ING. LUIS HERNÁNDEZ

PLANO 2/3

ESCALA: INDICADAS



09 SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA LOSA (8m)
2/3 ESCALA 1:20



08 ARMADO DE LOSA EN PLANTA
2/3 ESCALA 1:125

PLANILLA DE ACEROS											
MARCA	TIPO	Ø [mm]	#	DIMENSIONES [m]					LONGITUD DESARROLLADA [m]	LONGITUD TOTAL [m]	PESO [kg]
				a	b	c	d	g			
LOSA (e=20 cm)											
101	I	14	201	7.9	0	0	0	0	7.9	1587.9	1918.84
102	L	12	108	8.82	0	0	0	0.07	9.2	993.6	882.13
103	I1	12	54	12	0	0	0	0	12	648	575.30
104	I	14	176	7.86	0	0	0	0.07	8.01	1409.76	1703.57
105	L	10	352	2.05	0	0	0	0.07	2.21	777.92	479.62
106	L	10	50	8.82	0.07	0	0	0	8.94	447	275.59
107	I1	10	25	12	0	0	0	0	12	300	184.96
RESUMEN											
Ø [mm]	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W [kg/m]	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L [m]	0	1524.92	1641.60	2997.66	0	0	0	0	0	0	0
PESO [kg]	0	940.17	1457.44	3622.41	0	0	0	0	0	0	0
DOBLADO DE ACEROS											
RESUMEN DE MATERIALES											
Hormigón en losa ($f_c: 280 \text{ kg/cm}^2$) = 44.80 m ³ Acero de refuerzo ($f_y: 4200 \text{ kg/cm}^2$) = 6020.02 kg Capa de asfalto bituminoso ($e= 0.05\text{m}$) = 201.60 m ²											



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO Y COMPARACIÓN
ECONÓMICA DE LA
SUPERESTRUCTURA DE UN
PUENTE DE UN SOLO VANO
CONSIDERANDO VARIANTE DE
LOSA CON VIGAS DE HORMIGÓN
POSTENSADO Y VIGAS DE ACERO

EVALUACIÓN TÉCNICA,
CONSTRUCTIVA Y ECONÓMICA DE
LA SUPERESTRUCTURA DE UN
PUENTE DE UN SOLO VANO TIPO
VIGA-LOSA CON VIGAS DE ACERO



TRABAJO DE INTEGRACIÓN
CURRICULAR

PLANOS ESTRUCTURALES

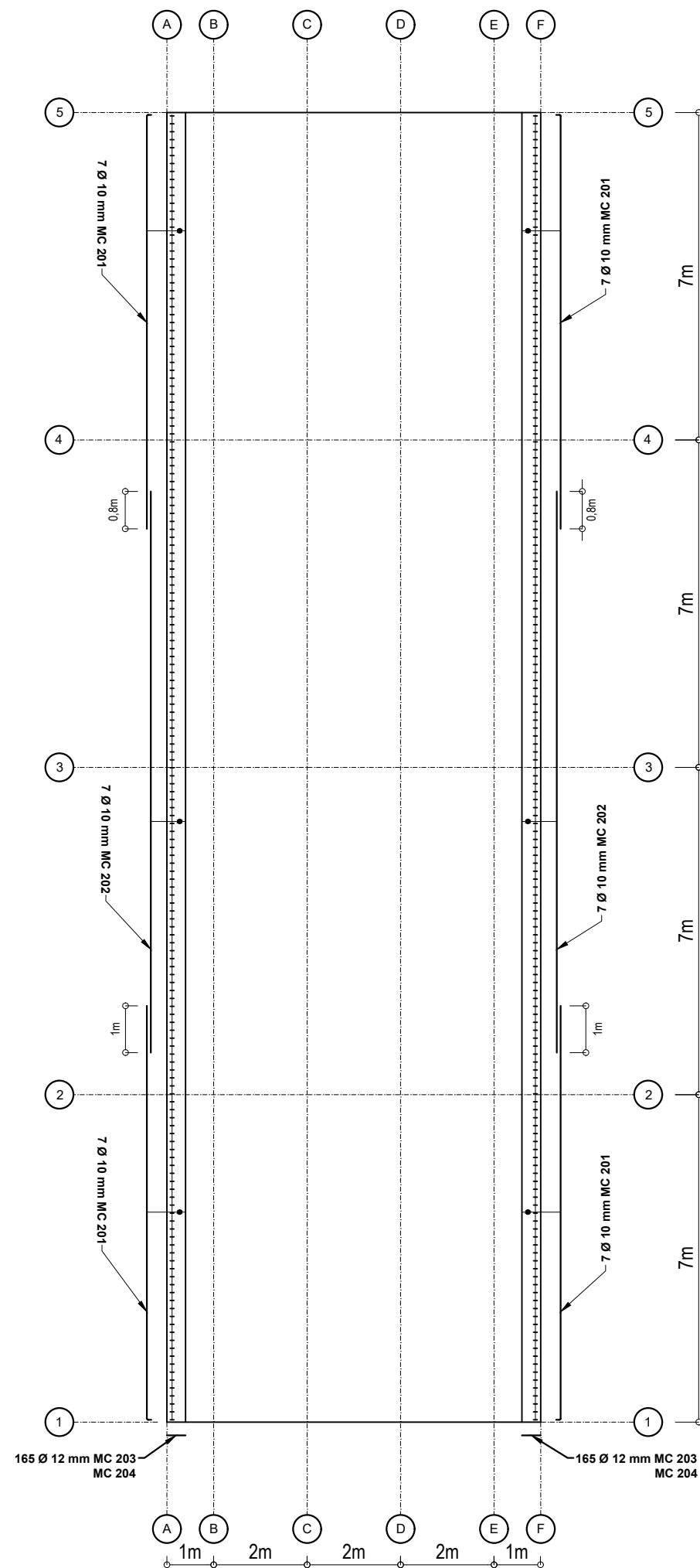
FECHA: 28/08/2023

DIBUJADO POR: BORIS
GUERRERO

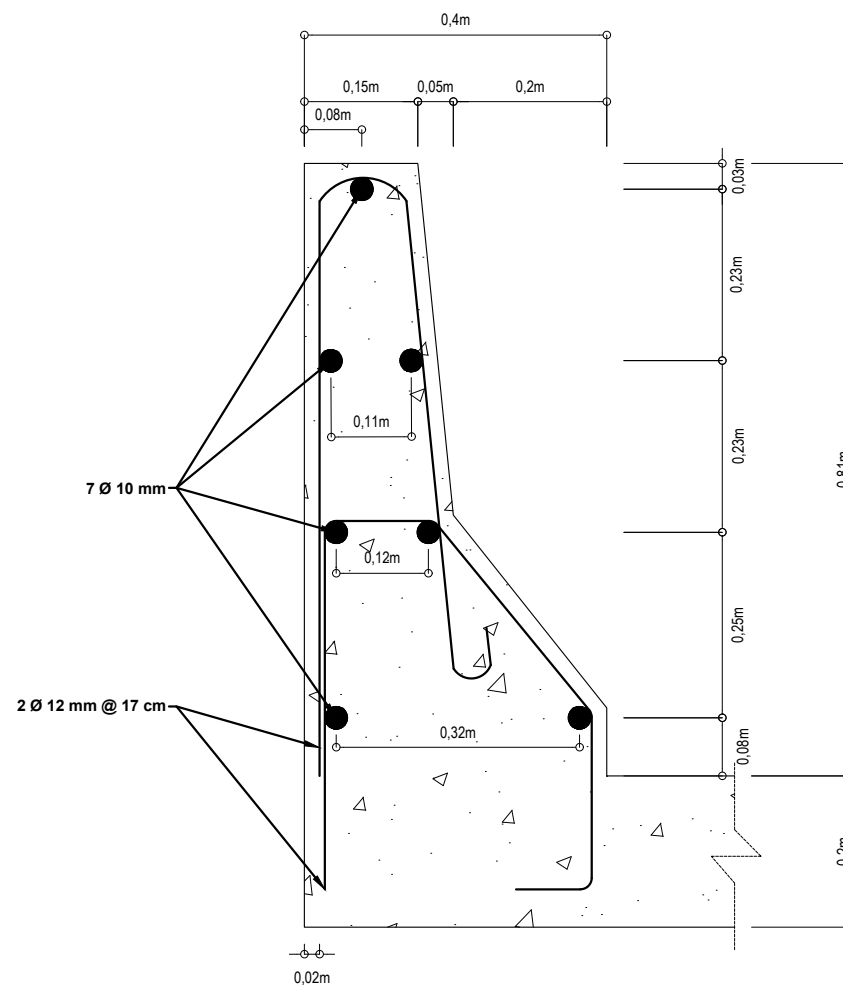
REVISADO POR: ING. LUIS
HERNÁNDEZ

PLANO 3/3

ESCALA: INDICADAS



10 ARMADO EN PLANTA BARRERA
3/3 ESCALA 1:125



11 SECCIÓN TRANSVERSAL BARRERA
3/3 ESCALA 1:10

PLANILLA DE ACEROS											
MARCA	TIPO	Ø [mm]	#	DIMENSIONES [m]					LONGITUD DESARROLLADA [m]	LONGITUD TOTAL [m]	PESO [kg]
				a	b	c	d	g			
BARRERAS											
201	L	10	28	8.82	0	0	0	0.07	8.94	250.32	154.33
202	I	10	14	12	0	0	0	0	12	168	103.58
203	G	12	330	0.47	0.12	0.32	0.21	0.09	1.28	422.4	375.01
204	J	12	330	0.76	0.62	0	0	0.05	1.63	537.9	477.56
RESUMEN											
Ø [mm]	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W [kg/m]	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L [m]	0	0	590.40	788.22	0	0	0	0	0	0	0
PESO [kg]	0	0	524.17	952.50	0	0	0	0	0	0	0
DOBLADO DE ACEROS											
RESUMEN DE MATERIALES											
Hormigón en barreras ($f'c: 280 \text{ kg/cm}^2$) = 10.80 m ³ Acero de refuerzo ($f_y: 4200 \text{ kg/cm}^2$) = 1476.66 kg											