

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO DE UN
PUENTE RETICULADO HÍBRIDO**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

ROBERTO VLADIMIR DE LA TORRE TELLO

ASESOR

Dr. VÍCTOR SÁNCHEZ MOYA

**LIMA – PERÚ
2020**

© 2020, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados
**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

De la Torre Tello, Roberto Vladimir
rdelatorret@uni.pe
945 383 948

DEDICATORIA

*A mi familia: los que fueron, los
que están y los que vendrán.*

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Dr. Víctor Sánchez, asesor de la presente tesis, por su disponibilidad y buena voluntad para guiarme a través del desarrollo de este trabajo.

A los ingenieros Mario Mamani y Luis Villena, por sus comentarios y su contribución a mi desarrollo en el campo profesional.

INDICE

RESUMEN	4
ABSTRACT	5
PRÓLOGO	6
LISTA DE TABLAS	9
LISTA DE FIGURAS	10
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	14
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	18
1.1. Puentes reticulados híbridos	18
1.1.1. Descripción general	18
1.1.2. Experiencia global	20
1.1.3. Experiencia nacional	24
1.1.4. Uniones embebidas en concreto	26
1.2. TIPOLOGÍA DE ESTUDIO	31
1.3. OBJETIVOS	32
1.4. ALCANCES	32
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	33
2.1. GENERALIDADES	33
2.1.1. Análisis conceptual	33
2.1.2. Contraste con puentes reticulados convencionales	34
2.2. CRITERIOS DE MODELAMIENTO Y ANÁLISIS	35
2.2.1. Análisis estructural	35
2.2.2. Cargas	37
2.3. REQUISITOS DE DISEÑO	38
2.3.1. Elementos de acero sometidos a flexión y carga axial	40
2.3.2. Elementos de concreto sometidos a flexión y carga axial	42
2.3.3. Elementos de concreto sometidos a corte	50

2.3.4.	Resistencia de uniones embebidas en concreto	51
2.3.5.	Factores de resistencia	53
2.4.	NORMATIVA ALTERNATIVA	54
2.4.1.	Presfuerzo parcial	54
2.4.2.	Requisitos según AASHTO 2010	55
	CAPÍTULO III: DISEÑO BÁSICO	56
3.1.	DESCRIPCIÓN DEL PUENTE	56
3.1.1.	Geometría del diseño original	56
3.1.2.	Discusión sobre el diseño original	58
3.1.3.	Influencia del esviamiento	59
3.1.4.	Configuración adoptada	60
3.1.5.	Procedimiento de montaje	60
3.2.	MODELAMIENTO ESTRUCTURAL	61
3.2.1.	Descripción del modelo de análisis	61
3.2.2.	Propiedades de los materiales	62
3.3.	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	63
3.3.1.	Estimación de postensado longitudinal	63
3.3.2.	Diseño transversal de losa	64
3.3.3.	Postensado longitudinal y verificación de esfuerzos	68
3.3.4.	Diseño de brida superior	74
3.3.5.	Diseño de diagonales	78
3.3.6.	Diseño de brida inferior	80
3.3.7.	Cálculo de conexiones	85
	CAPÍTULO IV: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS	95
4.1.	GENERALIDADES	95
4.2.	ALTERNATIVA 1	95
4.2.1.	Descripción	95
4.2.2.	Postensado longitudinal y verificación de esfuerzos	96

4.2.3.	Diseño de vigas transversales	100
4.2.4.	Diseño de losa	104
4.2.5.	Diseño de brida inferior	108
4.2.6.	Diseño de diagonales	113
4.2.7.	Contraste con diseño base	114
4.3.	ALTERNATIVA 2	116
4.3.1.	Descripción	116
4.3.2.	Postensado longitudinal y verificación de esfuerzos	116
4.3.3.	Diseño de vigas transversales	122
4.3.4.	Diseño de losa	124
4.3.5.	Diseño de brida inferior	126
4.3.6.	Diseño de nervio longitudinal	131
4.3.7.	Contraste con Alternativa 1	133
4.4.	ALTERNATIVA 3	135
4.4.1.	Descripción	135
	CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS	136
5.1.	CUANTIFICACIÓN DE MATERIALES	136
5.2.	COMPARACIÓN DE COSTOS	137
5.3.	SELECCIÓN DE LA MEJOR SOLUCIÓN	138
	CONCLUSIONES	139
	RECOMENDACIONES	141
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	142
	ANEXOS	144

RESUMEN

Los puentes reticulados híbridos son estructuras no convencionales, poco comunes y de relativamente poco uso a nivel global, cuyo diseño no está cubierto en forma específica por los códigos actuales. En el Perú, el puente el Silencio y el puente el Abejal constituyen dos ejemplos exitosos de la aplicación de este tipo de estructuras. Otro ejemplo local del mismo tipo es el puente Gera, el cual colapsó durante el asfaltado de su tablero.

La presente tesis trata sobre el análisis y diseño del tablero de un puente reticulado híbrido. En el puente en estudio, la brida superior es de concreto armado, las diagonales son tubos de acero y la brida y tablero inferior son monolíticos y de concreto postensado, mientras que los nudos son de tipo híbrido (embebidos en el concreto de las bridas). Se describen los criterios aplicables al análisis de este tipo de puente, a la vez que se realiza el análisis conceptual del mismo y su contraste con los reticulados convencionales. Además, se exponen los requisitos de diseño aplicables según las normativas actuales, donde se ha profundizado en el estudio de la resistencia de elementos de concreto con refuerzo pasivo y activo sometidos a flexotracción, el cual es un tema poco común en los textos académicos convencionales.

Los fundamentos teóricos expuestos son aplicados al diseño de un puente reticulado híbrido de 70 m de luz. Se diseñan los elementos principales de la superestructura, con especial énfasis en los elementos del tablero. Tras esto, se estudian alternativas a la configuración inicial establecida al incluirle vigas transversales o nervios longitudinales. Se hace mención también al enfoque alternativo de miembros presforzados parcialmente. Las alternativas estudiadas son comparadas con la configuración inicial a un nivel estructural.

Finalmente, se realiza la cuantificación de los materiales y una estimación de los costos para cada alternativa de solución estudiada, y se discute la selección de la solución más óptima. Se ha encontrado que la adición de vigas transversales junto con nervios longitudinales mejora el comportamiento del tablero disminuyendo la flexión local de las bridas inferiores al concentrar parte de la carga y transmitirla directamente a los nudos, a la vez que representa una disminución en el costo parcial de la superestructura.

ABSTRACT

Hybrid truss bridges are unconventional, uncommon, and relatively little-used structures globally, which design is not specifically covered by current codes. In Peru, the Silencio bridge and the Abejal bridge are two successful examples of the application of this type of structure. Another local example of the same type is the Gera bridge, which collapsed during the paving of its deck.

The present thesis deals with the analysis and design of the deck of a hybrid truss bridge. In the bridge under study, the top chord is made of reinforced concrete, the diagonals are steel tubes and the bottom chord and deck slab are monolithic and made of post-tensioned concrete. The truss joints are regarded as hybrid (embedded in the concrete of the chords). The criteria applicable to the analysis of this type of bridge are described. Also, its conceptual analysis and its contrast with conventional trusses are carried out. In addition, the applicable design requirements according to current regulations are exposed, where the resistance of concrete elements with conventional and prestressed reinforcement subjected to combined flexural and tension actions has been studied in depth, which is a rare subject in current academic texts.

The exposed theoretical foundations are applied to the design of a 70 m span hybrid truss bridge. The design of the main elements of the superstructure is carried out, with special emphasis on the deck elements. After this, alternatives to the initial adopted configuration are studied by adding beams in the transverse or longitudinal direction. Mention is also made of the alternative approach of partially prestressed members. The alternatives studied are compared with the initial configuration from a structural perspective.

Finally, the quantification of the materials and the estimation of the costs for each alternative solution studied are carried out, and the selection of the most optimal solution is discussed. It has been found that the addition of cross beams along with longitudinal beams improves the behavior of the deck by decreasing the local bending of the bottom chords by concentrating part of the load and transmitting it directly to the truss joints, while representing a decrease in the partial cost of the superstructure.

PRÓLOGO

El interés por parte del suscrito sobre los puentes reticulados híbridos con uniones embebidas nace a partir de sus experiencias iniciales en el reemplazo de elementos tipo barras y vigas metálicas por elementos tirantes similares de concreto presforzado en puentes metálicos de arco atirantados y las bridas inferiores de reticulados metálicos. Se tienen así el puente Río Colorado de 50 m de luz, en la carretera La Merced – Satipo construido en el año 2000, primer puente del tipo arco atirantado totalmente de concreto armado (arco) y concreto postensado (viga tirante de rigidez y péndolas), con uniones embebidas, el cual está actualmente operativo. Posteriormente siguió el Puente Matagente en Ica, de 75 m de luz y características similares, construido en el 2007. Después de inspirarnos en una foto del puente ferrocarril Yamaguragawa construido en Japón en el 2010, decidimos plantear una solución en concreto postensado para los tableros de puentes vehiculares de características similares.

En el puente vehicular reticulado híbrido, la estructura metálica (diagonales) está monolíticamente integrada a la brida inferior y al tablero de concreto; las uniones metálicas están embebidas en el concreto de las bridas. Además, todos los componentes estructurales del tablero inferior son estructuras postensadas longitudinal y transversalmente, haciendo que todo el tablero funciones como una gran brida inferior en el sentido longitudinal. Durante el periodo del 2010 al 2017 se desarrollaron en el país cuatro proyectos del tipo reticulado híbrido con uniones embebidas en el concreto, los puentes Silencio (2010), Gera (2011, colapsado antes de entrar en servicio), Tumbes (2012, no construido), y Abejal (2017). El puente Abejal se diferencia de los otros tres al tener una brida superior metálica de geometría de arco parabólico.

El señor Roberto Vladimir de la Torre Tello, egresado de la FIC UNI y parte de un equipo conectado con el suscrito a través de sus actividades de consultoría, estaba interesado en desarrollar su tesis de grado en el campo de la Ingeniería de Puentes, especialmente el tema del colapso del puente Gera; sin embargo, ello requería la aprobación e información del cliente original por tratarse de un caso reservado que podría dar origen a una situación de conflicto de intereses, razón por la cual se planteó modificarlo por un tema de análisis e investigación con fines de optimización de las características estructurales de los tableros de los puentes reticulados híbridos con uniones embebidas, y para lo cual se utilizaría la

información de un puente de características similares al Puente Gera, pero aprovechando las experiencias obtenidas en el diseño de los puentes anteriormente mencionados, especialmente las del Puente Abejal.

El señor de la Torre ha realizado un exhaustivo trabajo de revisión, análisis y desarrollo de los siguientes aspectos que se describen a continuación:

- Discusión de los criterios estructurales y normatividad aplicables al análisis y diseño de los puentes reticulados híbridos. Como parte de ello, se ha planteado un procedimiento útil para la evaluación de la resistencia de elementos de concreto presforzado sometidos a flexión y tracción combinados.
- Análisis y diseño de los elementos de un puente reticulado híbrido. Se describe con gran detalle el diseño de los principales elementos estructurales, con especial énfasis en el diseño del tablero de concreto postensado.
- Planteamiento de alternativas que mejoran el comportamiento estructural del tablero, mediante la inclusión de vigas transversales y/o longitudinales, y la estimación de su incidencia en el costo de la estructura.

Los trabajos de investigación y análisis realizados junto con los resultados encontrados permiten afirmar que se han obtenido excelentes recomendaciones para definir un tablero óptimo para este tipo de puentes, las cuales pasamos a describir:

- Vigas transversales postensadas ubicadas en la unión de las diagonales con las bridas inferiores. Serán preferiblemente vigas doble I con patín inferior aprovechando la losa como ala superior, colocando el postensado en ambas alas. De esta forma, se dará una contribución importante a la fijación de la unión embebida en el sentido transversal y a la resistencia a la flexión transversal de la losa del tablero.
- El espaciamiento de las vigas transversales coincidente con las uniones inferiores de los reticulados, se adecuarán de forma tal que además de servir de apoyos a la losa de tablero en el sentido longitudinal, hagan trabajar la losa a flexión en las dos direcciones, disminuyendo de forma significativa la flexión longitudinal de las bridas inferiores de los reticulados.

- El postensado longitudinal del tablero se distribuirá de forma uniforme en las bridas inferiores de los reticulados, la losa del tablero y las vigas longitudinales interiores. Se deberá mantener un mínimo de esfuerzos de compresión en la parte superior de las bridas inferiores en la zona de las uniones de los reticulados del orden de 5 a 10 kg/cm², asegurando en todo momento que las uniones trabajen a compresión también en el sentido longitudinal.

Finalmente, considero que los aportes realizados en este trabajo servirán de base para futuros desarrollos en el tema.

Víctor Sánchez Moya
Asesor de la tesis

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1 Factores y combinaciones de carga.....	38
Tabla 2-2 Valores notables para establecer perfiles de deformación unitaria.....	47
Tabla 2-3 Factores para el cálculo de la resistencia al corte en la interfase.....	52
Tabla 2-4 Factores de resistencia para elementos de acero.....	53
Tabla 2-5 Factores de resistencia para elementos de concreto	53
Tabla 2-6 Esfuerzos límites en elementos parcialmente presforzados según AASHTO (2010)	55
Tabla 3-1 Propiedades de los materiales.....	62
Tabla 3-2 Cargas y estimación de fuerza en bridas	64
Tabla 3-3 Fuerza axial en bridas por estado límite.....	64
Tabla 3-4 Momento por ancho unitario y esfuerzo transversal en fibra inferior en centro de luz	66
Tabla 3-5 Esfuerzos límites en elementos presforzados según AASHTO (2014)	69
Tabla 3-6 Factores de pandeo de brida superior.....	74
Tabla 3-7 Resultantes de cargas permanentes transmitidas por los nudos (tonf)	86
Tabla 3-8 Resultantes de fuerzas transmitidas por los nudos de interés (tonf) ..	89
Tabla 5-1 Resumen de metrados de alternativas estudiadas.....	136
Tabla 5-2 Porcentaje de variación de metrados con respecto al diseño base..	137
Tabla 5-3 Estimación de costo parcial de alternativas	137

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Comparación de elementos de un reticulado convencional y reticulado híbrido.....	19
Figura 1.2 Reticulados híbridos en Europa	20
Figura 1.3 Reticulados híbridos en Japón	22
Figura 1.4 Viaducto Ganhaizi (China)	23
Figura 1.5 Viaducto sobre el río Ulla (España).....	23
Figura 1.6 Puente el Silencio	24
Figura 1.7 Puente el Abejal.....	25
Figura 1.8 Puente Río Colorado	25
Figura 1.9 Puente Matagente.....	26
Figura 1.10 Conexión tipo caja perforada	27
Figura 1.11 Conexión tipo llave de corte.....	27
Figura 1.12 Conexión tipo doble tubo	28
Figura 1.13 Conexión tipo doble placa de refuerzo	28
Figura 1.14 Conexión tipo perfobond doble T inversa.....	29
Figura 1.15 Conexión tipo grupo de pernos con cabeza	29
Figura 1.16 Conexiones propuestas por Jung et al. (2013).....	30
Figura 1.17 Conexión del puente el Abejal.....	30
Figura 1.18 Sección transversal de puente reticulado híbrido de tablero inferior	31
Figura 2.1 Sección de concreto arbitraria	43
Figura 2.2 Perfil de deformaciones unitarias	43
Figura 2.3 Diagrama de interacción nominal.....	48
Figura 2.4 Diagrama de interacción nominal y reducido.....	49
Figura 2.5 Variación de ϕ con deformación unitaria del refuerzo extremo a tracción	53
Figura 3.1 Vista general del Puente Gera (m).....	56
Figura 3.2 Sección transversal de Puente Gera (m)	57
Figura 3.3 Dimensiones de elementos del puente Gera (m)	57
Figura 3.4 Semisección del tablero de concreto del puente Gera (m)	58
Figura 3.5 Configuración adoptada (m).....	60
Figura 3.6 Semisección del tablero de concreto de configuración adoptada (m)	60
Figura 3.7 Vistas del modelo del puente en estudio	61
Figura 3.8 Conexión entre brida y tablero inferior	62
Figura 3.9 Análisis transversal de losa.....	65

Figura 3.10 Esquema de tendones de postensado transversal.....	66
Figura 3.11 Esfuerzos en brida inferior en Servicio III	69
Figura 3.12 Esfuerzos en brida inferior por postensado efectivo.....	70
Figura 3.13 Esfuerzos en brida inferior en Servicio III + PS	71
Figura 3.14 Verificación de compresión en fibra inferior.....	72
Figura 3.15 Verificación de compresión en fibra superior.....	73
Figura 3.16 Posiciones de carga vehicular para análisis de pandeo	74
Figura 3.17 Modos de pandeo brida superior.....	75
Figura 3.18 Fuerzas internas en brida superior en Resistencia I + PS.....	76
Figura 3.19 Diagrama de interacción en brida superior.....	77
Figura 3.20 Distribución de acero en brida superior.....	78
Figura 3.21 Fuerzas axiales en diagonales en Resistencia I + PS.....	78
Figura 3.22 Momentos flectores en diagonales en Resistencia I + PS.....	79
Figura 3.23 Máximos ratios de interacción por diagonal	79
Figura 3.24 Secciones para la verificación de resistencia de la brida inferior.....	80
Figura 3.25 Diagrama de momentos flectores en secciones de brida inferior	81
Figura 3.26 Diagrama de fuerzas axiales en secciones de brida inferior.....	82
Figura 3.27 Diagramas de interacción brida inferior.....	83
Figura 3.28 Diagrama de fuerzas cortantes en brida inferior en Resistencia I....	84
Figura 3.29 Codificación de nudos en reticulado	85
Figura 3.30 Convención de resultantes en nudo superior e inferior	85
Figura 3.31 Eje de carga para líneas de influencia de resultantes en nudos.....	86
Figura 3.32 Línea de influencia de resultante en nudos superiores	87
Figura 3.33 Línea de influencia de resultante en nudos inferiores	88
Figura 3.34 Ubicación de carga vehicular para estudio de los nudos.....	89
Figura 3.35 Cuña de falla en NI300	90
Figura 3.36 Fuerzas en Resistencia I + PS en superficie de falla NI300	91
Figura 3.37 Esquema de refuerzo en NI300	93
Figura 4.1 Semisección de tablero en zona de nudos de Alternativa 1	95
Figura 4.2 Esfuerzos en brida inferior en Servicio III Alternativa 1	96
Figura 4.3 Esfuerzos en brida inferior en Servicio III + PS Alternativa 1.....	97
Figura 4.4 Verificación de compresión en fibra inferior Alternativa 1	98
Figura 4.5 Verificación de compresión en fibra superior Alternativa 1	99
Figura 4.6 Esfuerzos (tonf/m ²) en fibras de viga transversal Alternativa 1.....	100
Figura 4.7 Esfuerzos en viga tipo T solicitada a flexión.....	101

Figura 4.8 Sección para la verificación en resistencia de la viga transversal ...	101
Figura 4.9 Fuerzas de sección en viga VT500	102
Figura 4.10 Diagrama de momentos flectores en viga transversal Alternativa 1	103
Figura 4.11 Esfuerzos transversales en fibra inferior de losa Alternativa 1	104
Figura 4.12 Esfuerzos transversales en fibra superior de losa Alternativa 1	105
Figura 4.13 Fuerzas transversales en losa (centro de luz) Alternativa 1	106
Figura 4.14 Fuerzas longitudinales en losa (centro de luz) Alternativa 1.....	107
Figura 4.15 Diagrama de interacción porción de losa longitudinal Alternativa 1	108
Figura 4.16 Diagrama de momentos flectores en secciones de brida inferior Alternativa 1	109
Figura 4.17 Diagrama de fuerzas axiales en secciones de brida inferior Alternativa 1.....	110
Figura 4.18 Diagramas de interacción brida inferior Alternativa 1	111
Figura 4.19 Diagrama de fuerzas cortantes en brida inferior en Resistencia I Alternativa 1	112
Figura 4.20 Fuerzas axiales en diagonales en Resistencia I + PS Alternativa 1	113
Figura 4.21 Momentos flectores en diagonales en Resistencia I + PS Alternativa 1	113
Figura 4.22 Máximos ratios de interacción por diagonal Alternativa 1	114
Figura 4.23 Sección de tablero en Alternativa 2.....	116
Figura 4.24 Esfuerzos en brida inferior en Servicio III Alternativa 2	117
Figura 4.25 Esfuerzos en brida inferior en Servicio III + PS Alternativa 2.....	118
Figura 4.26 Esfuerzos en fibra inferior de nervio longitudinal en Servicio III + PS Alternativa 2	118
Figura 4.27 Verificación de compresión en fibra inferior Alternativa 2	119
Figura 4.28 Verificación de compresión en fibra superior Alternativa 2	120
Figura 4.29 Verificación de compresión en fibra inferior de nervio Alternativa 2	121
Figura 4.30 Esfuerzos (tonf/m ²) en fibras de viga transversal Alternativa 2.....	122
Figura 4.31 Diagrama de momentos flectores en viga transversal Alternativa 2	123
Figura 4.32 Fuerzas transversales en losa (centro de luz) Alternativa 2	124

Figura 4.33 Fuerzas longitudinales en losa (centro de luz) Alternativa 2.....	125
Figura 4.34 Diagrama de interacción porción de losa longitudinal Alternativa 2	126
Figura 4.35 Diagrama de momentos flectores en secciones de brida inferior Alternativa 2	127
Figura 4.36 Diagrama de fuerzas axiales en secciones de brida inferior Alternativa 2.....	128
Figura 4.37 Diagramas de interacción brida inferior Alternativa 2	129
Figura 4.38 Diagrama de fuerzas cortantes en brida inferior en Resistencia I Alternativa 2.....	130
Figura 4.39 Secciones para la verificación de resistencia del nervio longitudinal	131
Figura 4.40 Diagrama de momentos flectores en secciones de nervio longitudinal Alternativa 2.....	131
Figura 4.41 Diagrama de fuerzas axiales en secciones de nervio longitudinal Alternativa 2.....	132
Figura 4.42 Diagrama de interacción nervio longitudinal Alternativa 2	133

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

a :	Profundidad del bloque equivalente a compresión
A_{cv} :	Área de concreto que participa en la transferencia de corte
A_g :	Área bruta de la sección
A_n :	Área neta de la sección
A_{ps} :	Área de refuerzo activo (presfuerzo)
A_{pst} :	Área total de refuerzo activo (presfuerzo)
A_s :	Área de refuerzo pasivo
A_{st} :	Área total de refuerzo pasivo
A_v :	Área del refuerzo de corte
A_{vf} :	Área de refuerzo que atraviesa el plano de interfase
A_{vs} :	Área de viga sola
b :	Ancho de la sección
b_v :	Ancho efectivo del alma para corte
c :	Profundidad de concreto a compresión
d_c :	Recubrimiento de concreto desde la fibra extrema a tracción hasta el centro de gravedad del refuerzo
d_v :	Peralte efectivo del alma para corte
D :	Diámetro exterior del tubo
E :	Módulo de elasticidad
E_c :	Módulo de elasticidad del concreto
E_{ps} :	Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo
E_r :	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo pasivo
$f_{c,c}$:	Esfuerzo admisible a la compresión del concreto
$f_{c,t}$:	Esfuerzo admisible a la tracción del concreto
f_{p0} :	Parámetro de esfuerzo
f_{pe} :	Esfuerzo efectivo del acero de presfuerzo
f_{ps} :	Esfuerzo en el acero de presfuerzo
f_{pu} :	Esfuerzo de rotura del acero de presfuerzo

f_s	Esfuerzo en el acero de refuerzo
$f_{s1,c}$	Esfuerzo de compresión aplicado en el estado de Servicio I
$f_{s3,t}$	Esfuerzo de tracción aplicado en el estado límite de Servicio III
f_{ss}	Esfuerzo en el acero de refuerzo en condiciones de servicio
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
f'_c	Resistencia característica del concreto
f'_{ci}	Resistencia característica del concreto al momento del tensado
F_{cr}	Esfuerzo de pandeo local elástico
F_u	Esfuerzo de rotura del acero estructural
F_y	Esfuerzo de fluencia del acero estructural
h	Peralte de la sección
I_{vs}	Inercia de viga sola
K	Factor de longitud efectiva
K_1	Fracción de la resistencia a compresión del concreto disponible para resistir el corte en la interfase
K_2	Esfuerzo límite de resistencia al corte en la interfase
l	Longitud libre no arriostrada
m_0	Pendiente de la recta del perfil de deformaciones unitarias
MTC:	Ministerio de Transportes y Comunicaciones
M_n	Resistencia a la flexión nominal
M_p	Momento plástico
M_r	Resistencia a la flexión factorada
M_u	Momento flector factorado actuante
n_{ps}	Número de tendones de presfuerzo en la sección
n_s	Número de varillas de refuerzo en la sección
N_u	Fuerza axial factorada actuante
P_0	Resistencia a la fluencia equivalente nominal
P_e	Fuerza de postensado efectivo
P_n	Resistencia axial nominal
P_r	Resistencia axial factorada
P_u	Fuerza axial factorada actuante

Q :	Efecto asociado a un caso de carga
Q_a :	Factor de reducción por esbeltez para elementos rigidizados
r_s :	Radio de giro
R_n :	Resistencia nominal
R_p :	Factor de reducción por agujeros
s :	Espaciamiento del refuerzo de corte
S :	Módulo de sección elástico
t :	Espesor de pared del tubo
U :	Factor de reducción por “shear lag”
V_n :	Resistencia nominal al cortante
V_{ni} :	Resistencia nominal al corte en la interfase
V_u :	Fuerza axial factorada actuante
y :	Profundidad desde la fibra superior de la sección
y_c :	Profundidad a la deformación unitaria nula
y_{cg} :	Profundidad al centro de gravedad de la sección bruta
y_{ps} :	Profundidad al acero de presfuerzo
y_s :	Profundidad al acero de refuerzo pasivo
Z :	Módulo de sección plástico
α :	Ángulo de inclinación del refuerzo transversal de corte
β :	Factor que indica la capacidad del concreto fisurado diagonalmente de transmitir tensión y corte
β_1 :	Factor que relaciona las profundidades de concreto a compresión y el bloque rectangular equivalente
β_s :	Relación geométrica para el control de agrietamiento
γ :	Factor de carga
γ_e :	Factor de exposición
Δf_{ps} :	Variación en el esfuerzo del acero de presfuerzo
ε :	Deformación unitaria
ε_0 :	Constante del perfil de deformaciones unitarias
ε_{ce} :	Deformación unitaria correspondiente a la descompresión del concreto al nivel del tendón

ε_{cp}	: Deformación unitaria del concreto circundante al nivel del tendón
ε_{cu}	: Deformación unitaria de rotura del concreto
ε_{pe}	: Deformación unitaria por esfuerzo efectivo
ε_{ps}	: Deformación unitaria del acero de presfuerzo
ε_s	: Deformación unitaria en el acero de refuerzo
ε_y	: Deformación unitaria de fluencia en tracción del refuerzo pasivo
ε_{yu}	: Deformación unitaria de rotura del acero de refuerzo
ε'_y	: Deformación unitaria de fluencia en compresión del refuerzo pasivo
η	: Modificador de carga
θ	: Ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión diagonales
μ	: Coeficiente de fricción en la interfase
σ_{ce}	: Esfuerzo en el concreto a nivel del tendón causado por el presfuerzo
ϕ	: Factor de resistencia

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. PUENTES RETICULADOS HÍBRIDOS

1.1.1. Descripción general

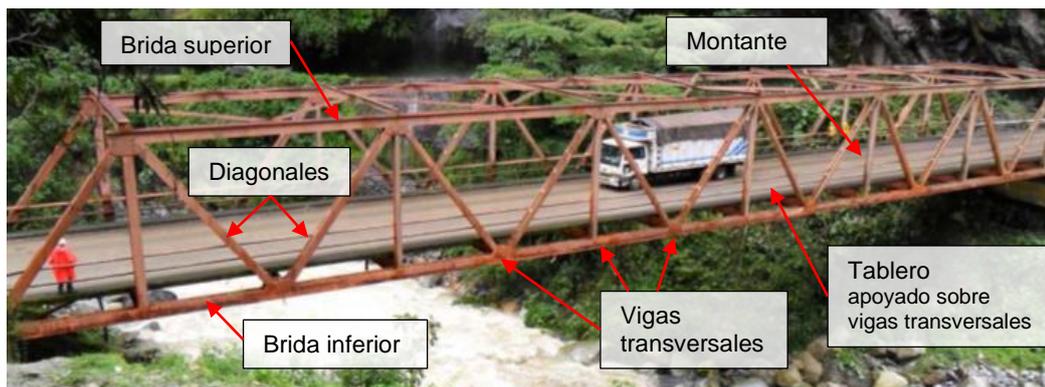
En la literatura, no hay un concepto único para definir lo que es una estructura híbrida, en particular un puente reticulado híbrido. El puente reticulado clásico está compuesto usualmente de una estructura reticulada metálica con un tablero de concreto armado conectado a vigas transversales metálicas. En el presente trabajo, se introduce el término de estructura reticulada híbrida con el fin de definir una estructura de apariencia similar, compuesta también de elementos metálicos y de concreto, pero con un funcionamiento de naturaleza diferente.

En el reticulado convencional, la estructura metálica, a través de las vigas transversales, sirve de apoyo al tablero de concreto armado, al cual está usualmente conectado mediante conectores de corte, y funciona como una losa continua. Debido a esta conexión, la losa de concreto puede llegar a funcionar como estructura fisurada (ver Figura 1.1a).

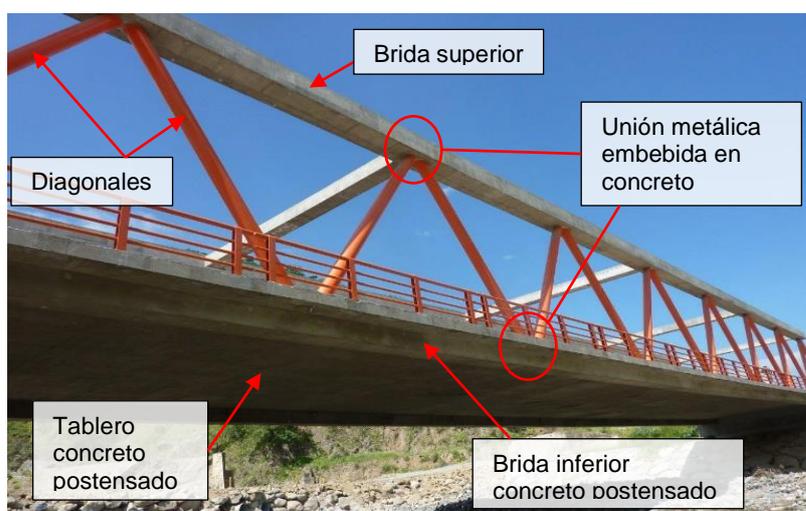
En el reticulado híbrido, la estructura metálica (diagonales) está monolíticamente integrada a la brida inferior y al tablero de concreto; las uniones metálicas están embebidas en el concreto de las bridas. Además, todos los componentes estructurales del tablero inferior son estructuras postensadas longitudinal y transversalmente, haciendo que todo el tablero funcione como una gran brida inferior en el sentido longitudinal (ver Figura 1.1b).

Estos puentes se pueden clasificar, en forma análoga a los reticulados convencionales, en función de la posición relativa de su tablero, como puentes de tablero superior o inferior.

En ambos casos, el comportamiento del tablero se puede describir por medio de dos aspectos o funciones (Zhang, 2005): (1) los esfuerzos longitudinales en el tablero causados por la deformación global del reticulado principal, llamado la función primaria del sistema; (2) el efecto de la flexión transversal del tablero causado por las cargas locales, llamado la función secundaria del sistema.



(a) Reticulado convencional



(b) Reticulado híbrido

Figura 1.1 Comparación de elementos de un reticulado convencional y reticulado híbrido
Fuente: Cortesía Ing. Mario Mamani

Un puente de tablero superior es más ventajoso en el sentido que el comportamiento global del sistema induce esfuerzos de compresión en el concreto, mientras que en uno de tablero inferior los esfuerzos inducidos son de tracción; sin embargo, este último tipo de puente se utiliza cuando hay limitaciones de altura al cruzar carreteras o ríos (Reis & Oliveira, 2011).

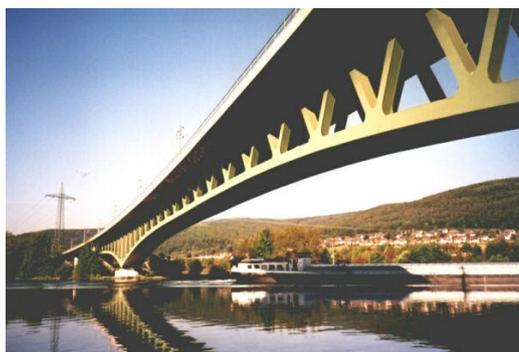
En la literatura, la tipología utilizada más comúnmente es el reticulado híbrido de tablero superior. No obstante, los reticulados híbridos de tablero inferior han sido utilizados mayormente para puentes ferroviarios en países como China o Japón. En particular, el uso de las estructuras híbridas de concreto y acero en Japón fue impulsado en la década del 2000, donde las circunstancias económicas de aquel entonces obligaron a que las investigaciones se enfoquen en la reducción de los costos de construcción y resultaron en el desarrollo de este tipo de estructuras (Fujino & Kawai, 2016).

1.1.2. Experiencia global

El primer puente reticulado híbrido del que se tiene registro es el puente Nantenbach, culminado en el año 1993 y ubicado en Bavaria, Alemania (Figura 1.2a). Este es un puente ferroviario y consta de tres tramos, siendo el tramo central de 208 m y los dos externos de 83.2 m. Su sección transversal consiste en dos reticulados principales de peralte variable, espaciados 6 m transversalmente.

Otro ejemplo de este tipo de puentes es el viaducto Lully, ubicado en Lully, Friburgo, Suiza (Figura 1.2b). Este viaducto de aproximadamente 1 km y tramos típicos de 42.75 m, está conformado por un par de reticulados tubulares espaciales de sección triangular, y su construcción culminó en el año 1995.

Similarmenete, el viaducto St. Kilian (Figura 1.2c) es otro representante de la tipología en discusión. Este viaducto de aproximadamente 445 m y tramo máximo de 61.5 m, se encuentra ubicado en Alemania, y está conformado por un par de reticulados espaciales de sección triangular. Su construcción culminó en el año 2006.



(a) Puente Nantenbach (Alemania)
Fuente: <https://structurae.net>



(b) Viaducto Lully (Suiza)
Fuente: Google Maps Street View



(c) Viaducto St. Kilian (Alemania)
Fuente: <https://structurae.net>



(d) Paso elevado Lindach-Vorchdorf (Austria)
Fuente: Stadler y Mayrhofer (2010)

Figura 1.2 Reticulados híbridos en Europa

Por otro lado, el puente “Objekt W7b” es un paso elevado que conecta Lindach-Vorchdorf, sobre la carretera principal A1, en el estado de Austria Alta (Figura 1.2d). Este es un puente reticulado compuesto integral, de aproximadamente 70 m de longitud total, cuya sección transversal es un reticulado espacial triangular; su construcción culminó en el año 2008 (Stadler & Mayrhofer, 2010).

En Japón, una de las primeras estructuras de este tipo fue el puente Shitsumi-Ohashi (Figura 1.3a). Este es un puente de 5 tramos, con longitud máxima de vano de 75 m. Los tres primeros tramos consisten de una estructura reticulada compuesta y los dos restantes de una estructura convencional tipo viga cajón de concreto postensado. Su construcción culminó previo al año 2005.

También destacan los puentes sobre los ríos Sarutagawa y Tomoegawa, ubicados en Shizuoka, Japón (Figura 1.3b). Estos son puentes reticulados híbridos tipo cajón, con losa superior e inferior de concreto, y cuya construcción culminó en el año 2009. El puente Sarutagawa consta de 7 tramos que suman una longitud total de 625 m, con longitud máxima de vano de 110 m; mientras que el puente Tomoegawa consta de 5 tramos de longitud total 479 m, con longitud máxima de vano de 119 m.

Otro ejemplo es el puente Yamaguragawa, ubicado en Niigata, Japón (Figura 1.3c). Este es un puente reticulado híbrido ferroviario de un solo tramo de 51.8 m de longitud, cuya brida superior es de concreto, la brida inferior y el tablero son monolíticos y de concreto postensado, y las diagonales son metálicas con uniones embebidas en el concreto de las bridas. Su construcción culminó previo al año 2010.



(a) Puente Shitsumi-Ohashi
Fuente: Yoshioka (2005)



(b) Puentes Sarutagawa y Tomoegawa
Fuente: Kanamoto et al. (2015)



(c) Puente Yamaguragawa
Fuente: www.dywidag-systems.com

Figura 1.3 Reticulados híbridos en Japón

Por otro lado, el viaducto Ganhaizi, ubicado en Sichuan, China, es también un ejemplo de puente reticulado híbrido. Este es un viaducto de tramo típico 62.5 m, compuesto por un par de reticulados espaciales tubulares, de sección transversal triangular, y cuya construcción culminó en el año 2012.



Figura 1.4 Viaducto Ganhaizi (China)
Fuente: <http://www.highestbridges.com>

Finalmente, una de las estructuras híbridas más recientes es el viaducto sobre el río Ulla, ubicado en España, en el Eje Atlántico de Alta Velocidad entre Pontevedra y A Coruña. Este es un puente de 12 tramos, de longitud total 1620 m, que consiste en un par de reticulados planos compuestos con la losa del tablero (Millanes et al., 2015). Su construcción se culminó en el año 2015.



Figura 1.5 Viaducto sobre el río Ulla (España)
Fuente: Millanes et al. (2015)

1.1.3. Experiencia nacional

Al momento de la realización de este trabajo, se tiene conocimiento de la aplicación de este tipo de puentes en cuatro proyectos distintos: puente el Silencio, puente Gera, puente Tumbes (no está construido) y puente el Abejal.

El puente el Silencio está ubicado en el Eje Multimodal Amazonas Norte, Tramo 4 Olmos – Corral Quemado, en el departamento de Lambayeque. Este es un puente reticulado híbrido de tablero inferior, de 70 m de luz, con diagonales de acero y bridas de concreto, cuyos nudos se encuentran embebidos en el concreto del tablero. Su diseño se realizó en el año 2009 y su construcción culminó en el 2011.



Figura 1.6 Puente el Silencio
Fuente: Cortesía Dr. Víctor Sánchez

Por otro lado, el puente Gera está ubicado en el Eje Multimodal Amazonas Norte, Tramo 2 Rioja – Tarapoto, en el departamento de Lambayeque. Este era un puente reticulado híbrido de tablero inferior, esviado y de 70 m de luz, con diagonales de acero y bridas de concreto, cuyos nudos se encontraban embebidos en el concreto del tablero.

Sin embargo, el puente Gera colapsó en el año 2012 durante el asfaltado de su calzada. Al ser un puente que no había sido entregado ni recepcionado por el cliente (MTC), y que además fue restituido por la Constructora por un puente nuevo, quedó como un asunto interno entre la Constructora y el cliente.

Por último, el puente híbrido más reciente es el puente el Abejal (Figura 1.7), ubicado en la ruta PE-1N, Tramo Piura – Guayaquil, departamento de Tumbes. Este es un puente tipo arco reticulado híbrido de tablero inferior y con conexiones embebidas, de 50 m de luz. El tablero inferior trabaja en conjunto con el arco reticulado y se encuentra postensado longitudinalmente; además, las vigas transversales son monolíticas y postensadas también (Consortio Hidroenergía - Sanchez Moya, 2011). Su construcción culminó en el año 2017.



Figura 1.7 Puente el Abejal
Fuente: Cortesía Ing. Mario Mamani

Mención aparte se hace a los puentes Río Colorado y Matagente, los cuales representan casos exitosos del uso del concreto postensado en forma no convencional.

En el caso del puente Río Colorado, de 50 m de luz, todo el puente es de concreto, siendo las péndolas y las vigas tirantes (que funcionan también como viga de rigidez) de concreto postensado. Las uniones son híbridas, y solo los arriostres transversales del arco son metálicos. Este puente, de tipo arco atirantado, se encuentra ubicado en la carretera La Merced – Satipo. Su construcción culminó en el año 2000 (Figura 1.8).



Figura 1.8 Puente Río Colorado
Fuente: Cortesía Dr. Víctor Sánchez

El puente Matagente, en Ica, es de tipo arco atirantado de 75 m de luz y de características similares al descrito anteriormente. El arco es de concreto armado, mientras que las péndolas y las vigas tirantes son de concreto postensado. Las uniones son híbridas (embebidas) y los arriostres del arco son vigas transversales de concreto. Su construcción culminó en el año 2007 (Figura 1.9).



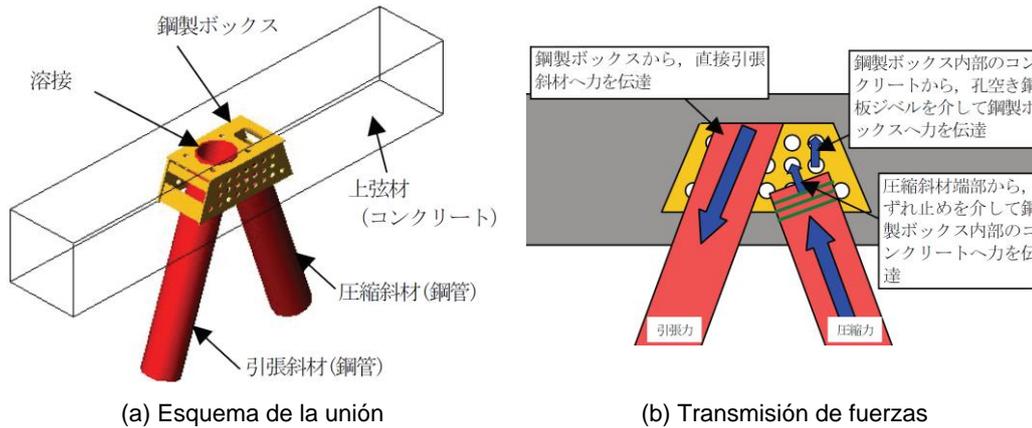
Figura 1.9 Puente Matagente
Fuente: Cortesía Dr. Víctor Sánchez

1.1.4. Uniones embebidas en concreto

Los nudos son elementos de gran importancia dentro de un puente reticulado híbrido debido a que impactan directamente en la seguridad de la estructura. Hasta el momento, se han desarrollado diferentes tipos de conexiones concebidos para los requisitos específicos de cada proyecto. Sin embargo, el diseño de estas uniones embebidas aún requiere de verificación experimental y representan un área de investigación en sí mismo.

Jung et al. (2013) resumen y describen las conexiones más usuales, entre los que mencionan a los siguientes tipos: caja perforada, llave de corte, doble tubo, doble placa de refuerzo, perfobond doble T inversa y grupo de pernos con cabeza.

La conexión tipo caja perforada está conformada por una caja de acero perforada embebida en el concreto, junto con las diagonales del reticulado. La diagonal a tracción se encuentra soldada a la cima de la caja perforada. Por su parte, la diagonal a compresión presenta anillos externos que mejoran la transferencia de carga entre la diagonal y el concreto circundante dentro de la caja de acero. Furuichi et al. (2006) estudiaron esta conexión y proponen un método de diseño en base a resultados experimentales.

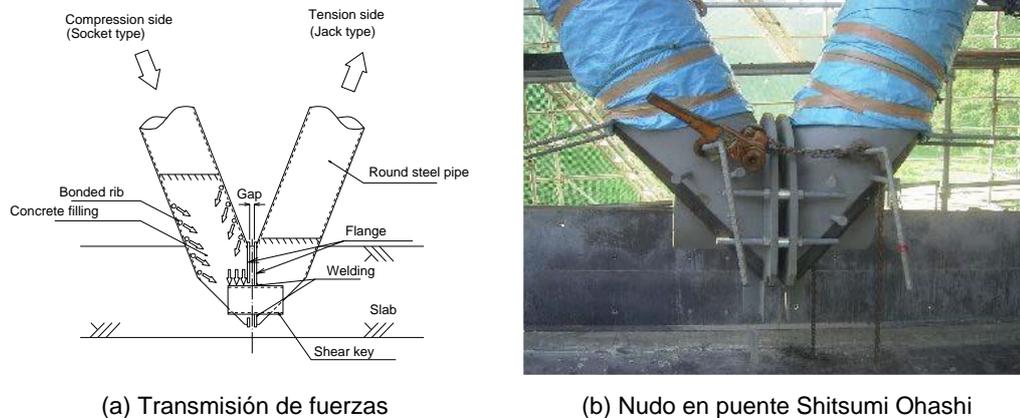


(a) Esquema de la unión

(b) Transmisión de fuerzas

Figura 1.10 Conexión tipo caja perforada
Fuente: Furuichi et al. (2006)

La conexión tipo llave de corte está compuesta por la unión embebida de las diagonales mediante un dispositivo tubular que funciona como llave de corte. Las diagonales se encuentran rellenas de concreto hasta cierta altura. La fuerza de compresión de la diagonal es transmitida al concreto dentro del tubo por medio de los anillos internos que este tiene; el concreto transmite la fuerza al dispositivo tubular y este a la diagonal en tracción. Este tipo de conexión fue utilizada en los nudos del puente Shitsumi Ohashi (Yoshioka, 2005).

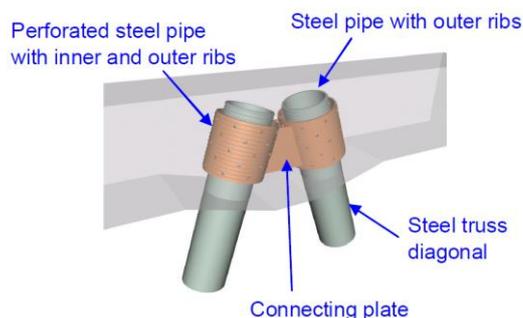


(a) Transmisión de fuerzas

(b) Nudo en puente Shitsumi Ohashi

Figura 1.11 Conexión tipo llave de corte
Fuente: Yoshioka (2005)

La conexión tipo doble tubo está compuesta por diagonales de acero con anillos en los extremos, además de elementos de tubo de acero perforado con anillos internos y externos que se colocan por fuera de las diagonales y que son conectados por placas de acero. La fuerza axial de la diagonal es transmitida al tubo externo por medio del concreto entre ambos, y luego este lo transmite al concreto circundante y a la otra diagonal por medio de la placa de conexión (Kanamoto et al., 2015).



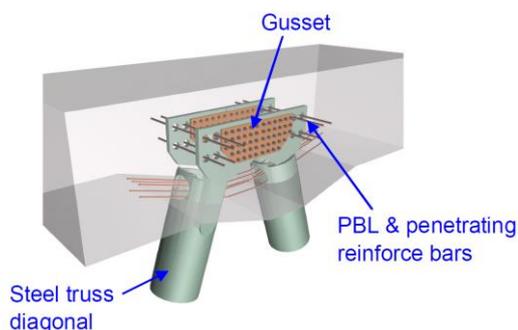
(a) Elementos del nudo



(b) Nudo durante montaje

Figura 1.12 Conexión tipo doble tubo
Fuente: Kanamoto et al. (2015)

La conexión tipo doble placa de refuerzo está compuesta por la conexión soldada que une las placas de ambas diagonales más la adición de placas de refuerzo tipo sándwich empernadas. Además, la conexión cuenta con agujeros para el paso de barras de refuerzo a modo de conectores de corte (Kanamoto et al., 2015).



(a) Elementos del nudo



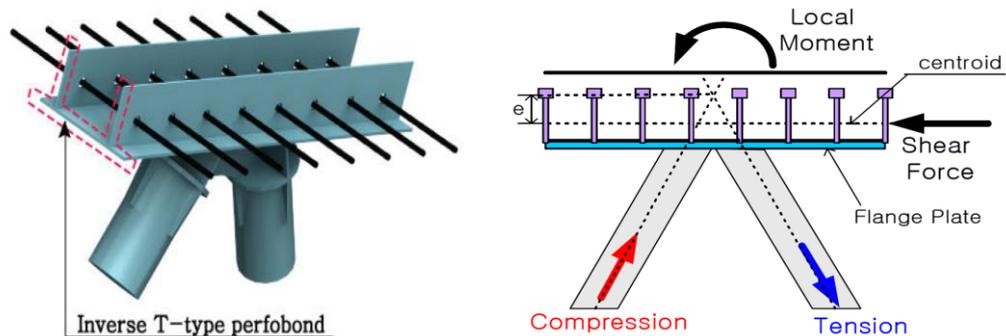
(b) Nudo durante montaje

Figura 1.13 Conexión tipo doble placa de refuerzo
Fuente: Kanamoto et al. (2015)

Las dos últimas conexiones fueron utilizadas en los puentes Sarutagawa y Tomoegawa (Figura 1.3b), en los que la conexión tipo doble tubo se utilizó en los centros de vano, mientras que la conexión tipo doble placa se utilizó en las zonas cercanas a los soportes (Jung et al., 2013).

La conexión tipo perfobond doble T inversa es del tipo continua a todo lo largo del reticulado. Está conformada por una placa de acero con almas perforadas para el paso de acero de refuerzo a modo de conector de corte, lo que mejora la acción compuesta de la estructura. Además, los reticulados con este tipo de conexión

pueden ser construidos más fácilmente al adaptarse mejor a diferentes métodos de erección.

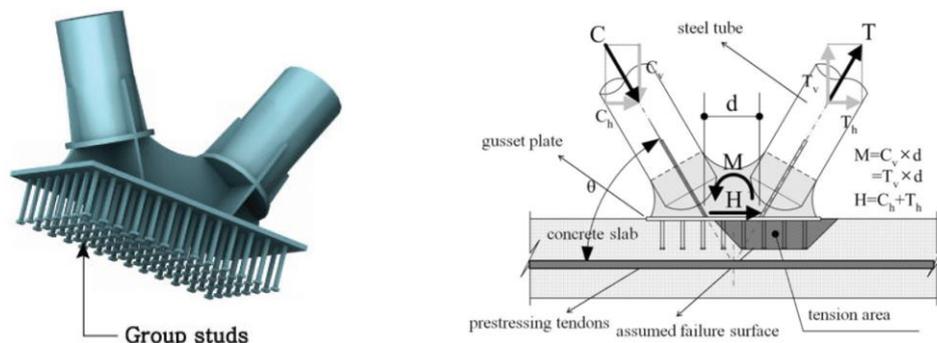


(a) Esquema del nudo
Fuente: Jung et al. (2013)

(b) Transmisión de fuerzas
Fuente: Choi et al. (2014)

Figura 1.14 Conexión tipo perfobond doble T inversa

La conexión tipo grupo de pernos con cabeza está compuesta por la unión de las diagonales a una placa base a través de cartelas; la placa base cuenta con pernos soldados embebidos en el concreto de la brida. El nudo transmite fuerzas de corte y de extracción, además de un momento local, que son resistidos por el grupo de pernos embebidos en el concreto.



(a) Esquema del nudo
Fuente: Jung et al. (2013)

(b) Transmisión de fuerzas
Fuente: Shim y Kim (2010)

Figura 1.15 Conexión tipo grupo de pernos con cabeza

Shim y Kim (2010) estudiaron el comportamiento estructural de este tipo de unión a través de especímenes experimentales con un mecanismo de carga simplificado. Su trabajo concluye que los códigos de diseño actuales referidos al diseño de conectores de corte y anclaje al concreto son adecuados para el estudio de la resistencia de este tipo de conexión, además de la necesidad de refuerzo de confinamiento adicional debido a la concentración de fuerzas cortantes transmitidas en los nudos de los reticulados híbridos.

Por otro lado, Jung et al. (2013) proponen y evalúan cuatro nuevos tipos de conexiones embebidas con el objetivo de facilitar la construcción y montaje de la estructura (Figura 1.16). El análisis de las conexiones propuestas fue hecho a través de ensayos de laboratorio en especímenes de escala real. Sus resultados muestran que todos los especímenes que ensayaron cumplieron con satisfacer los requisitos de seguridad estructural.

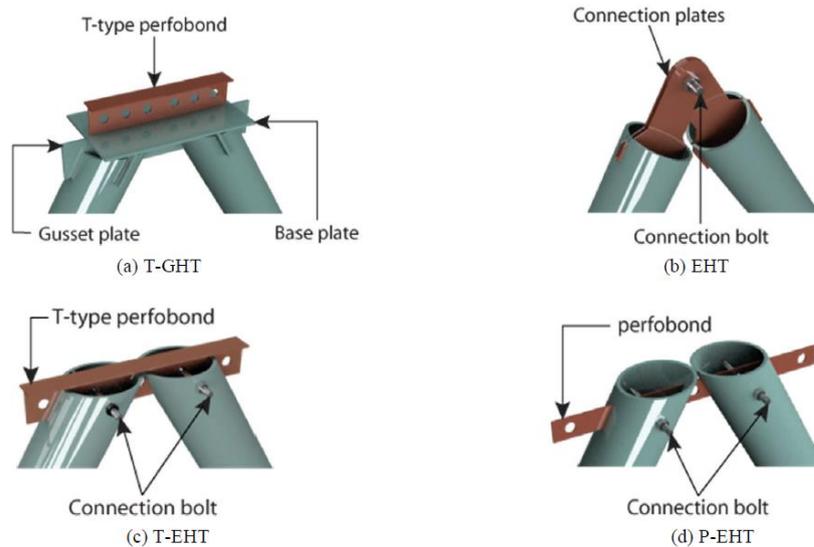


Figura 1.16 Conexiones propuestas por Jung et al. (2013)

Por su parte, el diseño del puente el Abejal utilizó un sistema de conexión diferente a los descritos anteriormente (Figura 1.17). Las diagonales de acero están unidas a una plancha de acero embebida en el concreto de las bridas. Adicionalmente, estribos que rodean al acero y/o tendones longitudinales son soldados a la placa principal (Consorcio Hidroenergía - Sanchez Moya, 2011).

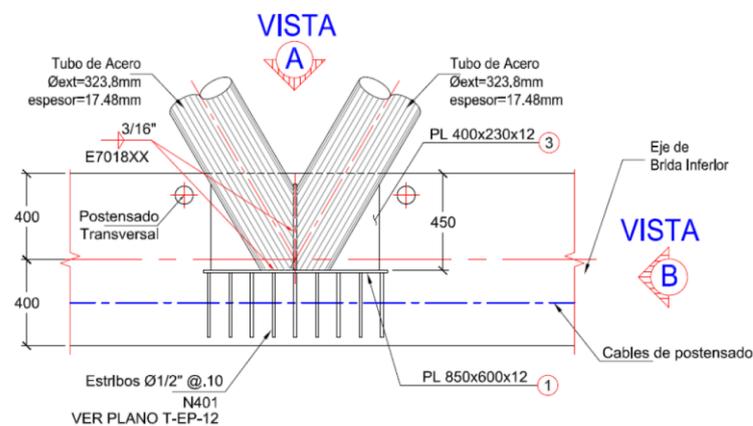


Figura 1.17 Conexión del puente el Abejal
Fuente: Consorcio Hidroenergía – Sanchez Moya, 2011

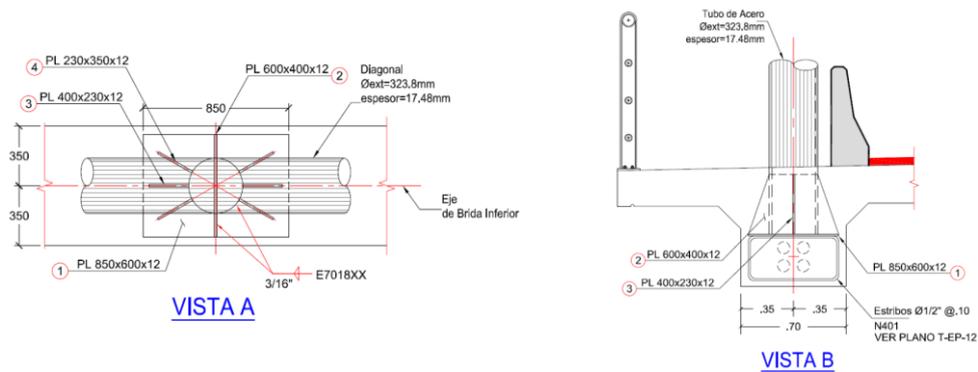


Figura 1.17 Conexión del puente El Abejal (continuación)

1.2. TIPOLOGÍA DE ESTUDIO

El presente estudio está influenciado por el comportamiento de puentes inusuales y no convencionales como el Silencio y el Abejal, así como por el puente Gera colapsado. Es por ello que el estudio se enfoca en el comportamiento de un puente reticulado híbrido de tablero inferior con bridas de concreto.

La brida superior es de concreto armado, las diagonales son tubos de acero y la brida inferior está conformada por el tablero y las bridas de concreto postensado que son vaciados monólicamente. Los nudos son de tipo híbrido, conformados por la unión de las diagonales embebidas en el concreto de las bridas.

La sección transversal típica descrita se esquematiza en la Figura 1.18.

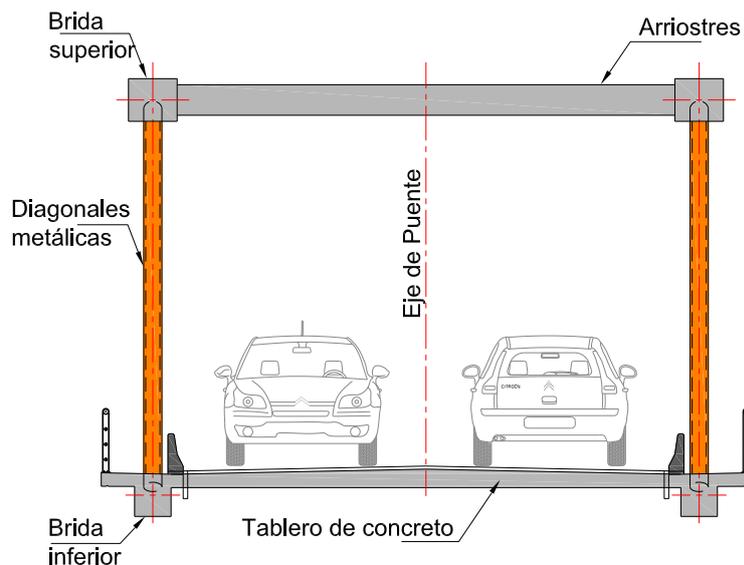


Figura 1.18 Sección transversal de puente reticulado híbrido de tablero inferior

1.3. OBJETIVOS

Los objetivos del presente trabajo son los siguientes:

- Estudiar las formulaciones teóricas, criterios estructurales y normativas aplicables relacionadas con el análisis y diseño de puentes reticulados híbridos.
- Aplicar la teoría descrita, en el análisis y diseño estructural de un puente reticulado híbrido de tablero inferior de 70 m de longitud.
- Estudiar el efecto de incluir vigas transversales, nervios longitudinales, postensado parcial, o una combinación de estos, en el comportamiento estructural del puente y su diseño, con el fin de optimizarlo.
- Cuantificar y comparar los diseños alternativos en búsqueda de un diseño óptimo para el tipo de puente en estudio.

1.4. ALCANCES

El presente trabajo se limita al análisis y diseño de las alternativas a la superestructura del puente, frente a cargas gravitatorias.

Se excluye del presente estudio el diseño detallado de las conexiones embebidas, el cual es un tema de investigación por sí mismo.

Además, se excluye también el análisis de precios unitarios para la estimación y comparación de costos realizada en el Capítulo V.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. GENERALIDADES

2.1.1. Análisis conceptual

Cuando se utiliza la tipología descrita en la sección 1.2 en un puente de un solo tramo, las acciones que gobiernan el diseño de la superestructura son las cargas gravitatorias.

Para el análisis conceptual de un puente reticulado, se puede establecer una analogía con una viga simplemente apoyada. El momento flector de las cargas externas es equilibrado por el par flector que forman las fuerzas axiales que se desarrollan en las bridas superior e inferior. Las fuerzas de compresión son tomadas por elementos de concreto armado, las fuerzas de tracción mediante elementos de concreto postensado y las fuerzas de corte mediante elementos diagonales de acero.

La sobrecarga, al igual que el peso propio del tablero, actúa sobre el tablero de concreto, que transmite las cargas a las bridas y estas a su vez a los nudos del reticulado.

La brida superior tiene un comportamiento similar al de una columna en flexocompresión. Este elemento está sometido a grandes fuerzas axiales de compresión y a momentos flectores relativamente pequeños, que se deben considerar en conjunto para su diseño.

Las diagonales se encuentran sometidas principalmente a fuerzas axiales. Sin embargo, desarrollan momentos flectores considerables en los extremos debido a la unión embebida en el concreto de las bridas.

El tablero de concreto es solidario con el cordón (brida) inferior del reticulado principal, formando un solo elemento estructural que funciona como una gran brida a tracción. El tablero desarrolla fuerzas axiales longitudinales en toda su sección transversal, además de momentos flectores (longitudinales y transversales).

El tablero y las bridas inferiores se encuentran postensadas longitudinalmente para resistir los efectos de flexión y tracción. Además, se provee de un postensado transversal para soportar el efecto de las cargas transversales que actúan sobre el tablero y contribuir a la fijación de las uniones metálicas en el concreto de las

bridas inferiores. En caso de tableros muy anchos, se puede disponer de vigas transversales y longitudinales de concreto postensado.

Los nudos están conformados por la unión de las diagonales que están embebidas en el concreto de las bridas, y resisten las fuerzas de extracción y/o punzonamiento que se generan por la aplicación de cargas.

2.1.2. Contraste con puentes reticulados convencionales

Las mayores diferencias entre un reticulado convencional y un reticulado híbrido se dan en el comportamiento del tablero, el arriostramiento del cordón superior y el diseño del nudo.

Mientras que en un reticulado convencional el tablero se apoya sobre las vigas transversales y trabaja principalmente a flexión longitudinal, en un reticulado híbrido el tablero es parte del sistema principal del reticulado y desarrolla fuerzas axiales longitudinales y momentos flectores longitudinales y transversales. Además, el tablero de un reticulado híbrido se encuentra postensado longitudinal y transversalmente, mientras que el de un reticulado convencional solo contiene armadura de refuerzo.

También hay diferencias con respecto al arriostramiento del cordón o brida superior. En un reticulado convencional usualmente se dispone de un reticulado metálico en el plano de las bridas superiores, que proporciona estabilidad al pandeo de estas bridas en el plano horizontal. Por otro lado, en un reticulado híbrido solo se usan vigas transversales de concreto conectadas a las bridas superiores también de concreto, a fin de aprovechar la rigidez de las uniones a la flexión, y proporcionar rigidez al pandeo lateral de las bridas superiores (efecto viga Vierendeel). El uso de mayor arriostramiento podría ser útil para el caso de reticulados esviados, pero al tratarse de reticulados híbridos rectos su influencia no es significativa e incluso sería desventajoso constructivamente.

Por otro lado, el nudo es de tipo unión embebida en concreto, por lo que su diseño también difiere del de un reticulado convencional y no se encuentra normado de forma específica por los códigos actuales.

2.2. CRITERIOS DE MODELAMIENTO Y ANÁLISIS

2.2.1. Análisis estructural

El análisis de un puente híbrido se puede realizar mediante métodos convencionales, poniendo especial atención a los siguientes aspectos:

(a) Método de análisis tridimensional de elementos finitos

En el caso de un reticulado convencional, es posible ejecutar un análisis bidimensional para el estudio del reticulado, pues la simplificación típica es asumir que el tablero solo trabaja a flexión longitudinal y transmite las cargas a las vigas transversales, las cuales las transmiten a los nudos del reticulado.

Sin embargo, en un puente reticulado híbrido, tales simplificaciones no son directamente aplicables. Como parte de su investigación, Ortiz (2012) realizó la simplificación de un modelo tridimensional a uno bidimensional de un puente tipo arco enmallado con tirante de concreto postensado monolítico con la losa de tablero. La simplificación la realizó mediante el cálculo de un área e inercia equivalente que resulten en las mismas deformaciones entre ambos modelos para diversos estados de carga.

Por lo tanto, aunque es posible elaborar un modelo bidimensional simplificado para el análisis de un puente reticulado híbrido, esto resulta poco práctico para el proceso de diseño usual seguido en las oficinas de ingeniería.

Un modelo tridimensional adecuado del puente debería ser capaz de reflejar la excentricidad existente entre las bridas inferiores y la losa del tablero, además de la compatibilidad de deformaciones entre ambas (Zhang, 2005). Por lo tanto, es posible utilizar elementos lineales para representar la brida inferior, y elementos de área para representar la losa, imponiendo la compatibilidad de deformaciones por medio de vínculos entre los nudos correspondientes.

(b) Método de diseño a flexión adecuado

Tradicionalmente, los códigos de diseño señalan el uso de un ancho de ala efectivo para el cálculo de la resistencia de una viga. Sin embargo, ese concepto no es aplicable al tipo de puente en estudio.

Hay que reconocer que el concepto de ancho de ala efectivo se introdujo para facilitar el análisis y diseño en una época en la que el modelamiento con métodos refinados era limitado por las capacidades computacionales. Con el avance en la

tecnología y la potencia de las computadoras, la importancia de este concepto ha quedado en la tradición principalmente.

Al desarrollar un modelo refinado que considere adecuadamente la compatibilidad de deformaciones entre los elementos utilizados para el alma y el ala de la viga, no se requiere del cálculo de un ancho de ala efectivo para el diseño del elemento. El diseño se puede realizar asumiendo un ancho de ala (comúnmente el ancho tributario) y computando las fuerzas de sección correspondientes al ancho escogido. Luego, el refuerzo necesario calculado corresponde al ancho escogido y debe disponerse dentro del mismo (Aalami, 2014).

(c) Efectos de temperatura, fluencia lenta y retracción de fragua

En el tipo de reticulado híbrido en estudio, el tirante de concreto postensado es un elemento primordial de la estructura del puente, por lo que se debe dar especial atención a los efectos de los cambios de temperatura, fluencia lenta y retracción de fragua, que redistribuyen los efectos en la estructura (Zhang, 2005).

Estos efectos son importantes sobre todo en puentes ferroviarios, donde las tolerancias en las deformaciones de la estructura en niveles de servicio son estrictas (Zhang, 2005).

En contraste, en los puentes carreteros no hay tales limitaciones en las deformaciones, pero aun así se debería estudiar el efecto de estas acciones sobre la estructura.

(d) Estado de esfuerzos y vida a fatiga

Otra consideración importante es el estudio de la concentración de esfuerzos en puntos clave y la vida a fatiga de los mismos. Para ello, algunos autores recomiendan que el análisis se divida en dos fases principales: primero se desarrolla un análisis típico global de la estructura, y segundo, se realiza un análisis local o refinado de las zonas de interés con las condiciones de borde establecidas a partir del análisis global (Zhang, 2005).

2.2.2. Cargas

Las cargas típicas a considerar para el análisis de un puente reticulado híbrido se clasifican en dos grandes grupos: cargas permanentes y cargas variables.

Entre las cargas permanentes se consideran los efectos causados por el peso propio de los componentes estructurales y no estructurales (DC), así como por el peso de la superficie de rodadura (DW). Los efectos por acciones dependientes del tiempo como la fluencia lenta (CR) y la retracción de fragua (SH) son también considerados cargas permanentes.

Otro efecto que pertenece a este grupo es el causado por el presfuerzo (PS). En el caso de vigas o losas postensadas convencionales, el presfuerzo es tratado como parte de la resistencia, y solo los efectos secundarios (originados por las reacciones en estructuras hiperestáticas) son agregados a las cargas. Sin embargo, en el presente trabajo se cuentan con elementos postensados (brida inferior y tablero) y no postensados (diagonales, brida superior y arriostres) en una misma estructura, por lo que la combinación de carga deberá considerar los efectos aplicables en cada caso. En tal sentido, se considerará al postensado como parte de la resistencia para los elementos presforzados. En cambio, se considerará los efectos del postensado como parte de la carga para los elementos no presforzados. Cabe resaltar que, para la estructura en estudio, los efectos secundarios de postensado son pequeños y no se considerarán en el presente proyecto.

Por otro lado, se consideran como cargas variables a los efectos generados por la sobrecarga vehicular (LL) más la amplificación por impacto (IM), las acciones del viento sobre la estructura (WS) y sobre la carga móvil (WL), las acciones sísmicas (EQ) y a las variaciones de temperatura uniforme (TU).

2.3. REQUISITOS DE DISEÑO

El diseño de los elementos estructurales principales se realiza siguiendo los lineamientos de la normativa del AASHTO (2014). De acuerdo al artículo 1.3.2.1 de dicha norma, cada componente estructural del puente deberá cumplir con la siguiente ecuación:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.1)$$

donde:

- γ_i = Factor de carga del caso de carga i
- ϕ = Factor de resistencia
- η_i = Modificador de carga del caso de carga i
- Q_i = Efecto de la fuerza del caso de carga i
- R_n = Resistencia nominal

Para los fines del presente estudio, se considera $\eta_i = 1.0$ para todos los casos.

Para el diseño de los elementos del puente, se utilizan las siguientes combinaciones de carga, de acuerdo al artículo 3.4.1 de la norma del AASHTO (2014):

Tabla 2-1 Factores y combinaciones de carga

Estado Límite	Factor de Carga		
	DC	DW	LLIM
Servicio I	1.00	1.00	1.00
Servicio III	1.00	1.00	0.80
Resistencia I	1.25	1.50	1.75
	0.90	0.65	1.75

La brida superior y las diagonales se diseñan para el estado límite de Resistencia I. La brida inferior y tablero se diseñan para los estados límites de Servicio I, Servicio III y Resistencia I.

Las secciones de las diagonales sometidas a flexión y carga axial son verificadas por medio de las ecuaciones de interacción de las secciones 6.8.2.3 y 6.9.2.2 de la norma del AASHTO (2014), que se muestran a continuación:

$$\text{Si } \frac{P_u}{P_r} < 0.2, \text{ entonces } \frac{P_u}{2.0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (2.2a)$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{P_r} \geq 0.2, \text{ entonces } \frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (2.2b)$$

donde:

M_{rx}	=	Resistencia a la flexión factorada alrededor del eje x
M_{ry}	=	Resistencia a la flexión factorada alrededor del eje y
M_{ux}	=	Momento flector factorado aplicado alrededor del eje x , concurrente con P_u
M_{uy}	=	Momento flector factorado aplicado alrededor del eje y , concurrente con P_u
P_r	=	Resistencia axial factorada
P_u	=	Carga axial factorada aplicada

Las secciones de la brida superior sometidas a flexocompresión biaxial se diseñan considerando las secciones 5.7.2 y 5.7.4.5 de dicha norma, basándose en un análisis de equilibrio y compatibilidad de deformaciones para la generación de superficies de interacción.

Las secciones de la brida inferior sometidas a flexotracción se diseñan contrarrestando los esfuerzos máximos de tracción causados por las cargas aplicadas en el estado límite de Servicio III, con los esfuerzos de compresión producidos por el postensado efectivo en el tablero, de tal manera que no se supere el esfuerzo máximo del concreto a tracción.

$$f_{s3,t} + f_{pe} \leq f_{c,t} \quad (2.3)$$

donde:

$f_{c,t}$	=	Esfuerzo admisible a la tracción del concreto
$f_{s3,t}$	=	Esfuerzo de tracción aplicado en el estado límite de Servicio III
f_{pe}	=	Esfuerzo debido al postensado efectivo

Además, se realiza la verificación del máximo esfuerzo a compresión en el estado límite de Servicio I, considerando el esfuerzo inducido por el postensado aplicado.

$$|f_{s1,c} + f_{pe}| \leq |f_{c,c}| \quad (2.4)$$

donde:

$f_{c,c}$	=	Esfuerzo admisible a la compresión del concreto
$f_{s1,c}$	=	Esfuerzo de compresión aplicado en el estado de Servicio I

Mediante el diseño en el estado límite de Servicio, se determina la fuerza de postensado mínimo requerido. Conociendo de aquí la cantidad de acero de

presfuerzo, se realiza el diseño en el estado límite de Resistencia I, con el que se obtiene las cantidades de acero de refuerzo convencional adicionales.

2.3.1. Elementos de acero sometidos a flexión y carga axial

La resistencia a tracción axial factorada P_r se toma como el menor de los valores dados por las ecuaciones (2.5) y (2.6).

$$P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g \quad (2.5)$$

$$P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n R_p U \quad (2.6)$$

donde:

P_{ny} = Resistencia nominal a tracción por fluencia en el área bruta

F_y = Esfuerzo de fluencia

A_g = Área bruta del elemento

F_u = Esfuerzo de rotura

A_n = Área neta del elemento

R_p = Factor de reducción por agujeros

U = Factor de reducción por "shear lag"

ϕ_y, ϕ_u = Factores de reducción de resistencia

La resistencia a compresión axial depende de investigar los modos de pandeo flexional, torsional y flexotorsional, aplicables al elemento. En el caso de tubos circulares, el único modo de pandeo aplicable es el flexional.

La resistencia al pandeo flexional elástico P_e se determina a partir de la siguiente ecuación.

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kl}{r_s}\right)^2} A_g \quad (2.7)$$

donde:

E = Módulo de elasticidad

K = Factor de longitud efectiva

l = Longitud libre no arriostrada

r_s = Radio de giro

Luego, la resistencia nominal a compresión axial viene dada por:

$$\text{Si } \frac{P_e}{P_0} \geq 0.44, \text{ entonces } P_n = \left[0.658 \left(\frac{P_0}{P_e} \right) \right] P_0 \quad (2.8a)$$

$$\text{Si } \frac{P_e}{P_0} < 0.44, \text{ entonces } P_n = 0.877 P_e \quad (2.8b)$$

donde:

$$P_0 = \text{Resistencia equivalente nominal a la fluencia} = Q F_y A_g$$

$$Q = \text{Factor de reducción por esbeltez del elemento}$$

El factor de reducción por esbeltez Q se deberá tomar igual a 1 para secciones compuestas por elementos no esbeltos. Para el caso de tubos circulares, se considerará a la sección como no esbelta de cumplirse la ecuación (2.9).

$$\frac{D}{t} \leq 0.11 \frac{E}{F_y} \quad (2.9)$$

donde:

$$D = \text{Diámetro exterior del tubo}$$

$$t = \text{Espesor de pared del tubo}$$

Los elementos de la sección que no satisfacen la relación anterior serán clasificados como elementos esbeltos. En ese caso, Q deberá tomarse como el factor para elementos rigidizados Q_a . En el caso de tubos circulares, Q_a se calcula de acuerdo a la ecuación (2.10).

$$Q_a = \frac{0.038E}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \quad (2.10)$$

La resistencia nominal a flexión de tubos circulares, M_n , se deberá tomar como el menor valor entre la resistencia a fluencia o pandeo local, según sea aplicable.

La resistencia a fluencia se tomará como:

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (2.11)$$

donde:

$$M_p = \text{Momento plástico}$$

$$Z = \text{Módulo de sección plástico}$$

Para secciones en las que la relación D/t excede $\frac{0.07E}{F_y}$ se deberá verificar la resistencia a pandeo local, la cual está dada por las siguientes ecuaciones:

$$\text{Si } \frac{D}{t} \leq \frac{0.31E}{F_y}, \text{ entonces } M_n = \left(\frac{0.021E}{\frac{D}{t}} + F_y \right) S \quad (2.12a)$$

$$\text{Si } \frac{D}{t} > \frac{0.31E}{F_y}, \text{ entonces } M_n = F_{cr} S \quad (2.12b)$$

donde:

S = Módulo de sección elástico

F_{cr} = Esfuerzo de pandeo local elástico = $\frac{0.33E}{D/t}$

2.3.2. Elementos de concreto sometidos a flexión y carga axial

Para el desarrollo del presente trabajo, es de especial interés el estudio de la interacción entre la resistencia axial y la resistencia a flexión de secciones de concreto con acero de refuerzo pasivo (no postensado) y activo (postensado).

La normativa del AASHTO (2014) señala los procedimientos para calcular la resistencia a flexión, compresión axial y tensión axial en sus acápites 5.7.3, 5.7.4 y 5.7.6, respectivamente. Para el caso de flexión y compresión axial combinados, dicha norma detalla procedimientos aproximados permitidos en lugar de un análisis detallado basado en equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Mientras que, para el caso de flexión y tensión axial combinados no presenta mayores indicaciones, salvo que la resistencia se base en las suposiciones de su acápite 5.7.2.

Es por ello que, en este trabajo se realiza el análisis de la interacción entre la resistencia axial y a flexión basado en equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones. El análisis desarrollado se basa en las suposiciones del acápite 5.7.2 del AASHTO (2014) y en el hecho de que el sistema de presfuerzo a utilizar es del tipo adherido.

Sea una sección arbitraria con refuerzo pasivo y activo como se muestra en la Figura 2.1.

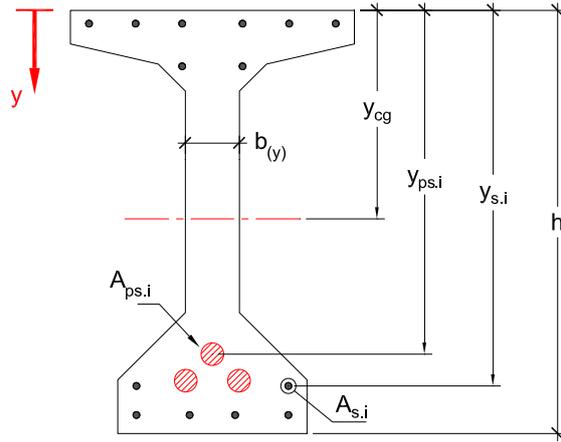


Figura 2.1 Sección de concreto arbitraria

- h = Peralte de la sección
- $b(y)$ = Ancho de la sección en la ordenada y
- A_{s_i} = Área de acero de refuerzo pasivo de la i -ésima varilla
- y_{s_i} = Ordenada de la i -ésima varilla de refuerzo pasivo
- A_{ps_i} = Área de acero de refuerzo activo del i -ésimo tendón
- y_{ps_i} = Ordenada del i -ésimo tendón de presfuerzo
- y_{cg} = Ordenada del centro de gravedad de la sección bruta
- n_s = Número de varillas de refuerzo pasivo en la sección
- n_{ps} = Número de tendones de refuerzo activo en la sección

Para hallar un punto de la curva de interacción, se elige un perfil de deformaciones unitarias para la sección transversal.

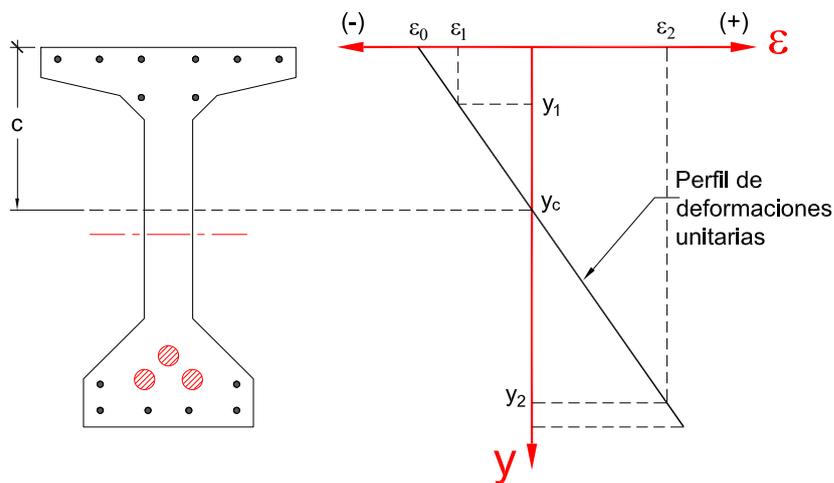


Figura 2.2 Perfil de deformaciones unitarias

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$ = Deformación unitaria en los niveles y_1 y y_2 , respectivamente
 y_1, y_2 = Ordenadas que definen el perfil de deformaciones unitarias

Cada perfil de deformaciones puede ser descrito por la ecuación (2.13).

$$\varepsilon_{(y)} = m_0 y + \varepsilon_0 \quad (2.13)$$

donde:

$$m_0 = \text{Pendiente de la recta} = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{y_2 - y_1}$$

$$\varepsilon_0 = \text{Constante del perfil de deformaciones} = \varepsilon_1 - m_0 y_1$$

La profundidad de concreto a compresión, c , y la profundidad del bloque equivalente a compresión, a , se calculan a partir de las siguientes relaciones:

$$\text{Si } \varepsilon_0 > 0: \quad c = 0; a = 0 \quad (2.14a)$$

$$\text{Si } \varepsilon_0 < 0 \text{ y } m_0 = 0: \quad c = h; a = h \quad (2.14b)$$

$$\begin{aligned} \text{Si } \varepsilon_0 < 0 \text{ y } m_0 \neq 0: \quad c = 0; a = 0 \text{ si } y_c \leq 0 \\ c = y_c; a = \beta_1 c \text{ si } 0 < y_c \leq h \\ c = h; a = \beta_1 c \text{ si } y_c > h \end{aligned} \quad (2.14c)$$

donde:

$$y_c = \text{Ordenada de la deformación unitaria nula} = \frac{-\varepsilon_0}{m_0}$$

Luego, utilizando el bloque rectangular de esfuerzo equivalente $0.85f'_c$ en la profundidad equivalente a compresión a (AASHTO, 2014), se puede calcular la contribución del concreto a la fuerza axial nominal:

$$P_c = \int_0^a -0.85f'_c b_{(y)} dy \quad (2.15)$$

Análogamente, la contribución del concreto al momento flector nominal es:

$$M_c = \int_0^a -0.85f'_c b_{(y)} (y - y_{cg}) dy \quad (2.16)$$

Por otro lado, el perfil de deformaciones unitarias elegido permite determinar la deformación unitaria en cada varilla de refuerzo mediante la aplicación de la ecuación (2.13).

$$\varepsilon_s = m_0 y_s + \varepsilon_0 \quad (2.17)$$

donde:

$$\varepsilon_s = \text{Deformación unitaria del acero al nivel } y_s$$

La relación entre la deformación unitaria ε_s y el esfuerzo f_s en el acero de refuerzo pasivo viene dada por:

$$\text{Si } \varepsilon_s \leq \varepsilon'_y: \quad f_s = -f_y \quad (2.18a)$$

$$\text{Si } \varepsilon'_y < \varepsilon_s < \varepsilon_y: \quad f_s = \varepsilon_s E_r \quad (2.18b)$$

$$\text{Si } \varepsilon_y \leq \varepsilon_s: \quad f_s = f_y \quad (2.18c)$$

donde:

$$E_r = \text{Módulo de elasticidad del acero de refuerzo pasivo}$$

$$f_y = \text{Esfuerzo de fluencia del refuerzo pasivo}$$

$$\varepsilon_y = \text{Deformación unitaria de fluencia en tracción} = 0.00206$$

$$\varepsilon'_y = \text{Deformación unitaria de fluencia en compresión} = -\varepsilon_y$$

Luego, se puede calcular la contribución del acero de refuerzo pasivo a la fuerza axial nominal mediante:

$$P_s = \sum_{i=1}^{n_s} f_{s_i} A_{s_i} \quad (2.19)$$

Análogamente, la contribución del acero de refuerzo pasivo al momento flector nominal es:

$$M_s = \sum_{i=1}^{n_s} f_{s_i} A_{s_i} (y_{s_i} - y_{cg}) \quad (2.20)$$

En el caso del refuerzo activo, y dado que el refuerzo es de tipo adherido, solo el cambio en la deformación unitaria del acero es igual al cambio en la deformación unitaria del concreto. Por lo tanto, la deformación unitaria al nivel de cada tendón de presfuerzo corresponde a la suma de: (a) deformación unitaria correspondiente al esfuerzo efectivo, (b) deformación unitaria correspondiente a la descompresión del concreto al nivel del tendón en consideración y (c) deformación unitaria correspondiente al concreto circundante (Barker & Puckett, 2013).

La deformación por esfuerzo efectivo ε_{pe} corresponde a la generada por la acción del esfuerzo de postensado efectivo aplicado al acero de presfuerzo:

$$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{ps}} \quad (2.21)$$

donde:

$$\begin{aligned} f_{pe} &= \text{Esfuerzo efectivo del tendón de acero en la sección de análisis} \\ E_{ps} &= \text{Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo} \end{aligned}$$

La deformación unitaria ε_{ce} corresponde a la descompresión del concreto al nivel del tendón en consideración. Esta deformación es normalmente pequeña y usualmente ignorada (Barker & Puckett, 2013). Alternativamente, se puede estimar su valor a partir del esfuerzo en el concreto σ_{ce} al nivel del tendón.

$$\varepsilon_{ce} = \frac{\sigma_{ce}}{E_c} \quad (2.22)$$

donde:

$$\begin{aligned} F_{ps} &= \text{Fuerza axial en la sección por presfuerzo} \\ M_{ps} &= \text{Momento flector en la sección por presfuerzo} \\ A_{vs} &= \text{Área de viga sola a la que se le introduce el presfuerzo} \\ I_{vs} &= \text{Inercia de viga sola a la que se le introduce el presfuerzo} \\ \sigma_{ce} &= \frac{F_{ps}}{A_{vs}} - \frac{M_{ps}(y_{cg} - y_{ps})}{I_{vs}} \\ E_c &= \text{Módulo de elasticidad del concreto} \end{aligned}$$

La deformación ε_{cp} del concreto circundante al nivel de cada tendón se calcula a partir de la ecuación (2.13) mediante:

$$\varepsilon_{cp} = m_0 y_{ps} + \varepsilon_0 \quad (2.23)$$

Luego, la deformación unitaria del acero de presfuerzo ε_{ps} viene dado por:

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{pe} - \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{cp} \quad (2.24)$$

La relación entre la deformación unitaria ε_{ps} y el esfuerzo en el acero de presfuerzo f_{ps} para cables de baja relajación viene dada por (Barker & Puckett, 2013):

$$f_{ps} = E_{ps} \varepsilon_{ps} \left\{ 0.025 + \frac{0.975}{\left[1 + (118 \varepsilon_{ps})^{10} \right]^{0.10}} \right\} \leq f_{pu} \quad (2.25)$$

donde:

f_{pu} = Esfuerzo último del acero de presfuerzo

Luego, se puede calcular la contribución del acero de refuerzo activo a la fuerza axial nominal mediante:

$$P_{ps} = \sum_{i=1}^{n_{ps}} f_{ps_i} A_{ps_i} \quad (2.26)$$

Análogamente, la contribución del acero de refuerzo activo al momento flector nominal es:

$$M_{ps} = \sum_{i=1}^{n_{ps}} f_{ps_i} A_{ps_i} (y_{ps_i} - y_{cg}) \quad (2.27)$$

Finalmente, las resistencias nominales de la sección a la fuerza axial y al momento flector vienen dadas por:

$$P_n = P_c + P_s + P_{ps} \quad (2.28)$$

$$M_n = M_c + M_s + M_{ps} \quad (2.29)$$

Los valores dados por las ecuaciones (2.28) y (2.29) constituyen un punto del diagrama de interacción y corresponden a un perfil de deformaciones unitarias elegido para la sección. La curva de interacción se puede hallar variando el perfil de deformaciones unitarias en la sección.

Los valores de ε_1 y ε_2 (ver Figura 2.2) están relacionados a la deformación unitaria máxima en el concreto, ε_{cu} , la deformación unitaria de fluencia del acero, ε_y , y la deformación unitaria de rotura del acero, ε_{yu} . La relación entre ellos se resume en la Tabla 2-2.

Tabla 2-2 Valores notables para establecer perfiles de deformación unitaria

Perfil	y_1	ε_1	y_2	ε_2
P1	0	ε_{cu}	h	ε_{cu}
P2	0	ε_{cu}	h	0
P3	0	ε_{cu}	y_s	ε_y
P4	0	ε_{cu}	y_s	ε_{yu}
P5	0	0	y_s	ε_{yu}
P6	0	ε_{yu}	y_s	ε_{yu}

Cabe resaltar que en el presente estudio no se investiga la relación esfuerzo-deformación en el concreto para deformaciones unitarias menores a las de rotura. Además, entre los perfiles de deformación P2 y P3, así como entre los perfiles P3 y P4, se deben considerar varios perfiles intermedios para una mejor representación de la curva de interacción.

Con este procedimiento se calcula un ramal de la curva (Figura 2.3). El otro ramal que completa el diagrama de interacción se puede calcular al modificar el origen de la coordenada y , y repetir el mismo procedimiento descrito.

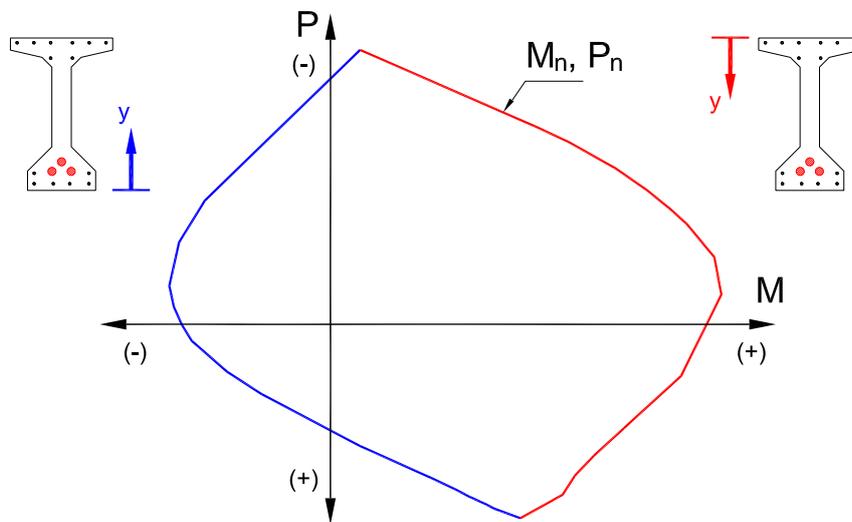


Figura 2.3 Diagrama de interacción nominal

Por otro lado, los factores de reducción de resistencia, ϕ , se calculan según el acápite 5.5.4.2.1 de la norma del AASHTO (2014).

La máxima resistencia a compresión axial viene limitada por (AASHTO, 2014):

$$P_n = -k[0.85f'_c(A_g - A_{st} - A_{pst}) + f_y A_{st} - A_{pst}(f_{pe} - E_{ps}\epsilon_{cu})] \quad (2.30)$$

donde:

- k = 0.85 para elementos con refuerzo en espiral
0.80 para elementos con refuerzo estribado
- A_g = Área bruta de la sección
- A_{st} = Área total de acero de refuerzo pasivo en la sección
- A_{pst} = Área total de acero de refuerzo activo en la sección

La máxima resistencia a tracción axial viene dada por (AASHTO, 2014):

$$P_n = f_y A_{st} + A_{pst} [f_{pe} + \Delta f_{ps}] \quad (2.31)$$

Según el acápite 5.6.3.4.1 del AASHTO (2014), se especifica que la variación del esfuerzo en el acero de presfuerzo se toma arbitrariamente igual al esfuerzo de fluencia del acero pasivo, por lo que indica utilizar $\Delta f_{ps} = f_y$ en la expresión (2.31). Sin embargo, el procedimiento descrito en el presente estudio permite determinar el esfuerzo correspondiente a cada tendón de postensado en base a un análisis de compatibilidad de deformaciones. Por lo tanto, la expresión para la máxima tracción axial se ve modificada a la expresión (2.32), donde el valor del esfuerzo en el acero activo corresponde al calculado a partir del perfil de deformación P6 de la Tabla 2-2.

$$P_n = f_y A_{st} + \sum_{i=1}^{n_{ps}} f_{ps_i} A_{ps_i} \quad (2.32)$$

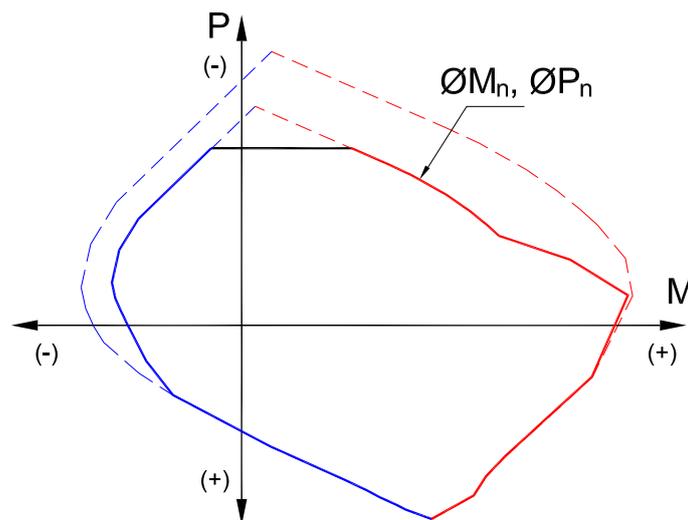


Figura 2.4 Diagrama de interacción nominal y reducido

En resumen, el procedimiento para generar una curva de la superficie de interacción se inicia con elegir un perfil de deformaciones unitarias para la sección transversal, con lo cual se calcula la profundidad de concreto a compresión, c , y la profundidad del bloque rectangular equivalente a compresión, a . Luego, en base a la profundidad a compresión hallada y al perfil de deformaciones unitarias, se calculan los esfuerzos en el acero de refuerzo (pasivo y activo) y la sumatoria de fuerzas en la sección, así como la sumatoria de momentos alrededor del eje de estudio.

2.3.3. Elementos de concreto sometidos a corte

La resistencia nominal a cortante V_n de una sección de concreto será la menor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (2.33)$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad (2.34)$$

donde:

- V_c = Aporte del concreto al cortante resistente
 V_s = Aporte del acero no presforzado al cortante resistente
 V_p = Aporte del acero presforzado al cortante resistente = componente de la fuerza de presfuerzo efectiva en la dirección del cortante aplicado
 f'_c = Resistencia característica del concreto
 b_v = Ancho efectivo de alma
 d_v = Peralte efectivo de corte

Las contribuciones del concreto V_c y la del acero V_s se calculan de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.0316\beta \sqrt{f'_c \times (1\text{ksi})} b_v d_v \quad (2.35)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \text{sen}\alpha}{s} \quad (2.36)$$

donde:

- β = Factor que indica la capacidad del concreto fisurado diagonalmente de transmitir tensión y corte
 θ = Ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión diagonales
 s = Espaciamiento del refuerzo transversal
 α = Ángulo de inclinación del refuerzo transversal
 A_v = Área del refuerzo de corte en la distancia s
 f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal

Los parámetros β y θ se calculan de acuerdo al procedimiento señalado en el artículo 5.8.3.4.2 del AASHTO (2014), según el cual se tiene:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \quad (2.37)$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad (2.38)$$

donde:

ε_s = Deformación unitaria longitudinal en el centroide del refuerzo a tracción

En lugar de mayores procedimientos, ε_s se puede calcular conforme a:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}\right)}{E_r A_s + E_{ps} A_{ps}} \quad (2.39)$$

donde:

M_u = Momento factorado actuante en la sección
 N_u = Axial factorado actuante en la sección
 V_u = Cortante factorado actuante en la sección
 A_{ps} = Acero de presfuerzo en la sección
 f_{po} = Parámetro de esfuerzo = $0.7f_{pu}$ (apropiado para los niveles usuales de postensado)

2.3.4. Resistencia de uniones embebidas en concreto

El diseño de este tipo de uniones no se encuentra reglamentado en forma específica en las normativas actuales, por lo que se aplican criterios básicos de diseño consistentes con el artículo 5.8.4 del AASHTO (2014).

El enfoque que se adopta consiste en calcular las fuerzas actuantes y resistentes a través de planos de falla potenciales para así estudiar la seguridad de la conexión. Para el cálculo de la resistencia se aplica el criterio de corte por fricción en la interfase según el artículo citado anteriormente, el cual permite calcular la resistencia al corte en el plano de falla basado en el desarrollo de fuerzas de adherencia y fricción a través de la siguiente expresión (AASHTO, 2014):

$$V_{ni} = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c) \quad (2.40)$$

donde:

c = Factor de cohesión
 A_{cv} = Área de concreto que participa en la transferencia de corte
 μ = Coeficiente de fricción
 A_{vf} = Área de refuerzo que atraviesa el plano de corte

- f_y = Esfuerzo de fluencia del refuerzo, no mayor a 60 ksi
 P_c = Fuerza neta de compresión permanente normal al plano de corte.
 Si es tracción, $P_c = 0$

Además, la resistencia nominal al corte, V_{ni} , no se tomará mayor que:

$$V_{ni} \leq K_1 f'_c A_{cv} \quad (2.41a)$$

$$V_{ni} \leq K_2 A_{cv} \quad (2.41b)$$

donde:

- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto
 K_1 = Fracción de la resistencia a compresión del concreto disponible para resistir el corte en la interfase
 K_2 = Esfuerzo límite de resistencia al corte en la interfase

Los valores del factor de cohesión c , coeficiente de fricción μ , factor K_1 y K_2 se deben tomar según el artículo 5.8.4.3 del AASHTO (2014), el cual se resume en la Tabla 2-3.

Tabla 2-3 Factores para el cálculo de la resistencia al corte en la interfase

Caso	c (ksi)	μ	K_1	K_2 (ksi)
Para losas de concreto vaciadas en sitio sobre vigas de concreto con superficie limpia, libre de lechada y con superficie rugosa de amplitud 0.25 pulg	0.28	1	0.30	1.8 1.3
Para concreto de peso normal vaciado monolíticamente	0.40	1.4	0.25	1.5
Para concreto ligero vaciado monolíticamente o no monolíticamente contra una superficie de concreto limpia, libre de lechada con superficie intencionalmente rugosa de amplitud 0.25 pulg	0.24	1	0.25	1.0
Para concreto de peso normal vaciado contra una superficie de concreto limpia, libre de lechada con superficie intencionalmente rugosa de amplitud 0.25 pulg	0.24	1	0.25	1.5
Para concreto vaciado contra una superficie de concreto limpia, libre de lechada, pero sin rugosidad intencional	0.075	0.6	0.20	0.8
Para concreto anclado a acero estructural por pernos con cabeza o barras de refuerzo, donde todo el acero en contacto con el concreto está limpio y libre de pintura	0.025	0.7	0.20	0.8

Fuente: AASHTO (2014)

2.3.5. Factores de resistencia

Los factores de resistencia para los elementos de acero son (AASHTO, 2014):

Tabla 2-4 Factores de resistencia para elementos de acero

Efecto	Factor
Flexión	$\phi_f = 1.0$
Corte	$\phi_v = 1.0$
Compresión axial (acero solo)	$\phi_c = 0.95$
Tensión (fluencia en el área bruta)	$\phi_y = 0.95$

Los factores de resistencia para los elementos de concreto son (AASHTO, 2014):

Tabla 2-5 Factores de resistencia para elementos de concreto

Efecto	Factor
Corte y torsión (concreto de peso normal)	$\phi = 0.90$
Sección de concreto reforzado controlada por tracción	$\phi = 0.90$
Sección de concreto presforzado controlada por tracción	$\phi = 1.00$
Sección controlada por compresión	$\phi = 0.75$

Además, para las secciones de concreto en transición entre la condición controlada por tracción y controlada por compresión, se utiliza la transición del factor de resistencia según la siguiente figura:

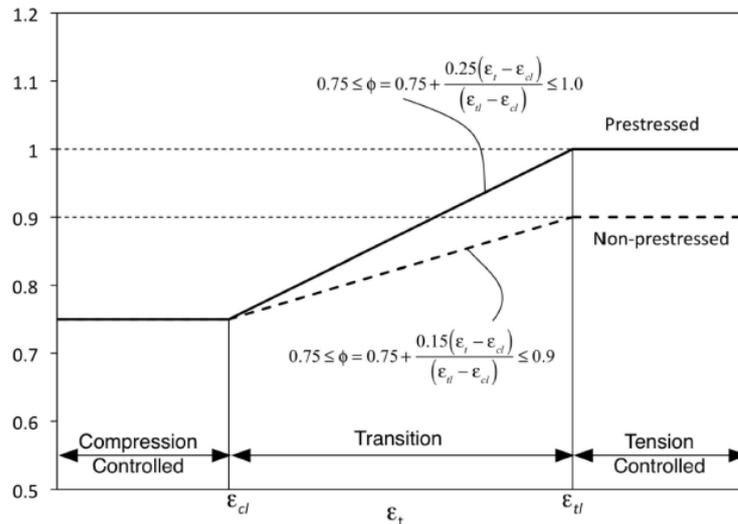


Figura 2.5 Variación de ϕ con deformación unitaria del refuerzo extremo a tracción
Fuente: AASHTO (2014)

2.4. NORMATIVA ALTERNATIVA

2.4.1. Presfuerzo parcial

El término presfuerzo parcial se utiliza para designar a aquellos elementos en los que la resistencia de la sección está dada por una combinación de acero pasivo y activo; además, no se establecen limitaciones de esfuerzos en la fibra extrema a tracción, lo cual implica el agrietamiento del miembro bajo cargas de servicio.

Ediciones previas al 2012 del “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” contenían explícitamente requisitos para el diseño de elementos presforzados parcialmente, mientras que las ediciones más recientes omiten mención de estos.

Sin embargo, textos académicos como Khan y Williams (1995), Nilson (1999) y Nawy (2010) concuerdan en que los miembros presforzados parcialmente son una opción viable, eficiente y económica, siempre que el diseño sea adecuado y considere los estados límites de servicio y resistencia aplicables.

La norma ACI (2014) reconoce tres clases de miembros presforzados: Clase U (no fisurados), Clase T (transición) y Clase C (fisurados). La clasificación se realiza en función del esfuerzo a tracción en la fibra extrema calculado en servicio. La clase C corresponde a los elementos descritos en esta sección.

Similarmente, los estándares europeos permiten el diseño de miembros presforzados parcialmente. De acuerdo al Eurocódigo 2 (2004) se establecen límites en el esfuerzo en la fibra extrema a compresión y en el ancho de fisura en el extremo a tracción; lo último se realiza mediante la limitación del esfuerzo en el acero pasivo más cercano a la cara en tracción.

En AASHTO (2010) se reconoce a los miembros de concreto armado y concreto presforzado como dos situaciones extremas del nivel de presfuerzo que se le puede aplicar a un elemento. Cuando no se aplica presfuerzo alguno se trata de una sección de concreto armado, mientras que cuando el presfuerzo aplicado lleva a los esfuerzos dentro del rango admisible se trata de un miembro de concreto presforzado. La transición entre ambos estados es lo que se denomina presfuerzo parcial.

Debido a que el puente Gera (el cual ha influenciado este estudio) fue diseñado con ediciones previas al 2012 del AASHTO, es de interés incluir una alternativa con presfuerzo parcial con fines de comparación.

2.4.2. Requisitos según AASHTO 2010

De acuerdo con el acápite 5.9.4.3 del AASHTO (2010), los elementos parcialmente presforzados deben cumplir con las mismas limitaciones del esfuerzo a compresión que los elementos completamente presforzados. Estos límites se resumen en la Tabla 2-6.

Tabla 2-6 Esfuerzos límites en elementos parcialmente presforzados según AASHTO (2010)

Estado	Compresión
Antes de las pérdidas	$0.6f'_{ci}$
Después de las pérdidas	
Cargas permanentes	$0.45f'_c$
Servicio I	$0.60f'_c$

Además, el agrietamiento en la zona a tracción es permitido, en cuyo caso se debe limitar el espaciamiento del acero de refuerzo en función del esfuerzo en el mismo, según la ecuación (2.42).

$$s \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s \left(\frac{f_{ss}}{1 \text{ ksi}} \right)} \times (1 \text{ in}) - 2d_c \quad (2.42)$$

donde:

- s = Espaciamiento del refuerzo
- γ_e = Factor de exposición
- f_{ss} = Esfuerzo en acero de refuerzo en el estado de Servicio
- d_c = Recubrimiento de concreto desde la fibra extrema a tracción hasta el centro de gravedad del refuerzo
- β_s = Relación geométrica

La relación geométrica β_s se calcula mediante:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} \quad (2.43)$$

donde:

- h = Peralte o espesor del elemento

Cabe mencionar que el cálculo del esfuerzo en el acero se debe realizar considerando las propiedades de la sección agrietada.

CAPÍTULO III: DISEÑO BÁSICO

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

3.1.1. Geometría del diseño original

Este estudio ha sido influenciado por el colapso del puente Gera, el cual fue un puente reticulado híbrido de tablero inferior diseñado en el año 2009.

El diseño original consiste de un puente de 70 m de luz, donde sus elementos principales son dos reticulados mixtos ubicados en dos planos verticales espaciados 9.0 m, unidos inferiormente en toda su longitud por una losa de concreto que hace las veces de tablero, y superiormente por elementos de arriostre. Los ejes de apoyo en ambos extremos se encuentran esviados 25° con respecto al eje transversal.

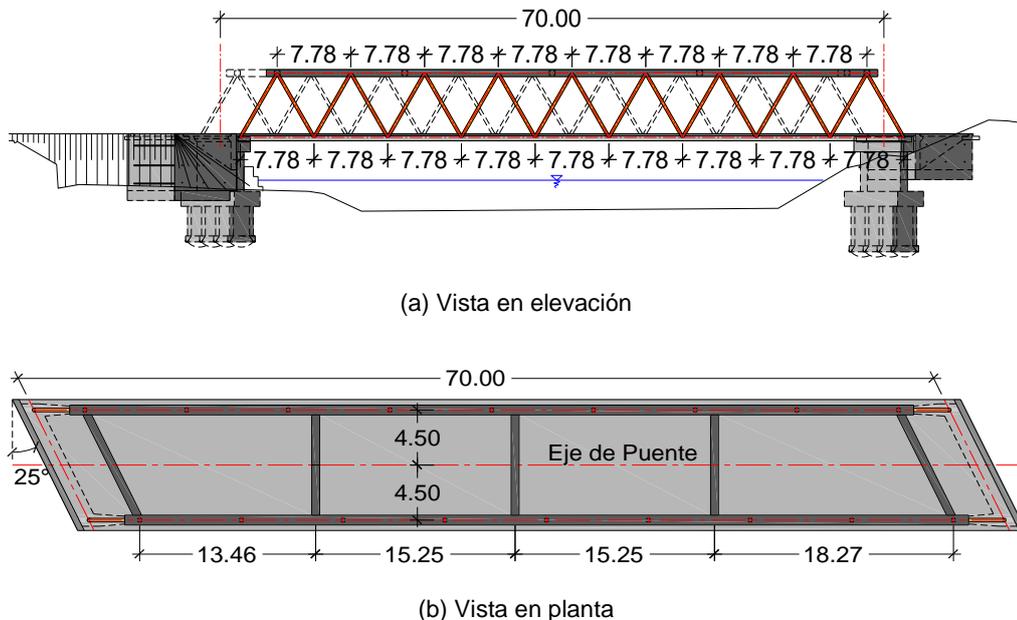


Figura 3.1 Vista general del Puente Gera (m)
Fuente: Sánchez (2009)

La sección transversal cuenta con un ancho de calzada de 8.0 m, correspondientes a dos carriles de tránsito vehicular con sus respectivas bermas. También se cuenta con veredas de 1.10 m a cada lado, las cuales incluyen la baranda peatonal y el reticulado; además, se ubican barreras de protección de concreto tipo New Jersey de 0.25 m de ancho y 0.68 m de alto. El tablero llevará una superficie de rodadura asfaltada de 5 cm de espesor.

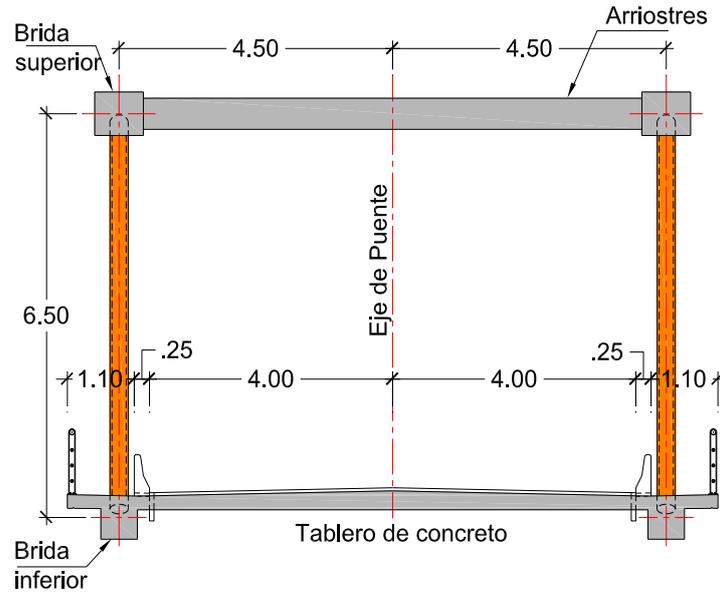


Figura 3.2 Sección transversal de Puente Gera (m)
Fuente: Sánchez (2009)

Cada reticulado está conformado por bridas superior e inferior de concreto, de dimensiones típicas 0.80x0.70 m y 0.60x0.70 m de ancho por alto respectivamente. Ambas bridas se encuentran unidas por diagonales de acero estructural, de diámetro exterior 0.30 m y espesores de 3/8" y 1/2", cuyas uniones con las bridas se encuentran embebidas en el concreto de las mismas. Las bridas inferiores de concreto se encuentran postensadas longitudinalmente.

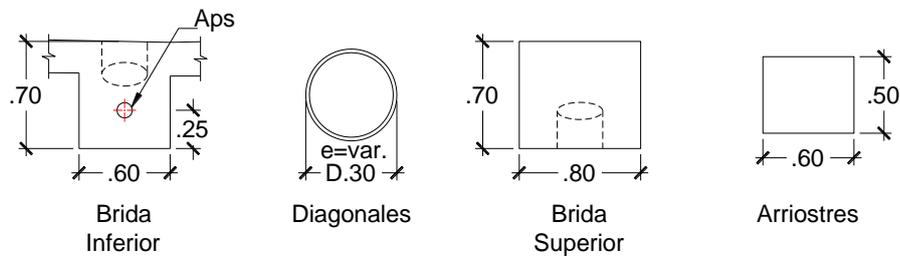


Figura 3.3 Dimensiones de elementos del puente Gera (m)

Los arriostres de la brida superior son de sección rectangular de concreto, con dimensiones 0.60 m de ancho y 0.50 m de alto.

La losa del tablero es de concreto y es monolítica con la brida inferior del reticulado en toda su longitud, y juntas forman una gran brida en tracción. El espesor de la losa interior al reticulado es variable de 0.22 m en la unión con las bridas a 0.30 m en el eje del puente. El espesor de la losa en los volados externos es constante e igual a 0.22 m. La losa se encuentra postensada transversal y longitudinalmente.

Cabe resaltar que el postensado transversal actúa desde el extremo externo de las veredas, y en todo el ancho del tablero.

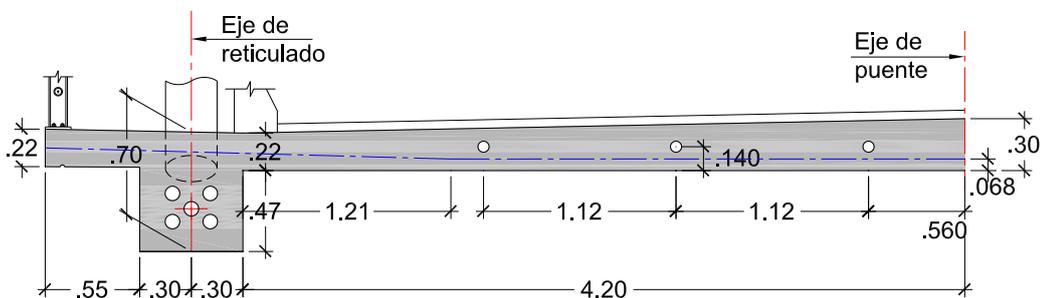


Figura 3.4 Semisección del tablero de concreto del puente Gera (m)

3.1.2. Discusión sobre el diseño original

El diseño original se realizó mediante un modelo tridimensional, donde los elementos en el plano del reticulado fueron simulados mediante elementos lineales, mientras que el tablero fue simulado mediante elementos de área. La unión del plano del reticulado y el tablero de concreto se dio a través de los nudos que comparten los elementos lineales y los bidimensionales (Sánchez, 2009). Esta última consideración conlleva a un incremento de la rigidez del tirante por superposición de elementos, por lo que será necesario mejorar la unión entre la brida y la losa para el análisis del puente.

El análisis de la superestructura en el diseño original se realizó considerando las cargas por peso propio (DC), asfalto (DW), vehicular (LL+IM), postensado (PS) y sismo (EQ). La carga vehicular se analizó para dos posiciones fijas del camión de diseño: al centro y a cuartos de luz. Transversalmente, en cada posición se ubicaron dos camiones pegados al eje de uno de los reticulados. Además, ambas posiciones incluyeron la sobrecarga de carril actuando en toda la longitud del puente (Sánchez, 2009).

Las cargas descritas anteriormente fueron utilizadas para el diseño de la losa, diagonales y bridas. Sin embargo, será necesario investigar diferentes posiciones longitudinales y transversales de la sobrecarga vehicular para el análisis del puente en este estudio.

En el diseño original, el cálculo de la fuerza de postensado longitudinal del tablero se realizó en el estado de Servicio I, de tal forma que la fuerza axial resultante en toda la sección del tablero sea de compresión. El diseño transversal de la losa, así

como la brida superior y las diagonales, se realizaron en los estados de Resistencia I y Evento Extremo I (Sánchez, 2009).

El diseño en discusión fue realizado según la normativa AASHTO LRFD 2007. En esa normativa, se mantenía de forma explícita la distinción entre miembros postensados, postensados parcialmente y no postensados. Es por ello que el cálculo del postensado no se realizó en la forma actual convencional, limitando los esfuerzos en el estado de Servicio III. En el presente estudio, se seguirá los lineamientos de limitación de esfuerzos en Servicio III, según la normativa actual. Además, se analiza la opción de postensado parcial, basado en normativas alternativas.

Por otro lado, el diseño original no cuenta con la verificación en resistencia de la brida inferior ni del tablero en la dirección longitudinal. En el presente estudio será necesario realizar el diseño en resistencia de dichos elementos.

3.1.3. Influencia del esviamiento

En el Anexo 1 se realiza una comparación del comportamiento entre un reticulado híbrido esviado 25° y uno recto, a nivel de fuerzas y esfuerzos internos. La comparación se realiza para los casos de carga de peso propio y sobrecarga vehicular, por ser los que generan los mayores efectos en la superestructura. En el caso de sobrecarga vehicular, se estudiaron cinco posiciones longitudinales diferentes del camión de diseño, además de la envolvente de efectos obtenida del módulo de carga vehicular del programa.

Primero, se compararon las fuerzas en la sección total del tablero, como momento torsor en planta y fuerza axial. No se encontraron diferencias significativas entre ambos puentes.

Luego, se compararon las fuerzas internas (axial, flexión, corte, torsión) en la brida inferior, brida superior y diagonales de ambos puentes para cada caso de carga. Se observa que, para todos los elementos estudiados, los valores obtenidos y su distribución en ambos puentes son similares, con diferencias porcentuales de hasta 5%, lo cual es despreciable a nivel ingenieril o con fines de diseño.

Por lo tanto, se concluye que el nivel de esviamiento de 25° no genera efectos determinantes en el comportamiento de la estructura. Aun así, no se considera que un reticulado híbrido sea el tipo de estructura adecuada para un puente esviado, por lo que se adopta un reticulado recto para el presente estudio.

3.1.4. Configuración adoptada

Para el presente estudio, se opta por analizar un puente reticulado híbrido recto de 70 m de luz con las mismas características que las del proyecto original.

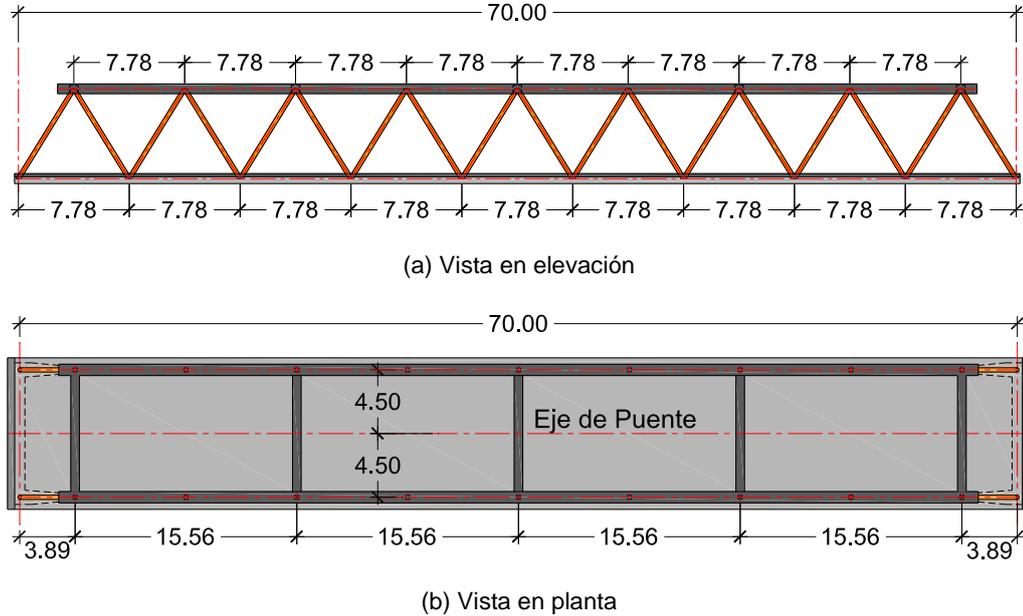


Figura 3.5 Configuración adoptada (m)

Además, la configuración del postensado y el diseño del acero es recalculado para esta primera configuración.

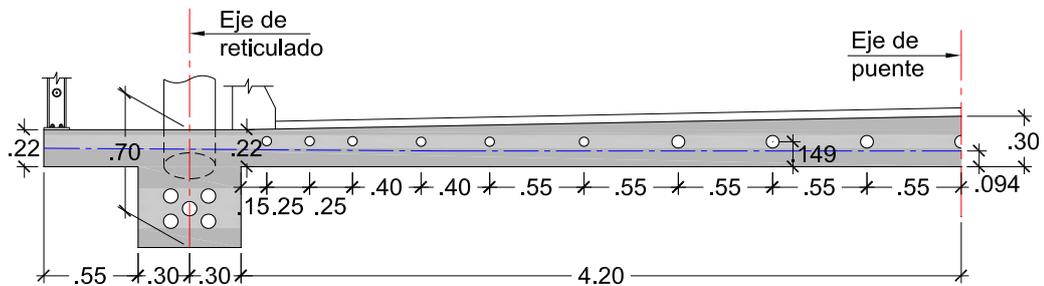


Figura 3.6 Semisección del tablero de concreto de configuración adoptada (m)

3.1.5. Procedimiento de montaje

Para el análisis y verificación de la estructura se ha adoptado el procedimiento constructivo recomendado en el diseño original:

1. Ejecución de la subestructura.
2. Instalación de estructura de soporte temporal o falso puente.
3. Encofrado y vaciado del tablero de concreto, con los nudos embebidos de las diagonales.

4. Instalación de las diagonales de acero.
5. Encofrado de la brida superior e instalación de los nudos superiores.
6. Vaciado de concreto en la brida superior y arriostres.
7. Ejecución del postensado longitudinal y transversal del tablero y bridas inferiores de concreto.
8. Retiro del soporte temporal.

3.2. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

3.2.1. Descripción del modelo de análisis

Una opción para modelar un reticulado híbrido es utilizar un sistema de sólo elementos lineales. Este tipo de modelo relativamente sencillo puede reflejar el comportamiento global de este tipo de puente (Li et al., 2010).

Alternativamente, se puede optar por un modelo en el cual se utilicen elementos lineales para el reticulado y arriostres, y elementos de área para representar el tablero. En este modelo se deben considerar vínculos rígidos para unir los correspondientes nudos del tablero con la brida inferior (Zhang, 2005).

En el presente trabajo, se opta por realizar un modelo siguiendo las recomendaciones últimas expuestas. El modelo se realiza en el software CsiBridge v19, y se muestra en la Figura 3.7.

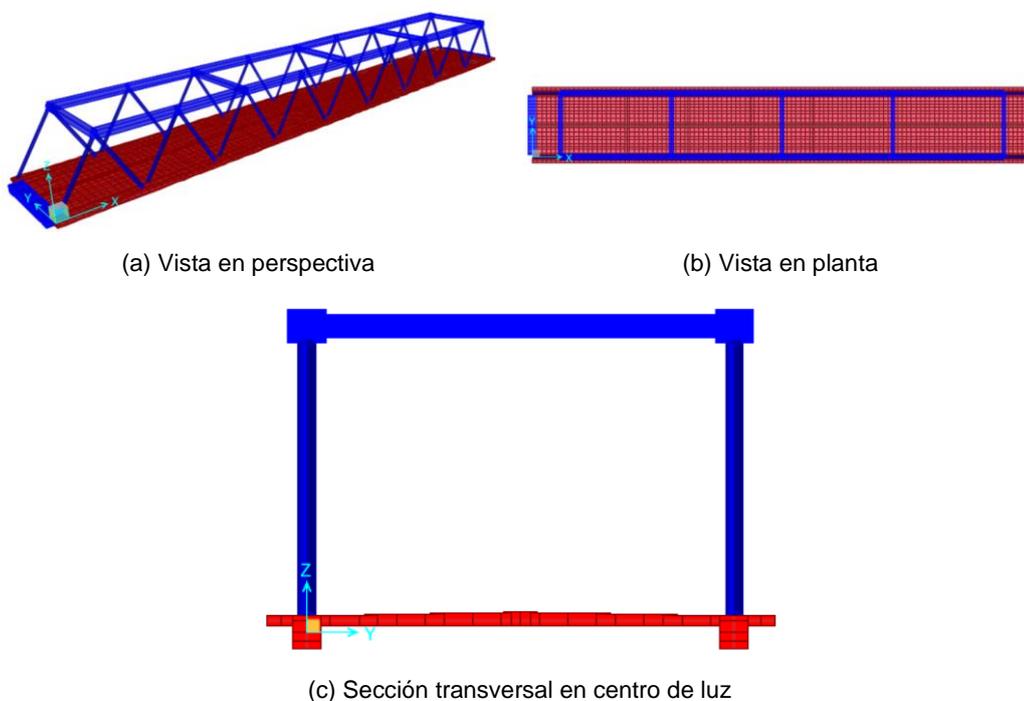


Figura 3.7 Vistas del modelo del puente en estudio

El modelo de análisis utiliza elementos lineales (tipo *frame*) para representar la brida superior, diagonales y arriostres. La brida inferior se representa mediante elementos de área (tipo *shell*) en un plano vertical. La losa de tablero interna y externa al reticulado se modela con elementos de área, respetando su espesor variable y la posición del eje neutro con respecto a las bridas inferiores (ver Figura 3.7c).

En la unión de las bridas inferiores y el tablero se ha tenido el cuidado de no superponer elementos para evitar duplicar la rigidez de la brida. En ese sentido, la losa y la brida inferior no comparten los mismos nudos, sino que son vinculados uno a uno por medio de vínculos rígidos (tipo *link*) en toda la longitud del puente, representando así la condición monolítica entre el tablero y la brida inferior.

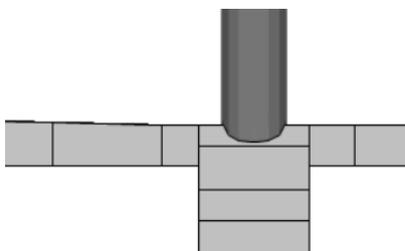


Figura 3.8 Conexión entre brida y tablero inferior

El puente se encuentra apoyado sobre 4 apoyos elastoméricos en los extremos, y para reflejar su influencia en el análisis, se utilizan 4 apoyos tipo resorte (*link*) en el modelo, con las rigideces correspondientes a la geometría y material definidos. Las rigideces equivalentes son calculadas con las expresiones recogidas en Melchor (2016).

3.2.2. Propiedades de los materiales

Las principales características de los materiales se resumen en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1 Propiedades de los materiales

Material	Elemento	Tipo
Concreto	Tablero inferior (losa y bridas)	Concreto $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$
	Brida superior y arriostres	Concreto $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$
	Barrera NJ	Concreto $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
Acero Estructural	Diagonales metálicas	A53 GrB $f_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$
	Baranda peatonal	A36 $f_y = 2500 \text{ kgf/cm}^2$
Acero de Presfuerzo	Tablero inferior	ASTM A416 G270 $f_{pu} = 18900 \text{ kgf/cm}^2$
Acero de refuerzo	Acero en concreto armado	ASTM A615 Gr60 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

3.3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El diseño es un proceso iterativo, en el que cada modificación conlleva a revisar los cálculos para los elementos que puedan verse afectados. En los subcapítulos siguientes, se resume los puntos clave del proceso seguido para establecer el Diseño Base.

3.3.1. Estimación de postensado longitudinal

Definida la geometría inicial, se puede estimar las fuerzas axiales en las bridas al establecer una analogía entre el reticulado y una viga simplemente apoyada.

El proceso inicia por cuantificar el efecto de las cargas gravitatorias (peso propio, peso de asfalto y sobrecarga vehicular) sobre la estructura. Estableciendo una analogía del puente con una viga simplemente apoyada, estas cargas generan momentos flectores, los cuales son tomados por las fuerzas axiales desarrolladas en las bridas de compresión y tracción. En particular, el momento flector en el centro de luz está relacionado con la máxima fuerza axial en el tablero inferior, el cual sirve de referencia para la fuerza de postensado mínimo necesario.

En general, el momento flector M generado por una carga lineal w distribuida uniformemente en toda la longitud L_e entre ejes del puente se calcula mediante:

$$M = \frac{wL_e^2}{8} \quad (3.1)$$

Luego, la fuerza axial en las bridas de compresión y tracción vienen dadas por:

$$P = \frac{M}{H_e} \quad (3.2)$$

donde:

H_e = Altura entre centro de gravedad de brida superior y tablero inferior

Las cargas lineales y fuerzas por tipo de carga se resumen en la Tabla 3-2, mientras que las fuerzas estimadas en las bridas en cada estado límite se señalan en la Tabla 3-3.

Tabla 3-2 Cargas y estimación de fuerza en bridas

Elemento	Tipo	w (tonf/m)	M (tonf-m)	P (tonf)
Tablero inferior	DC	7.84	4802.0	761.0
Bridas superiores	DC	2.39	1463.9	232.0
Diagonales	DC	0.57	349.1	55.3
Barreras y barandas	DC	0.66	404.3	64.1
Asfalto	DW	0.90	551.3	87.4
Carga móvil (incl. Impacto)	LL+IM	-	2593.3	411.0

Tabla 3-3 Fuerza axial en bridas por estado límite

Estado Límite	Combinación	P (tonf)
Servicio I	DC+DW+LL+IM	1610.7
Servicio III	DC+DW+0.80(LL+IM)	1528.5
Resistencia I	1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)	2240.8

Con la fuerza en Resistencia I y la expresión (2.31), se establece un mínimo para la fuerza de postensado efectivo total en el tablero, P_{et} , la cual resulta:

$$P_{et} = A_{ps}f_{pe} \geq 1635 \text{ tonf} \quad (3.3)$$

Sin embargo, se verá en la sección 3.3.3 que la fuerza de postensado necesario es mayor debido a los efectos de la flexión local.

3.3.2. Diseño transversal de losa

La losa tiene un comportamiento bidireccional debido a los esfuerzos longitudinales inducidos por el comportamiento global del sistema, y a los esfuerzos transversales inducidos por el comportamiento local. Sin embargo, se espera que el comportamiento transversal sea el que gobierne el diseño debido a la separación entre ejes de los reticulados.

El análisis transversal de la losa se realiza con los métodos aproximados del AASHTO (2014). Conforme a ello, se calculan las cargas y fuerzas actuantes por ancho unitario de losa. El cálculo del efecto por cargas de peso propio y cargas de asfalto es directo, mientras que la estimación del efecto por sobrecarga vehicular requiere la aplicación de un ancho de franja equivalente; además, conforme a la normativa utilizada, se utiliza solo las cargas de eje del camión de diseño para el cálculo de efectos en losas apoyadas en la dirección transversal al sentido del tráfico (AASHTO, 2014).

El diseño transversal de la losa inicia con el cálculo de esfuerzos en la fibra inferior en el centro del tablero en Servicio III. Con ello, se calcula la fuerza de postensado transversal necesario para el control de esfuerzos en tracción del concreto.

Finalmente, definida la fuerza efectiva de postensado, se realiza la verificación de resistencia, en la cual se puede añadir acero de refuerzo pasivo de ser necesario.

La Figura 3.9 esquematiza las cargas actuantes consideradas para el análisis de la losa transversal. De manera conservadora, se considera al tablero como simplemente apoyado en las caras internas de las bridas inferiores. Esta suposición es válida debido a que se busca calcular el máximo momento positivo al centro del tablero. Las cargas de eje del camión de diseño se muestran en la posición más desfavorable para producir el máximo momento en el centro del tablero.

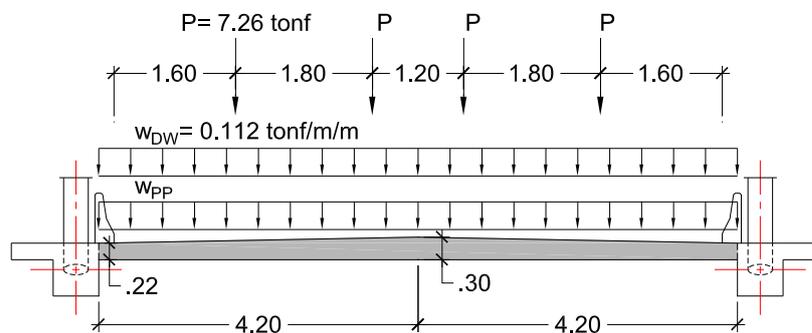


Figura 3.9 Análisis transversal de losa

El momento generado por las cargas de eje del camión de diseño se debe dividir entre el ancho de franja equivalente. Según el acápite 4.6.2.1.3 del AASHTO (2014), el ancho de franja equivalente para momento positivo en tablero perpendicular al tráfico, E_{pos} , es:

$$E_{pos} = \left(26.6 + 6.6 \frac{S}{ft} \right) in \quad (3.4)$$

donde:

S = Espaciamiento entre componentes de soporte

Al reemplazar el espaciamiento considerado $S = 8.4 m$ en la expresión (3.4), se obtiene el ancho de franja equivalente $E_{pos} = 5.28 m$.

El esfuerzo en una fibra de la sección transversal está relacionado con las fuerzas de sección mediante:

$$f(y) = \frac{P}{A} - \frac{My}{I} \quad (3.5)$$

donde:

- P = Fuerza axial en la sección
 M = Momento flector en la sección
 y = Distancia a la fibra en consideración desde el c.g. de la sección
 A = Área de la sección
 I = Inercia de la sección

Considerando que las cargas gravitatorias no generan fuerza axial transversal, que el espesor del tablero al centro de luz es $t_s = 0.30 \text{ m}$, y aplicando la ecuación (3.5) se obtienen los esfuerzos en la fibra inferior reportados en la Tabla 3-4.

Tabla 3-4 Momento por ancho unitario y esfuerzo transversal en fibra inferior en centro de luz

Caso	Tipo	w (tonf/m/m)	M (tonf-m/m)	f (kgf/cm ²)
Peso propio	DC	0.528 - 0.720	5.60	37.30
Asfalto	DW	0.112	0.99	6.59
Vehicular (incl. Impacto)	LL+IM	-	9.87	65.83

De la tabla anterior, se calcula el esfuerzo en tracción en Servicio III.

$$f_{s3,t} = f_{DC} + f_{DW} + 0.8 \times f_{LL+IM}$$

$$f_{s3,t} = 96.55 \text{ kgf/cm}^2 \quad (3.6)$$

La contribución del postensado transversal depende de la separación entre tendones que se establezca, la fuerza de postensado y la ubicación del tendón con respecto al centro de gravedad de la sección (ver Figura 3.10).

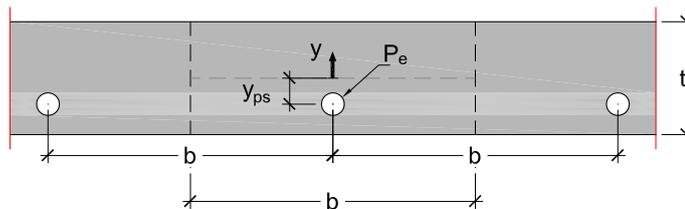


Figura 3.10 Esquema de tendones de postensado transversal

Según los parámetros definidos en la figura anterior, las fuerzas de sección por tendón de postensado resultan:

$$P_{PS} = -P_e$$

$$M_{PS} = -P_e y_{ps} \quad (3.7)$$

donde:

- P_e = Fuerza de postensado efectivo

y_{ps} = Ordenada del tendón de presfuerzo (negativo si por debajo del eje neutro)

Luego, combinando las expresiones (3.7) y (3.5), y estableciendo una separación entre tendones transversales $b = 0.75 \text{ m}$ y una ordenada $y_{ps} = -5.63 \text{ cm}$, se obtiene el esfuerzo en la fibra inferior en función de la fuerza de postensado efectivo, P_e . Para calcular la fuerza de postensado necesaria se utiliza la ecuación (2.3), la cual se repite a continuación:

$$f_{s3,t} + f_{pe} \leq f_{c,t} \quad (3.8)$$

El esfuerzo admisible a tracción del concreto está en función de su resistencia característica a compresión mediante (AASHTO, 2014):

$$f_{c,t} = 0.19 \sqrt{f'_c \times (1 \text{ ksi})} \quad (3.9)$$

Para el concreto considerado para el tablero $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$, se obtiene un esfuerzo admisible a tracción igual a $f_{c,t} = 29.80 \text{ kgf/cm}^2$.

Aunque la expresión (3.8) permita esfuerzos a tracción en la fibra inferior del concreto, es práctica común de los diseñadores mantenerla en compresión o a tracción nula, es decir, utilizar $f_{c,t} = 0$.

Es así que, al utilizar ambos valores extremos de $f_{c,t}$ en la expresión (3.8), podemos obtener un rango para la fuerza de postensado efectivo, siendo $P_{e_{min}} = 70.64 \text{ tonf}$ y $P_{e_{max}} = 102.18 \text{ tonf}$.

Finalmente, debido a consideraciones geométricas del tamaño de los ductos y la cantidad de torones a utilizar, se escoge un valor intermedio $P_e = 95 \text{ tonf}$. Además, considerando un esfuerzo de trabajo efectivo del $0.6f_{pu}$ en los torones de presfuerzo, se requieren 6 torones de $\varnothing 0.6''$ por cada tendón transversal, lo que corresponde a un área de acero de presfuerzo $A_{ps} = 8.4 \text{ cm}^2$.

Establecida la cantidad de acero de presfuerzo y la fuerza efectiva de postensado, se realiza la verificación de resistencia.

De la Tabla 3-4, el momento en Resistencia I para un ancho $b = 0.75 \text{ m}$ es:

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+IM} \quad (3.10)$$

$$M_u = 19.32 \text{ tonf} - m$$

Luego, el momento resistente de la sección al centro del tablero se calcula mediante el procedimiento descrito en la sección 2.3.2. Si consideramos solo la resistencia provista por el acero de presfuerzo obtenemos $M_r = 24.81 \text{ tonf} - m$.

Por lo tanto, se cumple:

$$M_r \geq M_u \quad (3.11)$$

Se agrega acero pasivo a la sección para el control de agrietamiento y por consideraciones de contracción y temperatura.

3.3.3. Postensado longitudinal y verificación de esfuerzos

En el caso de puentes de vigas de concreto postensado, el procedimiento de diseño consiste en calcular la fuerza de postensado efectivo necesario en el centro de luz para limitar el máximo esfuerzo de tracción. Establecida la fuerza, se procede con la verificación de los esfuerzos de compresión en las etapas inicial (transferencia del postensado) y final (puente en servicio).

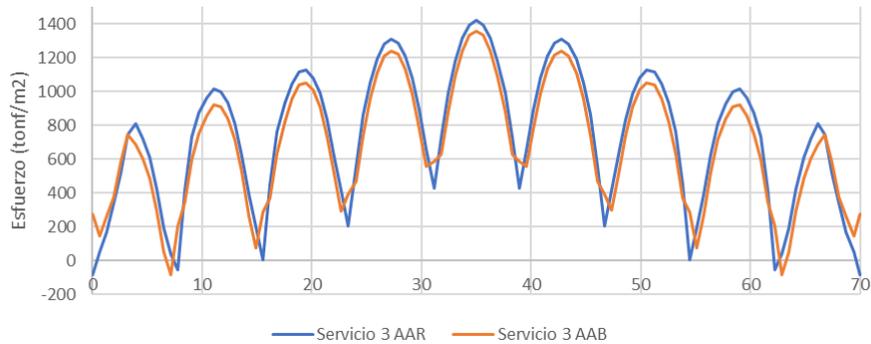
Para el puente reticulado híbrido en estudio, el procedimiento seguido para establecer la fuerza de postensado efectivo es análogo. Se estudian los esfuerzos máximos a tracción en Servicio III en las fibras extremas de la brida inferior. Luego, se establece la fuerza de postensado longitudinal efectiva necesaria para conseguir que el máximo esfuerzo a tracción sea menor al esfuerzo admisible. Con la fuerza de postensado establecida, se verifican los esfuerzos a compresión en las etapas inicial y final.

Los esfuerzos en las fibras extremas de la brida inferior y el tablero se obtienen a partir del modelo tridimensional desarrollado, el cual considera la ubicación de los tendones de postensado longitudinal y transversal según los planos del Anexo 2. Cabe resaltar que en el modelamiento se ha considerado a la fuerza efectiva en el tendón como constante a todo lo largo, es decir, se ignoran las pérdidas por fricción de presfuerzo. A su vez, se utiliza un factor de amplificación $R = 1.23$ sobre la fuerza efectiva final para simular las fuerzas en el tendón previo a las pérdidas diferidas.

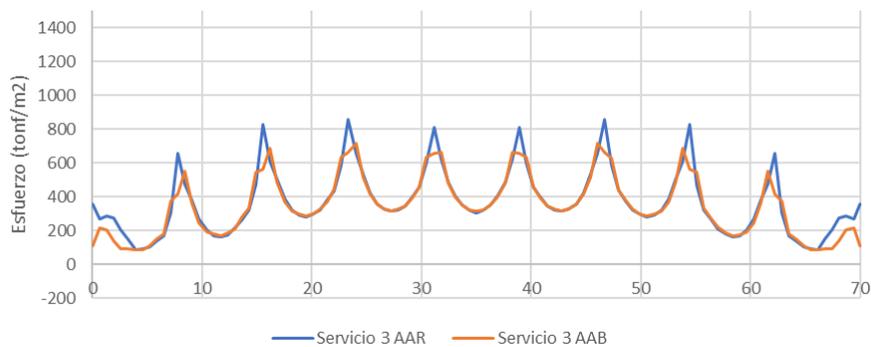
Los límites de esfuerzos en las fibras extremas se resumen en la Tabla 3-5. Se considera que la transferencia de postensado se realiza cuando el concreto alcanza su resistencia final, es decir $f'_{ci} = f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 3-5 Esfuerzos límites en elementos presforzados según AASHTO (2014)

Estado	Compresión		Tracción	
Antes de las pérdidas	$0.6f'_{ci}$	210 kg/cm ²	$0.0948\sqrt{f'_{ci} \times ksi}$	14.9 kg/cm ²
Después de las pérdidas				
Cargas permanentes	$0.45f'_c$	157.5 kg/cm ²	-	-
Servicio I	$0.6f'_c$	210 kg/cm ²	-	-
Servicio III	-	-	$0.19\sqrt{f'_c \times ksi}$	29.8 kg/cm ²



(a) Fibra inferior



(b) Fibra superior

Figura 3.11 Esfuerzos en brida inferior en Servicio III

La Figura 3.11 presenta los esfuerzos máximos a tracción en las fibras extremas de la brida inferior en el estado límite de Servicio III. Se observa que el máximo esfuerzo a tracción está en el orden de 1420 tonf/m² y se encuentra en la fibra inferior, y entre los nudos al centro de luz; mientras que, en la fibra superior, el

máximo esfuerzo a tracción está en el orden de 860 tonf/m^2 y se encuentra sobre los nudos del reticulado del 0.25L al 0.75L, aproximadamente.

La fuerza de postensado efectiva debe introducir esfuerzos de compresión capaces de disminuir el máximo esfuerzo a tracción hasta el esfuerzo admisible. Para su cálculo, se escoge una distribución de tendones tentativa y se aplica una fuerza de postensado inicial (teniendo como referencia el mínimo estimado en la sección 3.3.1). Se verifican los esfuerzos generados por la fuerza escogida y luego ambos se escalan linealmente de tal manera que se cumpla la ecuación (2.3).

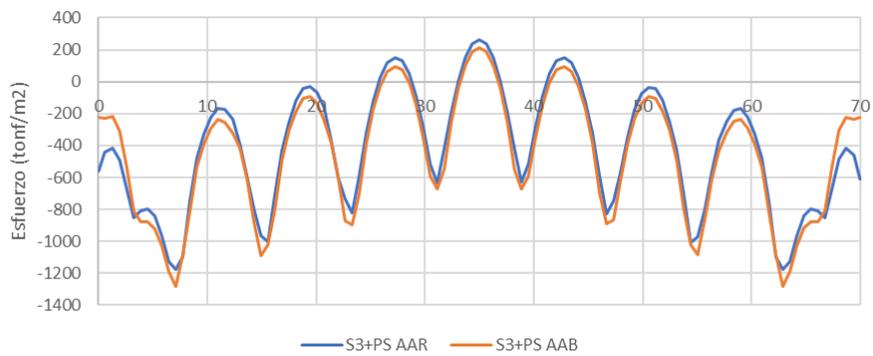
Tras este procedimiento, se ha obtenido para el caso en estudio la fuerza total de postensado efectivo longitudinal en el tablero $P_e = 3646.2 \text{ tonf}$. Dicha fuerza se encuentra distribuida en las bridas inferiores (1780 tonf) y la losa (1866.2 tonf).

Los esfuerzos en la brida inferior producidos solo por el postensado efectivo se muestran en la Figura 3.12, mientras que los esfuerzos en la brida inferior en Servicio III más postensado se muestran en la Figura 3.13.

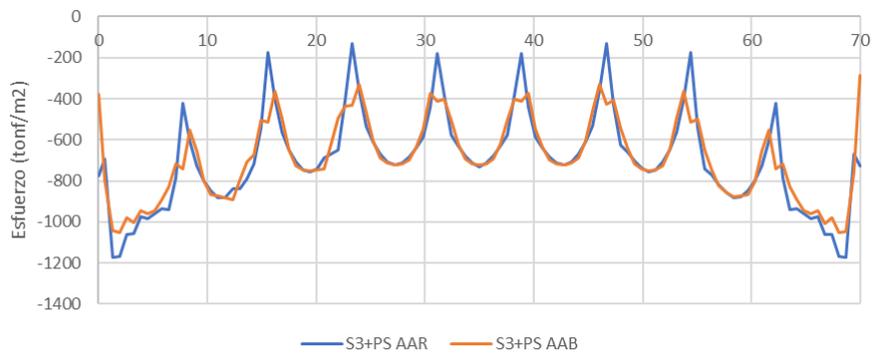


Figura 3.12 Esfuerzos en brida inferior por postensado efectivo

Como se observa en la Figura 3.13, el máximo esfuerzo a tracción está en el orden de 265 tonf/m^2 y se encuentra en la fibra inferior, entre los nudos al centro de luz. Este esfuerzo máximo es menor al admisible 298 tonf/m^2 . Además, se observa que solo se presenta esfuerzos de tracción en la zona de los tres tramos centrales. Por otro lado, la fibra superior se mantiene en compresión en toda la longitud del puente.



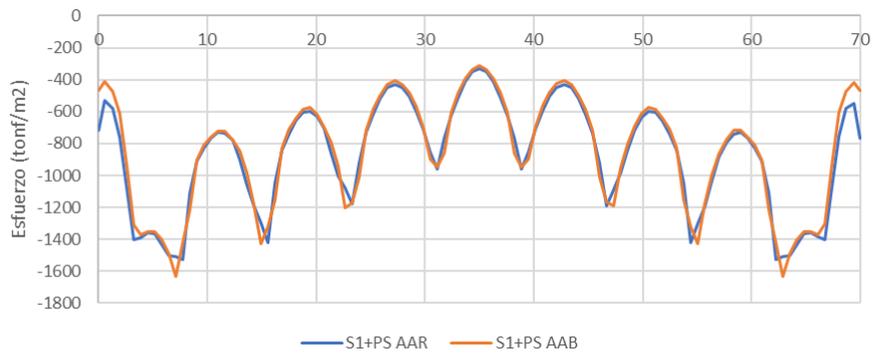
(a) Fibra inferior



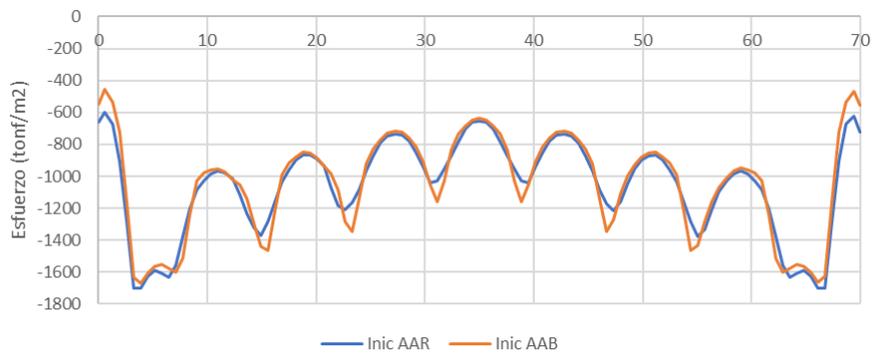
(b) Fibra superior

Figura 3.13 Esfuerzos en brida inferior en Servicio III + PS

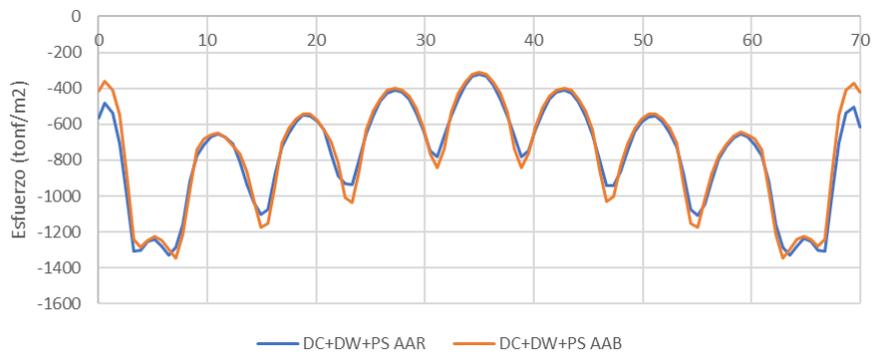
Luego de calcular la fuerza de postensado necesaria, se realiza la verificación de que esta no sea excesiva y cause esfuerzos de compresión considerables en la estructura. Para ello, se verifican los esfuerzos en el estado límite de Servicio I para la etapa final, así como los esfuerzos en la etapa inicial y para las cargas permanentes.



(a) Esfuerzos en Servicio I + PS



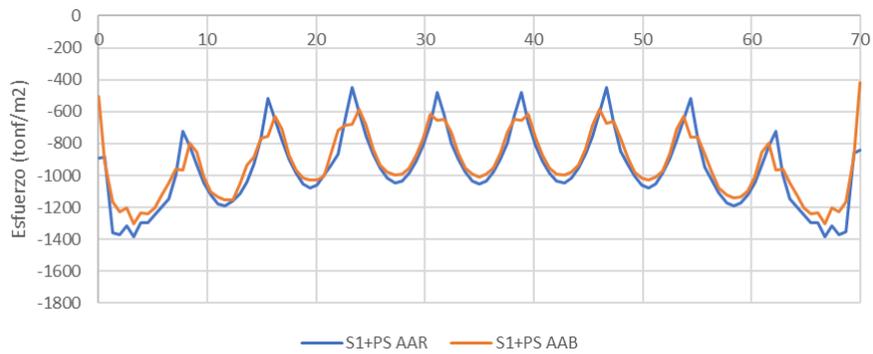
(b) Esfuerzos en etapa inicial



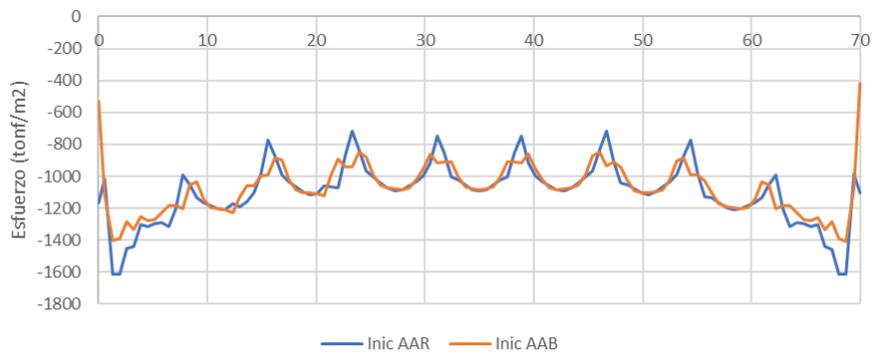
(c) Esfuerzos por cargas permanentes

Figura 3.14 Verificación de compresión en fibra inferior

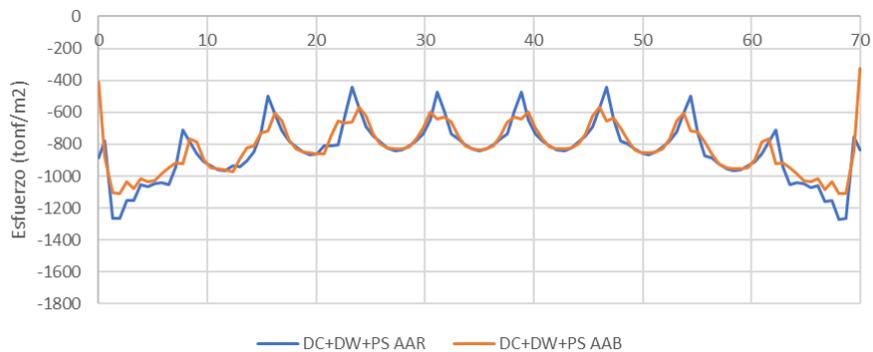
De la figura anterior se observa que, para la etapa de servicio, el máximo esfuerzo de compresión en la fibra inferior está en el orden de 1600 tonf/m², y es menor que el admisible 2100 tonf/m². Además, durante la transferencia (etapa inicial) el máximo esfuerzo de compresión está en el orden de 1700 tonf/m², menor al admisible 2100 tonf/m². Similarmente, el esfuerzo producido por las cargas permanentes está en el orden de 1400 tonf/m², y es menor al admisible 1575 tonf/m².



(a) Esfuerzos en Servicio I + PS



(b) Esfuerzos en etapa inicial



(c) Esfuerzos por cargas permanentes

Figura 3.15 Verificación de compresión en fibra superior

De la figura anterior se observa que, para la etapa de servicio, el máximo esfuerzo de compresión en la fibra superior está en el orden de 1400 tonf/m^2 , y es menor que el admisible 2100 tonf/m^2 . Además, durante la transferencia (etapa inicial) el máximo esfuerzo de compresión está en el orden de 1600 tonf/m^2 , menor al admisible 2100 tonf/m^2 . Similarmente, el esfuerzo producido por las cargas permanentes está en el orden de 1300 tonf/m^2 , y es menor al admisible 1575 tonf/m^2 .

3.3.4. Diseño de brida superior

La brida superior tiene un comportamiento similar a una columna, con flexión actuante alrededor de ambos ejes. Su diseño comprende dos pasos principales: (1) análisis de estabilidad por pandeo, y (2) diseño por resistencia a flexocompresión.

El análisis de pandeo global es necesario para verificar que la cantidad y distribución de arriostres superiores sean suficientes para que la brida desarrolle su capacidad a compresión. Una vez asegurada la estabilidad de la estructura, se procede al diseño del acero de refuerzo necesario para la combinación de flexión y carga axial a la que está solicitada.

Para el análisis de pandeo se estudian dos posiciones fijas del camión de diseño: a cuarto de luz y al centro de luz. En ambos casos, la sobrecarga de carril se posiciona sobre la longitud total del puente.

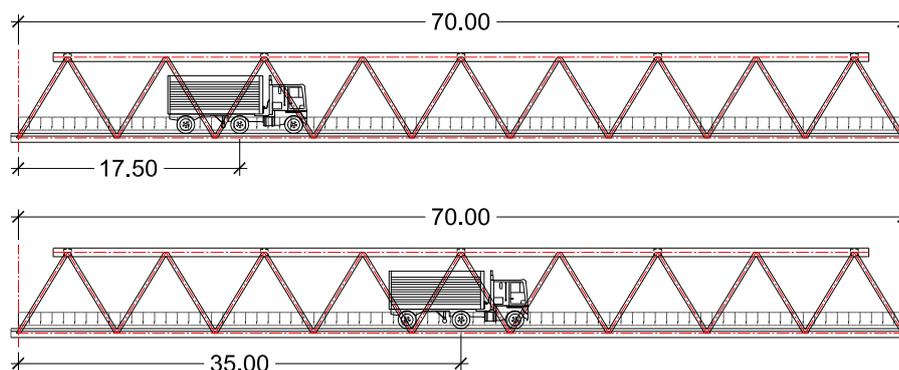


Figura 3.16 Posiciones de carga vehicular para análisis de pandeo

De acuerdo a ello, se obtienen los factores de pandeo señalados en la Tabla 3-6, que corresponden a los modos de pandeo de la Figura 3.17. Se observa que, en Servicio, el factor de pandeo mínimo es 3.36; mientras que, en Resistencia, el factor de pandeo mínimo es 3.20. Además, el caso más desfavorable es cuando la sobrecarga se ubica al centro de luz para ambos estados límites.

Tabla 3-6 Factores de pandeo de brida superior

Combinación	Camión de diseño	Factor de Pandeo	Condición
Servicio I + PS	L/2	3.36	Ok
	L/4	3.37	Ok
Resistencia I + PS	L/2	3.20	Ok
	L/4	3.22	Ok

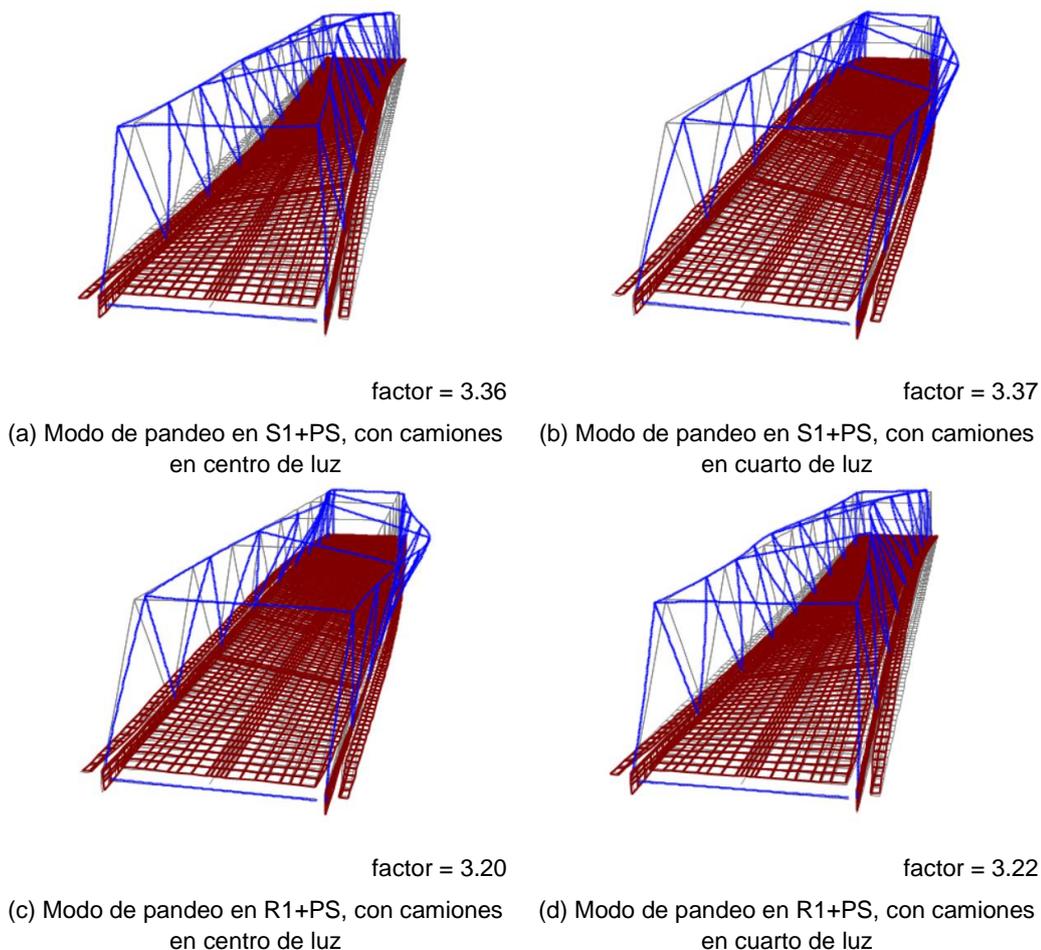
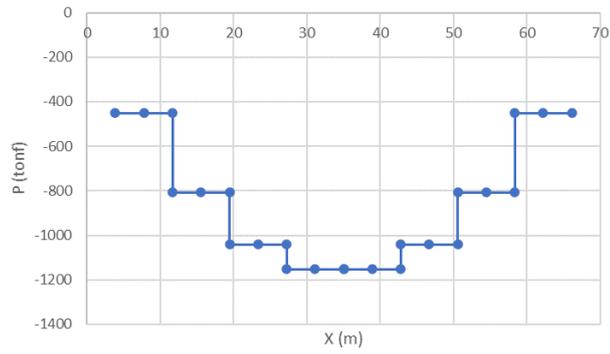


Figura 3.17 Modos de pandeo brida superior

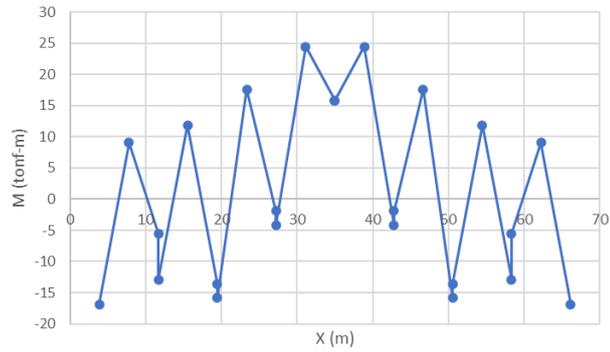
En el presente trabajo, se considera que los efectos de segundo orden son poco significativos y no se considerarán en el diseño (se incluye una estimación de la incidencia de estos efectos en el Anexo 5).

Luego de que la estabilidad de la estructura ha sido verificada, se diseña el refuerzo necesario en la brida para soportar el nivel de fuerzas actuantes según el análisis estructural. El diseño se realiza en el estado límite de Resistencia I + PS, para el cual se presentan las fuerzas internas de la Figura 3.18.

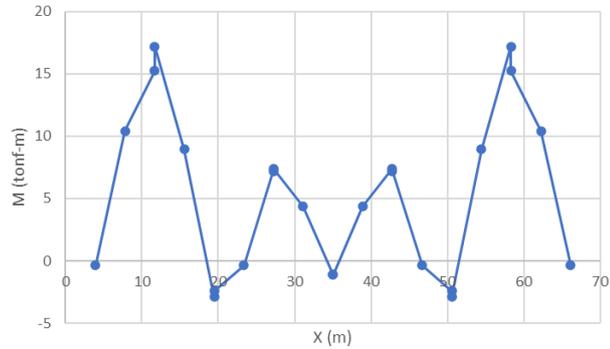
Se observa en el diagrama de fuerzas axiales que la brida superior está sujeta a compresión en toda la longitud del puente, con valores que van desde 450 tonf en los extremos a 1150 tonf en el centro. Además, se observa que existen momentos flectores alrededor de ambos ejes de la brida superior, con valores máximos de 10 a 25 tonf-m.



(a) Diagrama de fuerzas axiales



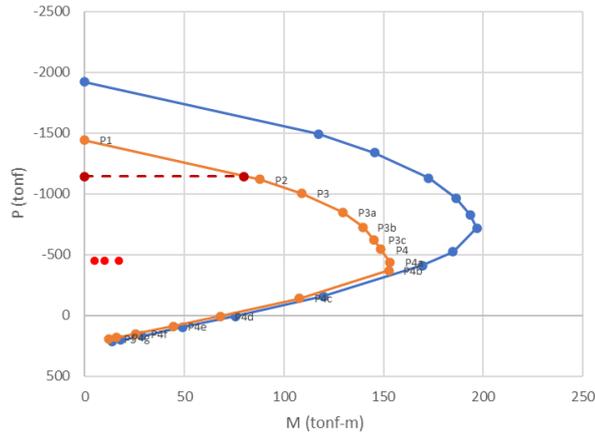
(b) Diagrama de momentos flectores M_3



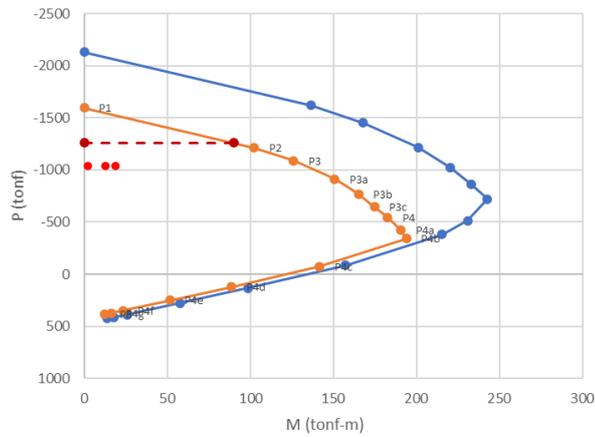
(c) Diagrama de momentos flectores M_2

Figura 3.18 Fuerzas internas en brida superior en Resistencia I + PS

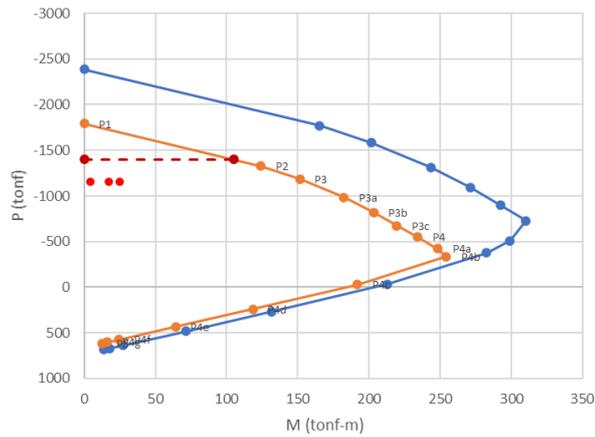
El diagrama de interacción es calculado conforme al procedimiento señalado en el acápite 2.3.2 y se muestra en la Figura 3.19. En la elaboración de estos diagramas, se ha considerado el acero dispuesto según la Figura 3.20. Además, se han considerado las máximas fuerzas axiales y los máximos momentos flectores actuantes, a pesar de que no son necesariamente concurrentes.



(a) Brida superior sección 1



(b) Brida superior sección 2



(c) Brida superior sección 3

Figura 3.19 Diagrama de interacción en brida superior

De los diagramas de interacción se observa que el diseño de la brida está controlado por la compresión axial, y que los momentos flectores son relativamente bajos; sin embargo, deben considerarse en conjunto.

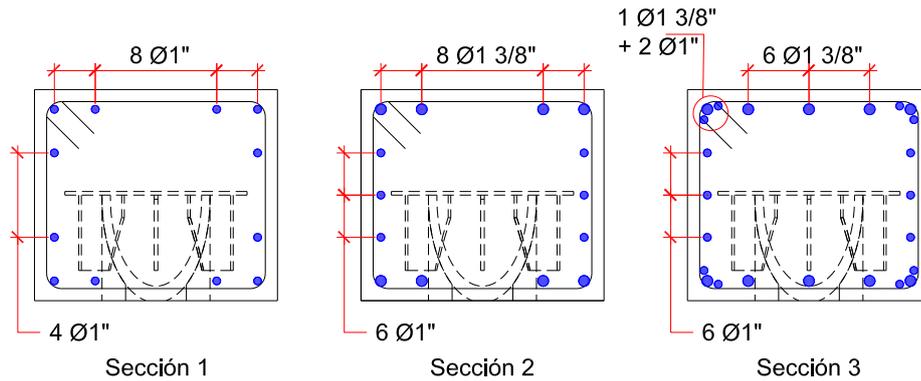


Figura 3.20 Distribución de acero en brida superior

3.3.5. Diseño de diagonales

El diseño de las diagonales se realiza analizando la interacción entre las fuerzas axiales y momentos flectores en el estado límite de Resistencia I. En este estudio se analizan las secciones extremas (cara de bridas) y central de cada diagonal.

Las fuerzas actuantes en las secciones de interés se obtienen directamente del modelo desarrollado. La sobrecarga vehicular ha sido ubicada en diferentes posiciones transversalmente y longitudinalmente con ayuda del módulo de cargas vehiculares del propio software. Además, para cada sección de interés se reportan las fuerzas concurrentes a cada fuerza máxima o mínima; es decir, se reporta por sección un total de 12 casos de 6 fuerzas concurrentes cada uno.

La Figura 3.21 muestra las fuerzas axiales máximas y mínimas por diagonal. Se observa que la máxima fuerza axial se encuentra en las dos primeras diagonales, y está en el orden de 450 tonf. Por otro lado, se observa también que puede existir inversión de la fuerza axial solo en las diagonales contiguas al centro de luz.

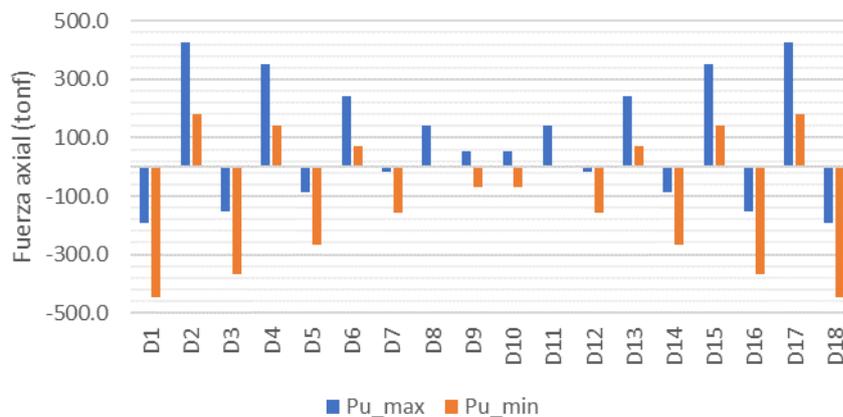


Figura 3.21 Fuerzas axiales en diagonales en Resistencia I + PS

La Figura 3.22 muestra los máximos momentos flectores en el plano y fuera del mismo para cada diagonal. Se observa que los momentos fuera del plano son significativos y generalmente mayores en módulo que los correspondientes momentos en el plano.

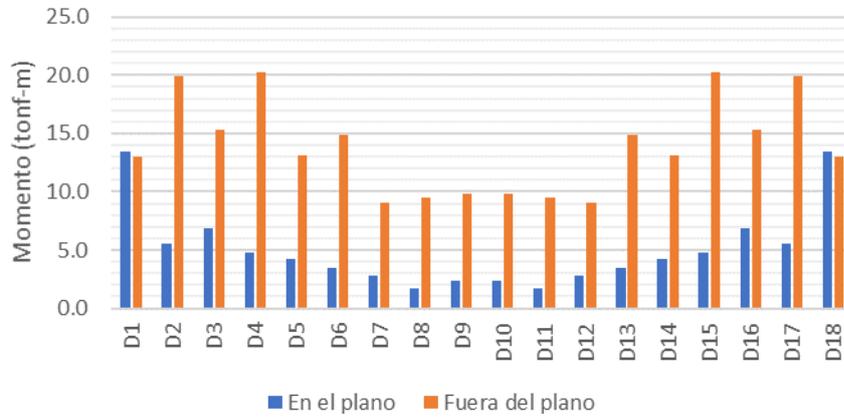


Figura 3.22 Momentos flectores en diagonales en Resistencia I + PS

Aunque en las figuras anteriores se presentan las máximas fuerzas axiales y momentos flectores, estas no son necesariamente concurrentes. El máximo ratio de interacción de cada diagonal, calculado según 2.3 y utilizando fuerzas concurrentes, se muestra en la Figura 3.23. Con fines de comparación, se incluye también la relación entre la máxima fuerza axial actuante y la fuerza axial resistente (P_u/P_r). Se hace notorio la contribución de los momentos flectores a la utilización del elemento.

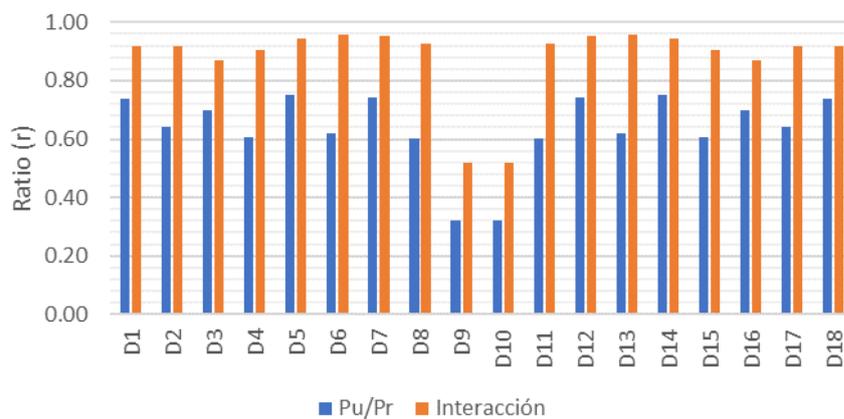


Figura 3.23 Máximos ratios de interacción por diagonal

3.3.6. Diseño de brida inferior

El diseño en resistencia de la brida inferior se realiza por flexotracción. En el cálculo de la resistencia se considera la contribución del ala (cuando esta se encuentra en compresión), así como la del acero activo y pasivo dentro del ancho siendo considerado.

El cálculo de la resistencia se realiza en base a un análisis de compatibilidad de deformaciones en la sección transversal, tal y como se describe en 2.3.2.

En Aalami (2014) se menciona que el acero de refuerzo necesario para una sección tipo "T" no es sensible al ancho del ala seleccionado para el diseño, siempre que las fuerzas de diseño provengan de un análisis refinado y correspondan al ancho de ala considerado.

Para el caso de la brida inferior se realiza la verificación del acero teniendo en cuenta tres anchos de ala diferentes, como se muestra a continuación.

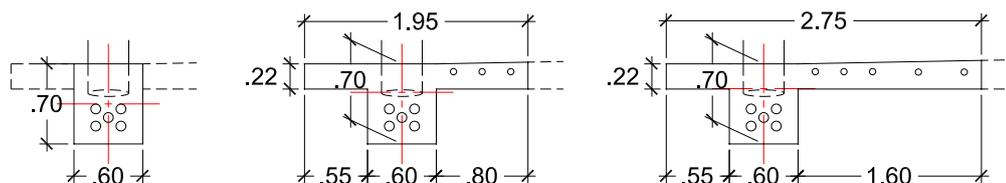
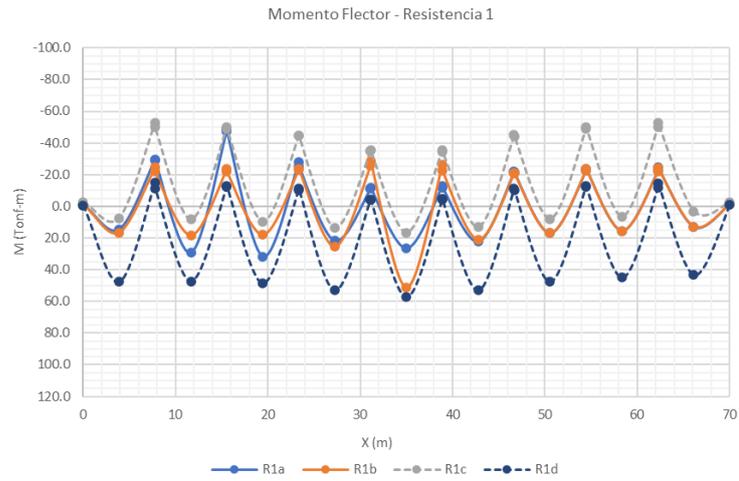


Figura 3.24 Secciones para la verificación de resistencia de la brida inferior

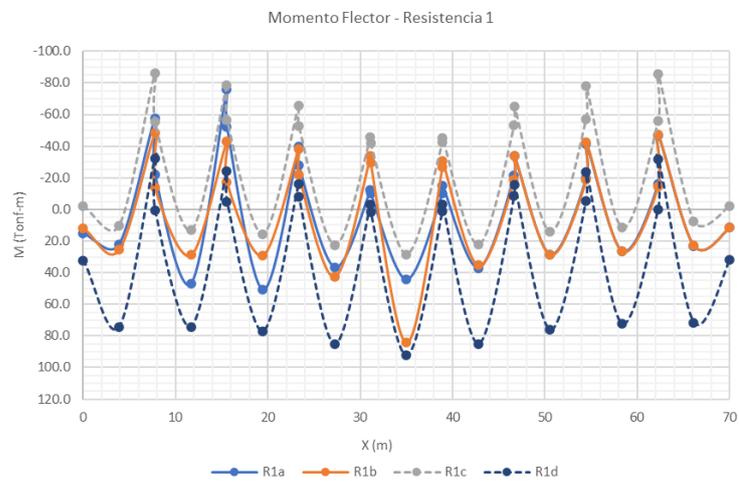
La sección 1 considera solo el alma de la brida inferior. Esta sección es incluida solo como referencia, puesto que cualquier línea de falla transversal siempre incluirá una porción del tablero. Las secciones 2 y 3 consideran diferentes anchos de ala, y el acero pasivo y activo contenidos en ellos.

A continuación, se presentan las fuerzas integradas para cada sección transversal descrita. En los gráficos, se presentan las envolventes calculadas con el módulo de carga vehicular del programa, junto con los casos estáticos obtenidos al posicionar el camión de diseño en las ubicaciones $L/2$ y $L/4$, con fines de comparación.

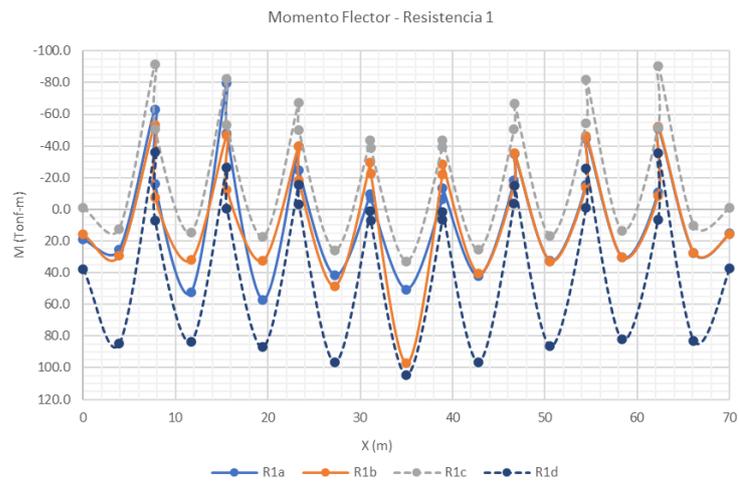
Se observa de los diagramas que el máximo momento positivo está en el orden de 60, 95 y 105 tonf-m para las secciones 1, 2 y 3, respectivamente; mientras que el máximo momento negativo está en el orden de 55, 85 y 90 tonf-m. Con respecto a las máximas fuerzas axiales, se encuentran en el orden de 480, 640 y 760 tonf para las secciones 1, 2 y 3, respectivamente.



(a) Sección de brida inferior 1



(b) Sección de brida inferior 2



(c) Sección de brida inferior 3

Figura 3.25 Diagrama de momentos flectores en secciones de brida inferior

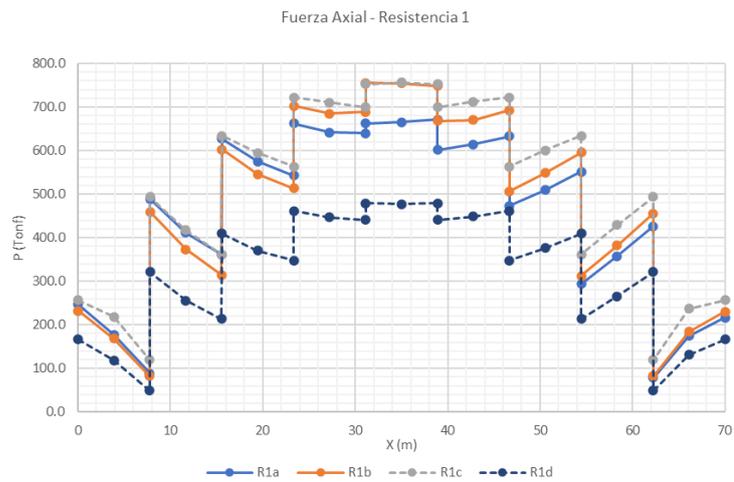
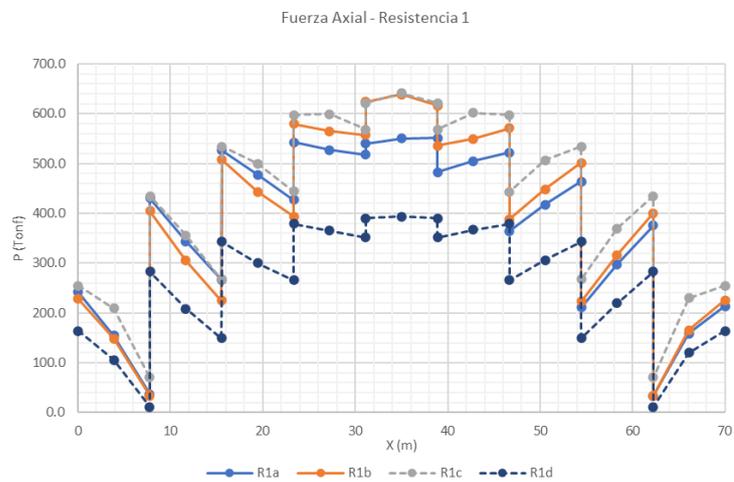
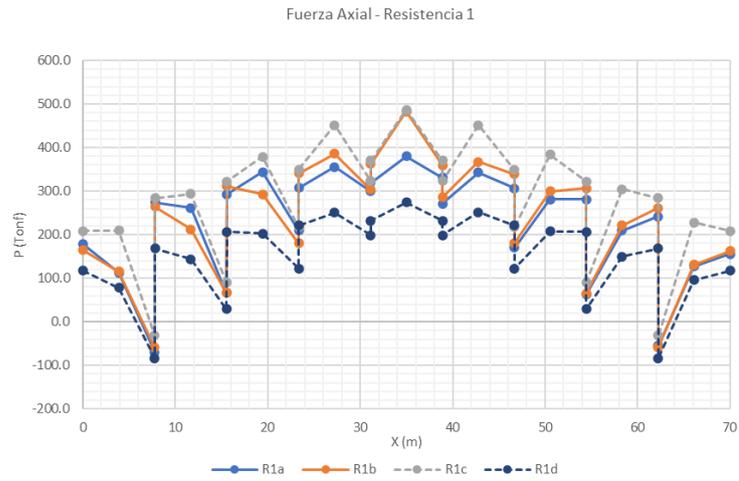
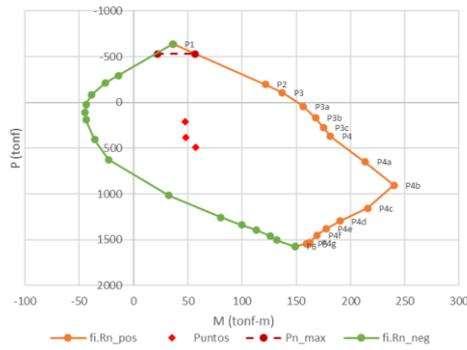
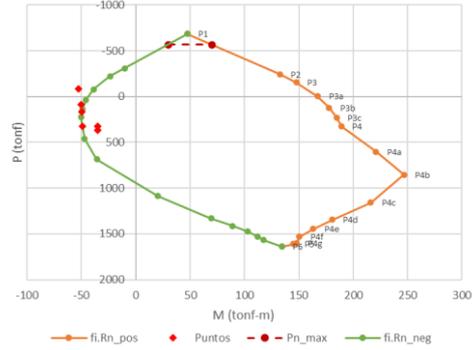


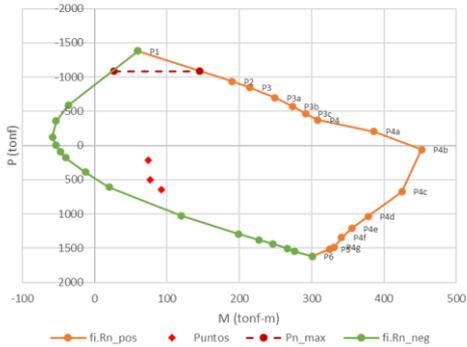
Figura 3.26 Diagrama de fuerzas axiales en secciones de brida inferior



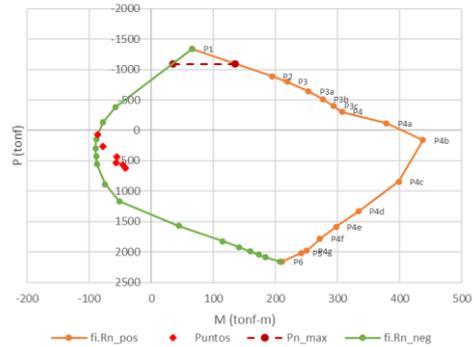
(a) Sección 1 – Momento positivo



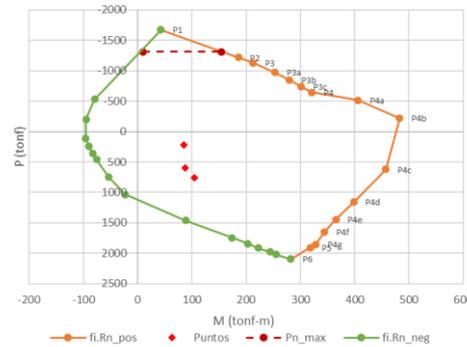
(b) Sección 1 – Momento negativo



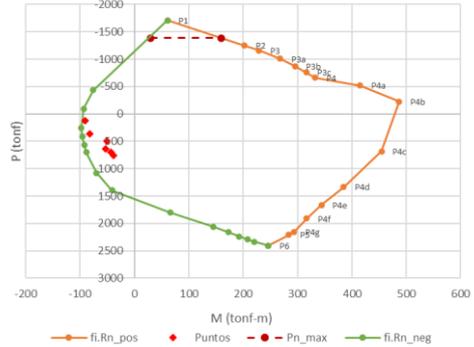
(c) Sección 2 – Momento positivo



(d) Sección 2 – Momento negativo



(e) Sección 3 – Momento positivo



(f) Sección 3 – Momento negativo

Figura 3.27 Diagramas de interacción brida inferior

De la figura anterior se observa que, para los distintos anchos de ala considerado, la capacidad a tracción y momento positivo combinados es mucho mayor a las fuerzas actuantes. Contrariamente, la capacidad a momento negativo y fuerza axial es apenas suficiente para el nivel de solicitaciones en la brida. Incluso se observa que para el caso de la sección 1 analizada (ver Figura 3.27b) hay combinaciones que caen fuera del diagrama. Sin embargo, como se explicó anteriormente, la sección 1 se ha incluido solo con motivos de comparación, ya que esta sección no considera ningún ancho de ala contribuyente.

Además, se realiza la verificación por corte de la brida inferior. Para ello, se asume que el cortante resistente viene dado por la porción del alma de la brida inferior. El cortante actuante se toma como el correspondiente a la sección 3 de la brida investigada. El diagrama de fuerzas cortantes se muestra en la siguiente figura.

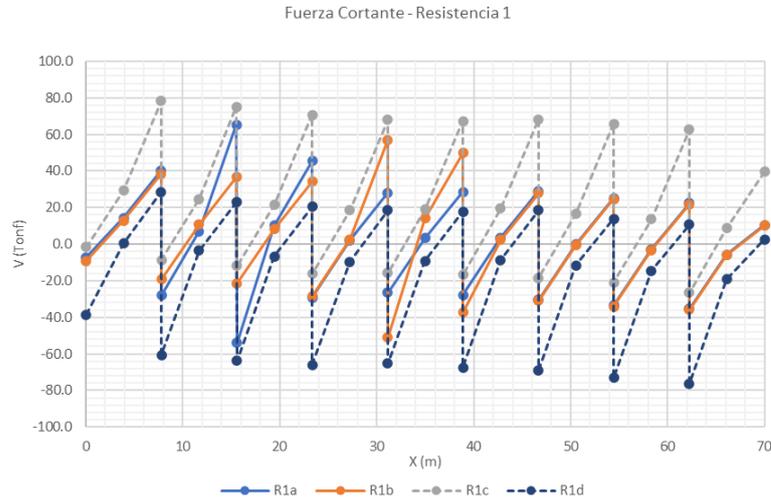


Figura 3.28 Diagrama de fuerzas cortantes en brida inferior en Resistencia I

La resistencia al corte se realiza según los procedimientos expuestos en la sección 2.3.3. Considerando las fuerzas últimas más desfavorables, esto es $V_u = 80 \text{ tonf}$, $N_u = 760 \text{ tonf}$ y $M_u = -90 \text{ tonf}$, además de $b_v = 0.6 \text{ m}$, $d_v = 0.72h = 0.5 \text{ m}$ y $V_p = 0$, en la ecuación (2.39) se obtiene $\varepsilon_s = -1.94 \times 10^{-2}$; sin embargo, se limita este valor a $\varepsilon_s = -1.0 \times 10^{-4}$. De este modo, al utilizar las ecuaciones (2.37) y (2.38) se obtienen los valores $\beta = 5.19$ y $\theta = 28.7^\circ$. Aunque se comprueba que la presencia del postensado incrementa notablemente la capacidad a corte de la sección, se utiliza conservadoramente $\beta = 2.0$ y $\theta = 45^\circ$, valores usuales para elementos de concreto armado. Luego, la resistencia aportada por el concreto al corte según la ecuación (2.35) es $V_c = 29.75 \text{ tonf}$.

Como se verá en la sección 3.3.7, en la zona aledaña al nudo se dispone $3\text{Ø}5/8'' @.05\text{m}$ mientras que en la zona entre nudos se dispone $\text{Ø}1/2'' @.30\text{m}$. Con ello, y la ecuación (2.36) se obtiene $V_s = 166.32 \text{ tonf}$ y $V_s = 17.78 \text{ tonf}$, respectivamente. Luego, de la ecuación (2.33) se obtiene $V_n = 196.07 \text{ tonf}$ y $V_n = 47.53 \text{ tonf}$ para las secciones aledañas al nudo y entre nudos, respectivamente.

Finalmente, considerando también el límite de la ecuación (2.34) $V_{n_max} = 262.5 \text{ tonf}$ y el factor de resistencia $\phi = 0.90$, se obtiene $V_r = 176.46 \text{ tonf}$ en las secciones aledañas al nudo y $V_r = 42.77 \text{ tonf}$ entre nudos.

3.3.7. Cálculo de conexiones

Las conexiones del puente reticulado en estudio son del tipo híbridas (embebidas en concreto). Cada unión debe ser capaz de transmitir las resultantes vertical y horizontal generadas por las fuerzas axiales de las diagonales que recibe.

Un estudio completo de la conexión presenta al menos las siguientes fases: (a) identificación de las conexiones que transmiten las mayores fuerzas resultantes a través de líneas de influencia; (b) estudio del comportamiento local de las conexiones más desfavorables a través de modelos locales refinados y (c) evaluación de la resistencia de la conexión. En el presente trabajo, conforme a lo señalado en 1.4, se realiza solo la primera fase descrita y se hace una estimación de la resistencia a través de los criterios de diseño expuestos en la sección 2.3.4.

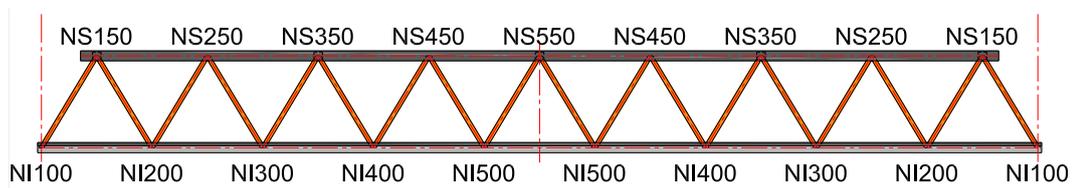


Figura 3.29 Codificación de nudos en reticulado

(a) Fuerzas transmitidas por las conexiones

Para identificar a las conexiones más desfavorables se realiza la comparación de las fuerzas transmitidas por las mismas. Cabe resaltar que se buscan las máximas acciones concurrentes transmitidas por los nudos. Para tal fin, se parte con la cuantificación de las acciones generadas solo por las cargas permanentes. Al mismo tiempo, se estudian las líneas de influencia de resultantes transmitidas por los nudos para identificar los máximos efectos que puede generar la sobrecarga vehicular. En base a ambos, se identifican los nudos con los máximos efectos concurrentes.

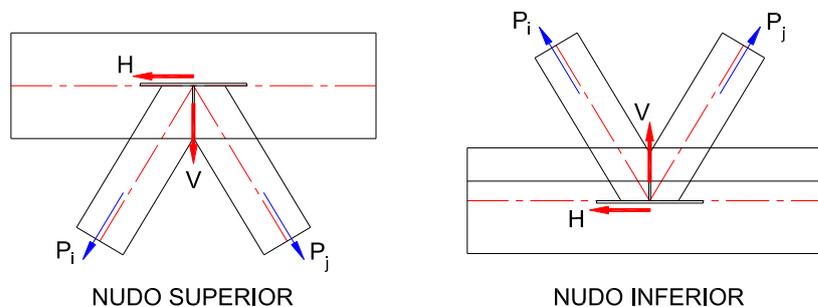


Figura 3.30 Convención de resultantes en nudo superior e inferior

La Figura 3.30 establece la convención de signos a utilizar para el estudio de las fuerzas resultantes, según la cual una resultante vertical positiva representa una fuerza de extracción del nudo de la brida.

Las resultantes se calculan considerando las componentes de las fuerzas axiales de las diagonales que llegan a cada nudo. En la Tabla 3-7 se resume el resultado de este cálculo en cada nudo considerando solo a las cargas permanentes.

Tabla 3-7 Resultantes de cargas permanentes transmitidas por los nudos (tonf)

Nudo	Resultante	Combinación DC+DW+PS	Combinación 1.25DC+1.5DW+PS
NS150	V	-10.74	-13.78
	H	-220.83	-286.78
NS250	V	-12.83	-15.67
	H	-185.79	-235.23
NS350	V	-14.60	-18.31
	H	-121.43	-153.96
NS450	V	-11.03	-13.74
	H	-58.73	-74.42
NI200	V	17.50	28.36
	H	203.94	261.57
NI300	V	40.07	50.94
	H	154.14	195.39
NI400	V	39.59	50.45
	H	89.01	112.82
NI500	V	36.90	47.00
	H	30.06	38.08

El efecto de la sobrecarga vehicular se estudia a través del desarrollo de líneas de influencia. Para la construcción de las líneas de influencia, se ha considerado una carga unitaria desplazándose sobre un eje de carril ubicado a 2 m del eje del reticulado aguas arriba, como se muestra en la Figura 3.31.

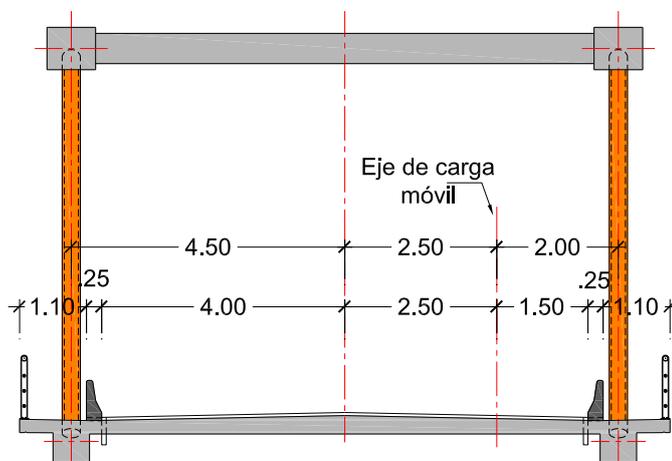
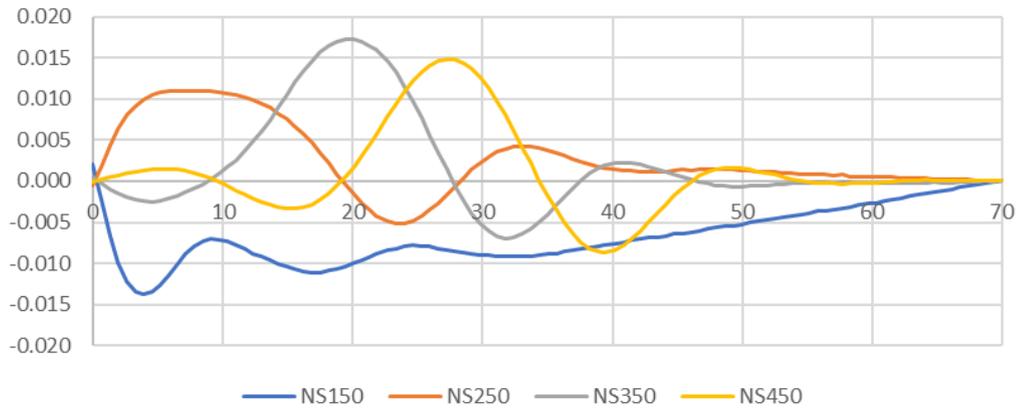
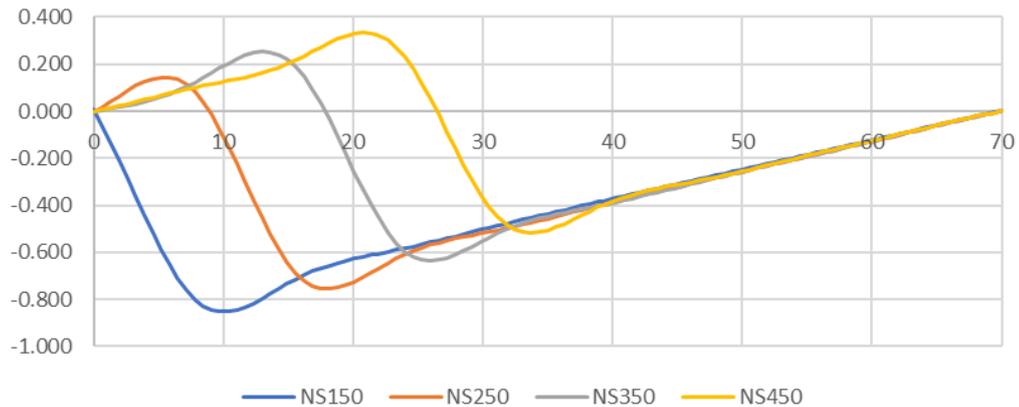


Figura 3.31 Eje de carga para líneas de influencia de resultantes en nudos

La Figura 3.32 y Figura 3.33 representan las líneas de influencia de la resultante de fuerzas de los nudos superiores e inferiores, respectivamente.



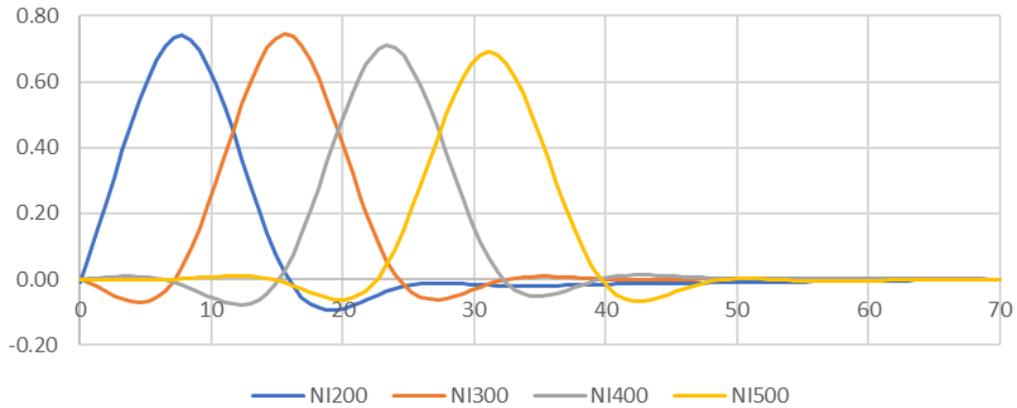
(a) Línea de influencia de resultante vertical



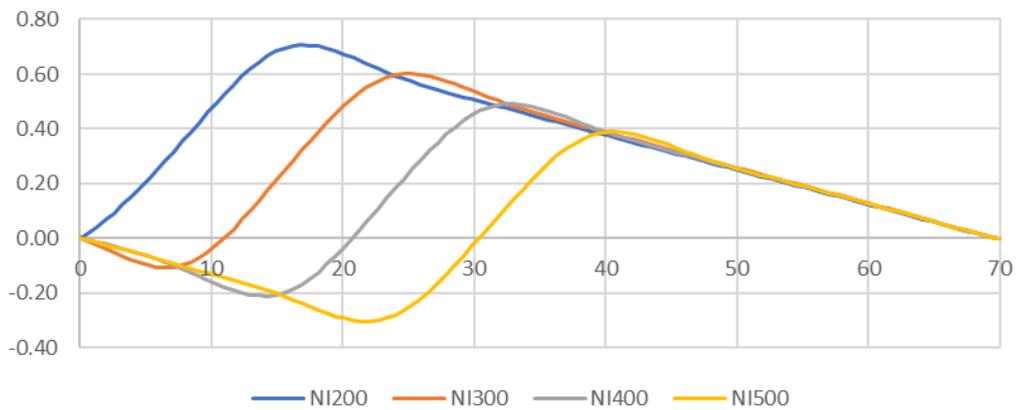
(b) Línea de influencia de resultante horizontal

Figura 3.32 Línea de influencia de resultante en nudos superiores

Analizando la Tabla 3-7 se observa que, para todos los nudos superiores, la resultante vertical transmitida induce un punzonamiento del nudo contra la brida superior. El mayor efecto de punzonamiento se presenta para el nudo NS350, mientras que la mayor resultante horizontal se presenta para el nudo NS150. Por otro lado, de las líneas de influencia se observa que la contribución de la carga vehicular a la resultante vertical será mínima (Figura 3.32a), mientras que la contribución a la resultante horizontal sí es considerable y máxima para el nudo NS150 (Figura 3.32b). Por lo tanto, se calculará las fuerzas transmitidas por ambos nudos mencionados.



(a) Línea de influencia de resultante vertical



(b) Línea de influencia de resultante horizontal

Figura 3.33 Línea de influencia de resultante en nudos inferiores

Similarmente, para el caso de los nudos inferiores, se observa de la Tabla 3-7 que la resultante vertical transmitida induce una extracción del nudo. El mayor efecto de extracción se presenta en el nudo NI300, mientras que la mayor resultante horizontal se presenta para el nudo NI200. Por otro lado, de las líneas de influencia se observa que la carga vehicular tendrá una contribución a la resultante vertical del mismo orden para todos los nudos inferiores (Figura 3.33a), mientras que su contribución a la resultante horizontal decrece desde el extremo hacia el centro (Figura 3.33b). Por lo tanto, y al considerarse la extracción como el efecto determinante en la resistencia del nudo, se calculan las fuerzas transmitidas por el nudo NI300.

Tras el análisis efectuado, se procede a calcular los máximos efectos de la carga vehicular para los nudos NS150, NS350 y NI300. La ubicación de la sobrecarga para cada nudo a estudiar se presenta en la Figura 3.34, mientras que las fuerzas resultantes correspondientes se resumen en la Tabla 3-8.

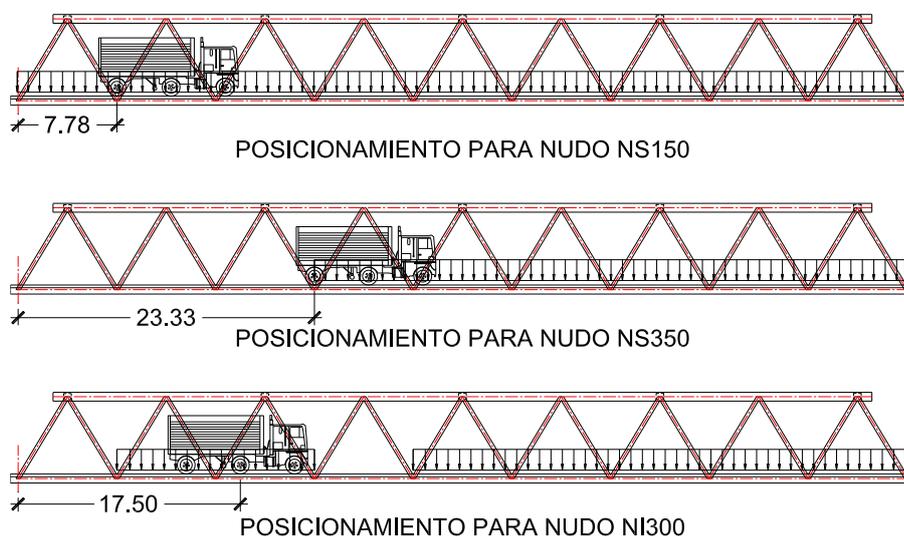


Figura 3.34 Ubicación de carga vehicular para estudio de los nudos

Tabla 3-8 Resultantes de fuerzas transmitidas por los nudos de interés (tonf)

Nudo	Resultante	Combinación S1 + PS	Combinación R1 + PS
NS150	V	-11.82	-15.66
	H	-313.18	-448.38
NS350	V	-14.46	-18.06
	H	-181.75	-259.51
NI300	V	86.65	132.44
	H	192.27	262.11

De la tabla anterior, se observa que en los nudos superiores la componente vertical de la resultante transmitida es de punzonamiento contra la brida superior, mientras que en los nudos inferiores se transmite una resultante de extracción de la brida inferior.

(b) Modelos locales refinados

Una mejor comprensión del comportamiento de los nudos se puede lograr mediante la elaboración de modelos locales refinados de las conexiones más desfavorables identificadas. Los modelos deberían representar los elementos embebidos de acero y la condición de contacto no lineal del tipo friccional entre estos y el concreto circundante. Estos modelos pueden ser de utilidad para

comprender el flujo de carga y el comportamiento local del nudo, así como identificar las cuñas de extracción o falla para la posterior evaluación de la resistencia de la conexión.

Aunque los modelos locales descritos pueden ser de gran utilidad, estos están fuera del alcance de este trabajo ya que se trata de un tema de investigación por sí mismo (sección 1.4).

(c) Estimación de la resistencia de las conexiones

En el caso en estudio se opta por una conexión similar a la utilizada para los nudos del puente el Abejal, que se presentó en la Figura 1.17. La conexión adoptada está conformada por la unión de las diagonales a una plancha base, embebida en el concreto, que cuenta con rigidizadores y estribos soldados que “abrazan” al refuerzo longitudinal.

Para los fines de este trabajo, se realiza una estimación de la resistencia del nudo inferior NI300 a través del enfoque expuesto en la sección 2.3.4. Se asume una cuña de falla potencial como la que se muestra en la Figura 3.35. El ángulo de inclinación de la cuña en el sentido longitudinal se ha escogido como el mismo ángulo de inclinación de las diagonales; mientras que en el sentido transversal se asume 60° .

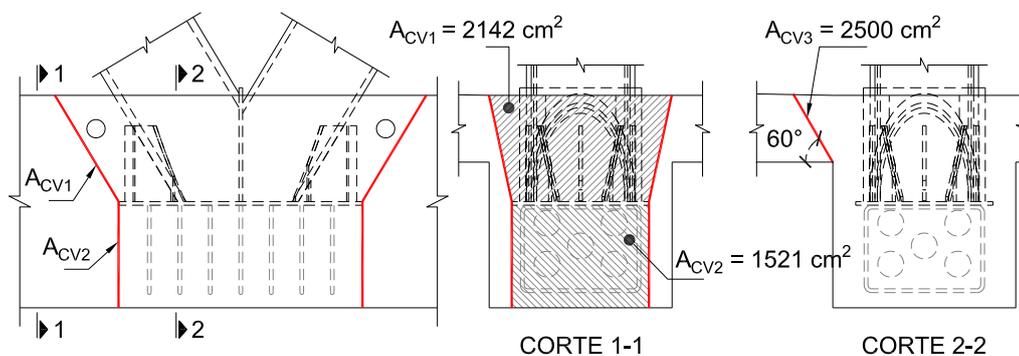


Figura 3.35 Cuña de falla en NI300

De la figura anterior, se identifican tres superficies en las que se debe verificar la resistencia de la conexión: dos en el sentido longitudinal y una en el sentido transversal. Las fuerzas internas en una sección con la inclinación de las superficies de la cuña se muestran en la Figura 3.36. El estado límite de análisis es Resistencia I + Postensado.

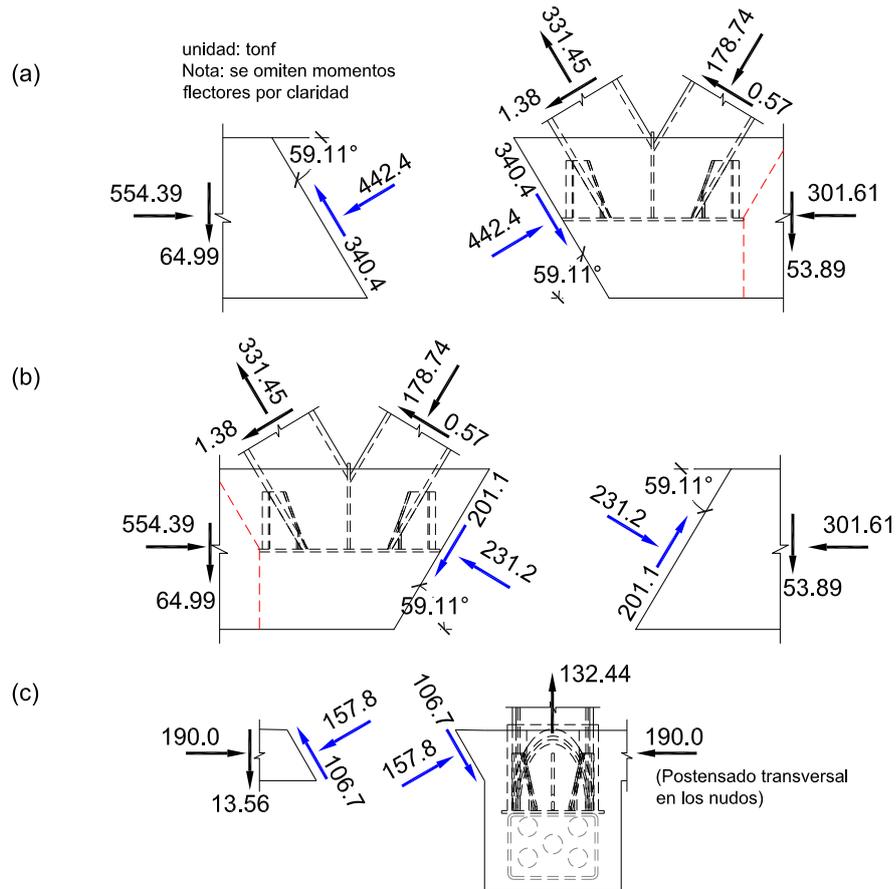


Figura 3.36 Fuerzas en Resistencia I + PS en superficie de falla NI300

Para la primera superficie en el sentido longitudinal (Figura 3.36a) se considerará el aporte a la resistencia solo del área principal de la cuña (A_{CV1} en la Figura 3.35). Conforme a la Tabla 2-3, se seleccionan los siguientes valores: factor de cohesión $c = 0.40 \text{ ksi}$; coeficiente de fricción $\mu = 1.4$; factor $K_1 = 0.25$; factor $K_2 = 1.5 \text{ ksi}$.

De la ecuación (2.40) se puede despejar el acero mínimo necesario que debe atravesar el plano de falla:

$$A_{vf_min} = \frac{\frac{V_u}{\phi_v} - cA_{cv} - \mu P_c}{\mu f_y} \quad (3.12)$$

De la Figura 3.36a se observa que la fuerza normal al plano de falla es de compresión, por lo que aporta a la resistencia a corte. Luego, considerando $V_u = 340.4 \text{ tonf}$, $A_{cv} = 2142 \text{ cm}^2$ y $P_c = 442.4 \text{ tonf}$ en (3.12), se obtiene $A_{vf_min} = 0$; es decir, la compresión de la brida (debido al postensado) es suficiente para resistir la cortante actuante en la interfase y no se requiere acero adicional. Sin embargo, la brida cuenta con varillas longitudinales y estribos que atraviesan la superficie de falla, incrementando así la resistencia de la conexión.

El acero longitudinal dispuesto en la brida inferior (flexión negativa) es 4 Ø1", a lo que se añaden 2 varillas de Ø5/8", con lo cual se tiene un área $A_v = 24.2 \text{ cm}^2$; además, se disponen 3 estribos de Ø5/8", que representan un área $A_v = 11.9 \text{ cm}^2$; en su conjunto, equivalen a $A_{vf} = 26.9 \text{ cm}^2$ perpendicular al plano de falla.

Al considerar la cantidad de acero dispuesto en la ecuación (2.40) se obtiene $\phi_v V_{ni} = 754.0 \text{ tonf}$. Luego, para la evaluación de los límites de la resistencia al corte se considera el área de la sección de la brida en el plano inclinado, con lo que se obtiene $A_{cv} = 4894 \text{ cm}^2$; al reemplazarlo en la ecuación (2.41) se obtienen los límites $\phi_v V_{ni1} = 385.4 \text{ tonf}$ y $\phi_v V_{ni2} = 464.5 \text{ tonf}$. Por lo tanto, la resistencia factorada al corte en el plano de falla es $\phi_v V_{ni} = 385.4 \text{ tonf}$, y es mayor a la cortante última actuante $V_u = 340.4 \text{ tonf}$, por lo que el diseño es satisfactorio.

Se repite el mismo procedimiento para la superficie de la Figura 3.36b. Para este caso, se observa también que la fuerza normal al plano de falla es de compresión, por lo que aporta a la resistencia a corte. Luego, considerando $V_u = 201.1 \text{ tonf}$, $A_{cv} = 2142 \text{ cm}^2$ y $P_c = 231.2 \text{ tonf}$ en (3.12), se obtiene $A_{vf_min} = 0$. Análogo al caso anterior, se cuenta con la misma cantidad de acero longitudinal y estribos, que equivalen a un área $A_{vf} = 26.9 \text{ cm}^2$ perpendicular al plano de falla, y al evaluarlo en la ecuación (2.40) se obtiene $\phi_v V_{ni} = 487.8 \text{ tonf}$. Dado que aplican los mismos límites de resistencia del caso anterior, la resistencia factorada al corte en la interfase es $\phi_v V_{ni} = 385.4 \text{ tonf}$, y es mayor a la cortante última actuante $V_u = 201.1 \text{ tonf}$, por lo que el diseño es satisfactorio.

En el caso de la superficie en el sentido transversal (Figura 3.36c), se observa que la fuerza de compresión viene dada por el postensado transversal en los nudos del reticulado. Luego, considerando $V_u = 106.7 \text{ tonf}$, $A_{cv} = 2500 \text{ cm}^2$ y $P_c = 157.8 \text{ tonf}$ en (3.12), se obtiene $A_{vf_min} = 0$; nuevamente, la fuerza de compresión generada por el postensado dota de resistencia suficiente a la conexión. Sin embargo, la losa cuenta con acero de refuerzo en el sentido transversal que contribuye a incrementar la resistencia del nudo.

El acero transversal de la losa contempla 8 varillas de Ø1/2" en la zona de los nudos, lo que corresponde a un área $A_v = 10.16 \text{ cm}^2$; este acero equivale a un área $A_{vf} = 8.8 \text{ cm}^2$ perpendicular al plano de falla.

Al considerar dicha cantidad de acero en la ecuación (2.40) se obtiene $\phi_v V_{ni} = 308.6 \text{ tonf}$. Luego, de la ecuación (2.41) se obtienen los límites $\phi_v V_{ni1} = 196.9 \text{ tonf}$ y $\phi_v V_{ni2} = 237.3 \text{ tonf}$. Por lo tanto, la resistencia factorada al corte en el plano de falla transversal es $\phi_v V_{ni} = 196.9 \text{ tonf}$, y es mayor a la cortante última actuante $V_u = 106.7 \text{ tonf}$, por lo que el diseño es satisfactorio.

Finalmente, el esquema de refuerzo para las zonas de los nudos embebidos se muestra en la Figura 3.37.

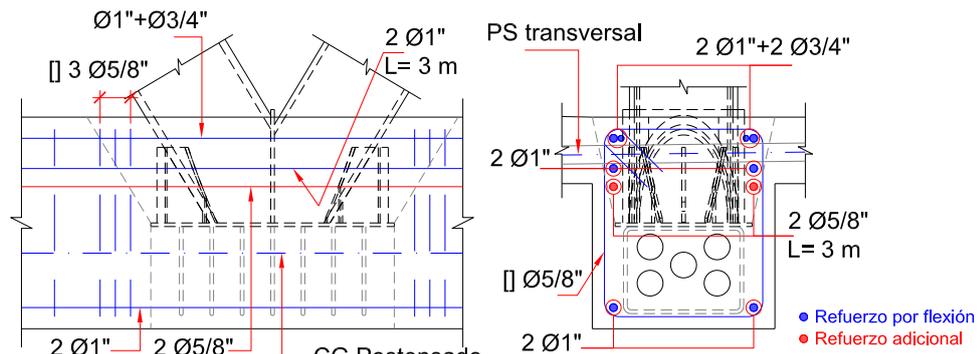


Figura 3.37 Esquema de refuerzo en NI300

Para los fines de este estudio, en los nudos superiores se adopta un esquema de refuerzo similar al mostrado. El detalle del refuerzo en ambos nudos se aprecia en los planos del Anexo 2.

También cabe mencionar que la fibra superior de los nudos (y de toda la brida inferior) se encuentra siempre en compresión, como se observó en la Figura 3.13 de la sección 3.3.3. En particular, la fibra superior del nudo NI300 se encuentra con un esfuerzo de compresión de 15 kgf/cm^2 , y se recomienda que la compresión a este nivel no sea menor a 5 kg/cm^2 en el estado en servicio aplicable.

Aplastamiento del concreto

Una verificación adicional en la zona del nudo es que el concreto sea capaz de transmitir las fuerzas resultantes de las diagonales en las áreas de contacto. La fuerza resultante de extracción vertical y la horizontal actúan sobre un área limitada de la brida inferior y el esfuerzo de contacto se debe verificar.

Según AASHTO (2014), la resistencia factorada al aplastamiento en elementos sin refuerzo de confinamiento se estima mediante:

$$P_r = \phi 0.85 f'_c A_1 m \quad (3.13)$$

donde:

ϕ = Factor de resistencia = 0.70

A_1 = Área de contacto

A_2 = Proyección del área de contacto

m = Factor de modificación = $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2.0$

A pesar de que en el nudo en estudio se ha dispuesto refuerzo de confinamiento (estribos), se utiliza la ecuación anterior de forma conservadora.

Se considera primero el caso de la fuerza de extracción vertical. La plancha base tiene dimensiones 0.80x0.45 m, sin embargo, solo una parte de la misma está en contacto con el concreto (debido a la presencia de las diagonales). De los planos del Anexo 2, se puede verificar que el área de contacto es $A_1 = 0.243 \text{ m}^2$. Luego, si se toma conservadoramente el factor de modificación $m = 1.0$ en la ecuación (3.13) se obtiene $P_r = 506.0 \text{ tonf}$. De la Tabla 3-8, la fuerza de extracción vertical en el nudo NI300 es $P_u = 132.44 \text{ tonf}$ en el estado límite de Resistencia I + Postensado. Por lo tanto, se verifica $P_u < P_r$.

En el caso de la resultante horizontal transmitida se sigue un procedimiento análogo. El área de concreto en contacto está definida por el ancho de la diagonal 0.32 m y la profundidad embebida 0.35 m, lo cual corresponde a un área $A_1 = 0.112 \text{ m}^2$. Además, esta fuerza se distribuye eventualmente en el área de la brida inferior de 0.60x0.70 m, esto es $A_2 = 0.42 \text{ m}^2$. Luego, $m = 1.94$ y al reemplazar en la ecuación (3.13) se obtiene $P_r = 452.49 \text{ tonf}$. De la Tabla 3-8, la fuerza horizontal transmitida en el nudo NI300 es $P_u = 262.11 \text{ tonf}$ en el estado límite de Resistencia I + Postensado. Por lo tanto, se verifica $P_u < P_r$.

CAPÍTULO IV: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

4.1. GENERALIDADES

El capítulo anterior presenta el procedimiento de análisis aplicable a un puente reticulado híbrido y culmina estableciendo un diseño base. En el presente capítulo, se estudian modificaciones al diseño base y la influencia de estas en el comportamiento de la estructura.

Las modificaciones a estudiar se presentan en el tablero inferior, a través de tres variantes o alternativas: (1) adición de vigas transversales en los nudos del reticulado; (2) adición de vigas transversales en los nudos más un nervio longitudinal central en el eje del puente; y (3) diseño alternativo de los miembros postensados como elementos postensados parcialmente.

Las secciones siguientes presentan la descripción de cada alternativa y el diseño de los principales elementos que se ven afectados producto de las modificaciones introducidas, así como el contraste con el diseño base.

4.2. ALTERNATIVA 1

4.2.1. Descripción

En esta alternativa se introducen vigas transversales en los nudos del reticulado con el objetivo de disminuir la flexión local de la brida inferior. Se mantiene la sección transversal típica de la Figura 3.6, mientras que la sección transversal del del tablero en los nudos se muestra en la Figura 4.1.

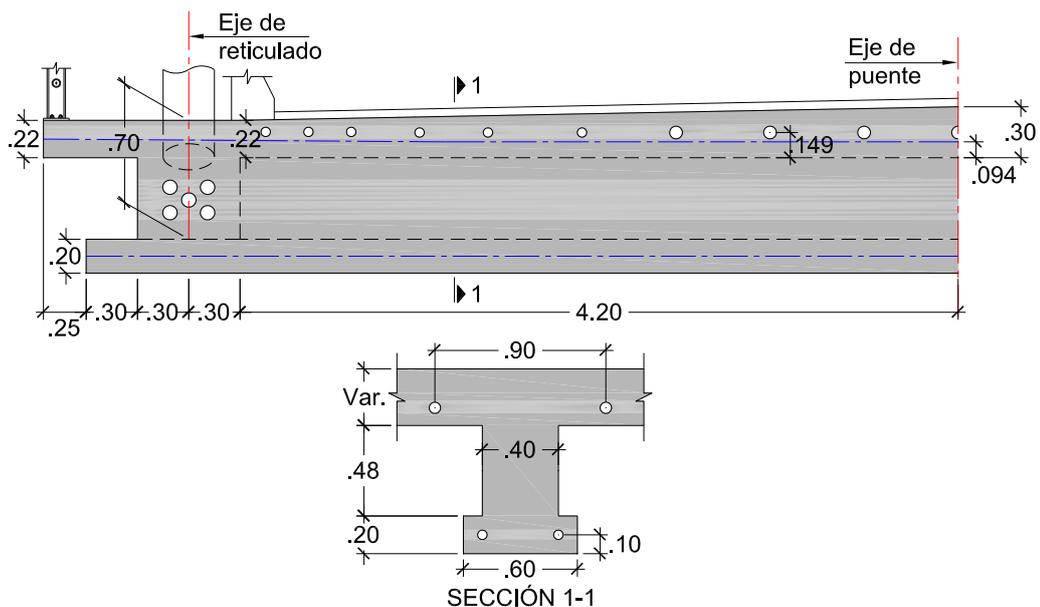
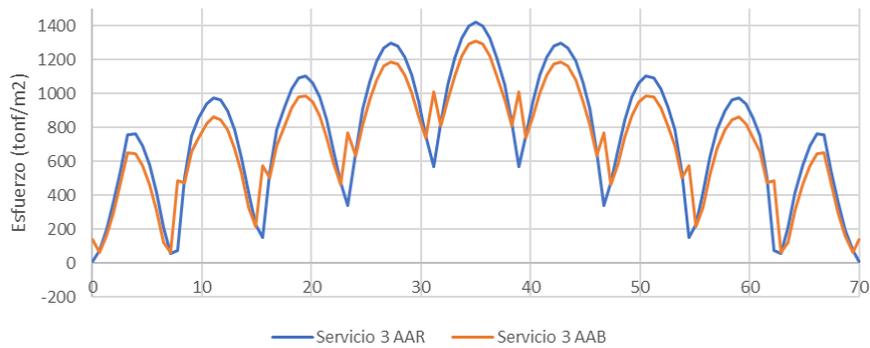


Figura 4.1 Semisección de tablero en zona de nudos de Alternativa 1

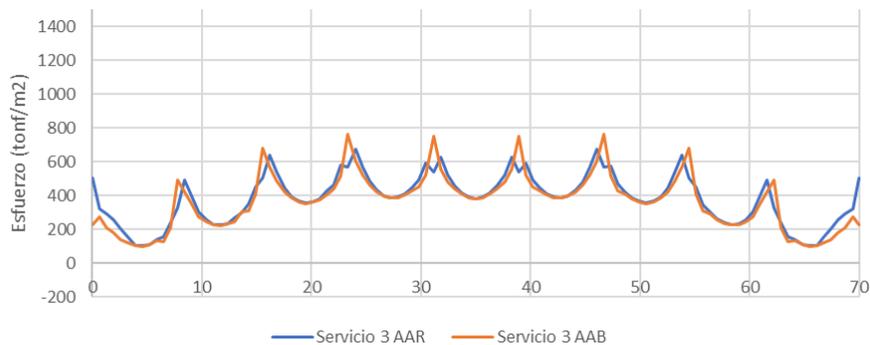
El detalle de las dimensiones y refuerzo se muestra en los planos del Anexo 2.

4.2.2. Postensado longitudinal y verificación de esfuerzos

El procedimiento para establecer la fuerza de postensado longitudinal es análogo al descrito en la sección 3.3.3; según el cual, se calcula en función de la limitación del máximo esfuerzo a tracción en las fibras extremas de la brida.



(a) Fibra inferior



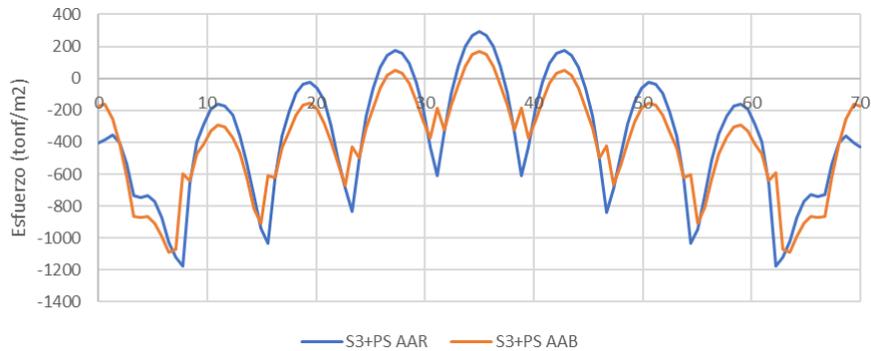
(b) Fibra superior

Figura 4.2 Esfuerzos en brida inferior en Servicio III Alternativa 1

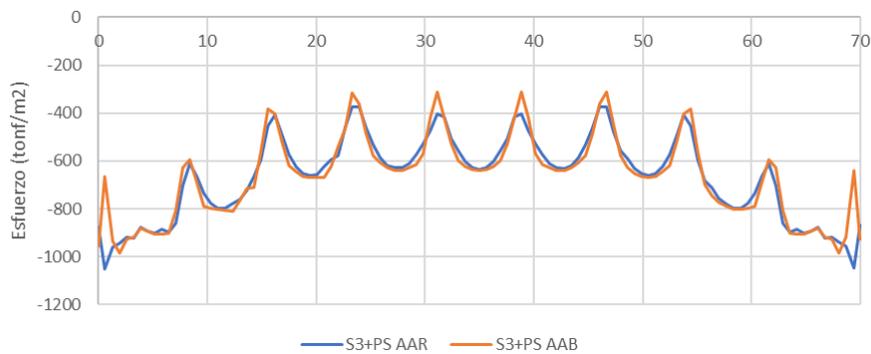
La Figura 4.2 presenta los esfuerzos máximos a tracción en las fibras extremas de la brida inferior en el estado límite de Servicio III. Se observa que el máximo esfuerzo a tracción está en el orden de 1420 tonf/m^2 y se encuentra en la fibra inferior, y entre los nudos al centro de luz; mientras que, en la fibra superior, el máximo esfuerzo a tracción está en el orden de 760 tonf/m^2 y se encuentra sobre los nudos del reticulado del tercio central, aproximadamente.

En comparación con el diseño base, la fuerza de postensado longitudinal para esta alternativa es reducido ligeramente a $P_e = 3525.0 \text{ tonf}$ de fuerza efectiva total en el tablero. Dicha fuerza se encuentra distribuida en las bridas inferiores

(1658.8 tonf) y la losa (1866.2 tonf). Luego, los esfuerzos en la brida inferior en Servicio III más postensado se muestran en la Figura 4.3.



(a) Fibra inferior

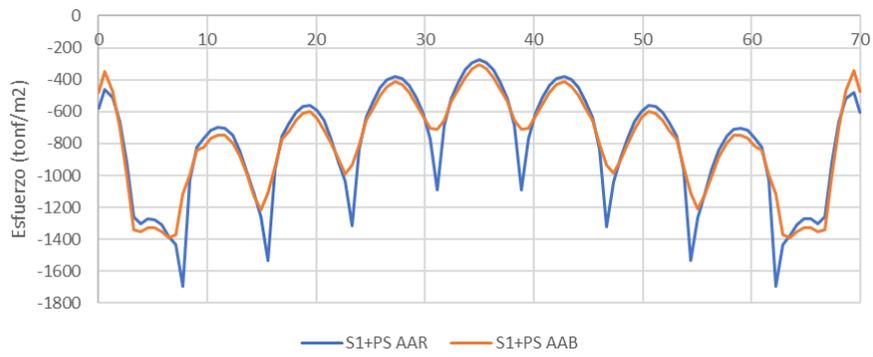


(b) Fibra superior

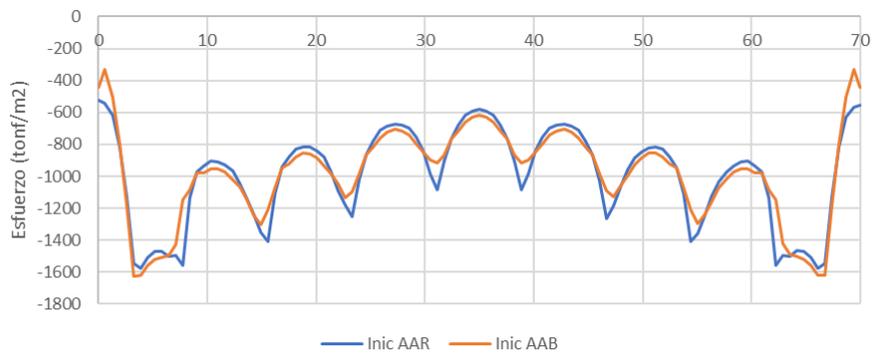
Figura 4.3 Esfuerzos en brida inferior en Servicio III + PS Alternativa 1

De la figura anterior, se observa que el máximo esfuerzo a tracción está en el orden de 293 tonf/m^2 y se encuentra en la fibra inferior, entre los nudos al centro de luz. Este esfuerzo máximo es menor al admisible 298 tonf/m^2 . Además, se observa que solo se presenta esfuerzos de tracción en la zona de los tres tramos centrales. Por otro lado, la fibra superior se mantiene en compresión en toda la longitud del puente.

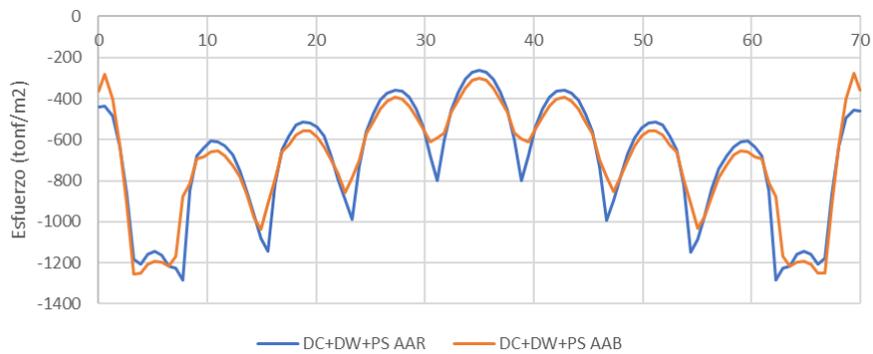
Luego de establecer la fuerza de postensado necesaria, se realiza la verificación de que esta no sea excesiva y cause esfuerzos de compresión considerables en la estructura. Para ello, se verifican los esfuerzos en el estado límite de Servicio I para la etapa final, así como los esfuerzos en la etapa inicial y para las cargas permanentes.



(a) Esfuerzos en Servicio I + PS



(b) Esfuerzos en etapa inicial

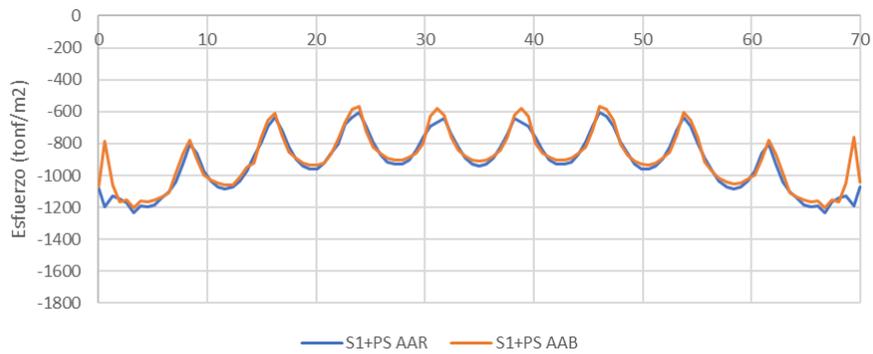


(c) Esfuerzos por cargas permanentes

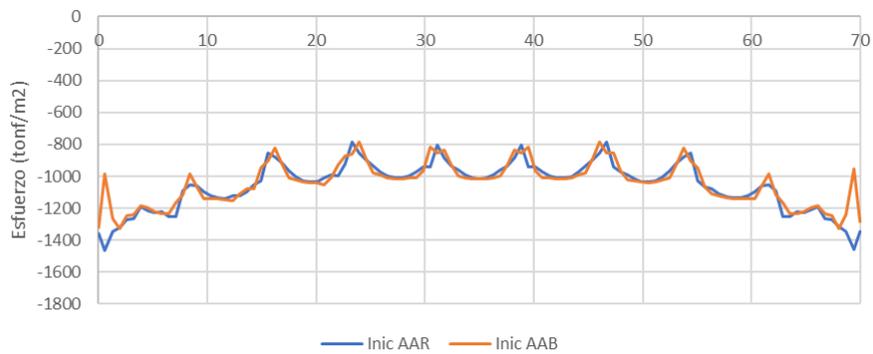
Figura 4.4 Verificación de compresión en fibra inferior Alternativa 1

De la figura anterior se observa que, para la etapa de servicio, el máximo esfuerzo de compresión en la fibra inferior está en el orden de 1700 tonf/m². Además, durante la transferencia de postensado (etapa inicial) el máximo esfuerzo de compresión está en el orden de 1600 tonf/m². Similarmente, el esfuerzo producido por las cargas permanentes está en el orden de 1300 tonf/m².

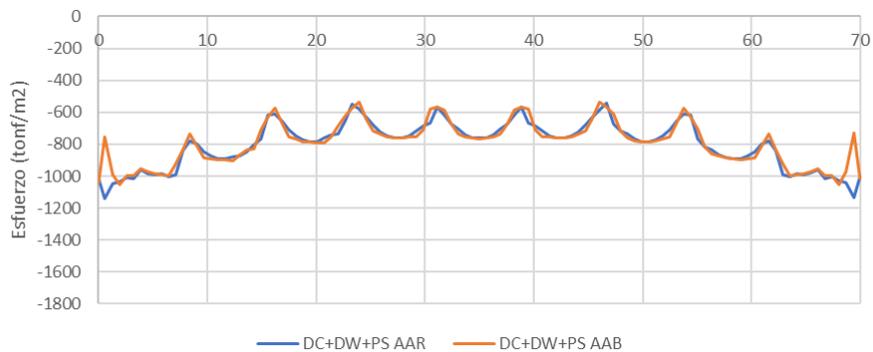
Los esfuerzos de compresión en la fibra inferior antes mencionados cumplen con los límites según la Tabla 3-5.



(a) Esfuerzos en Servicio I + PS



(b) Esfuerzos en etapa inicial



(c) Esfuerzos por cargas permanentes

Figura 4.5 Verificación de compresión en fibra superior Alternativa 1

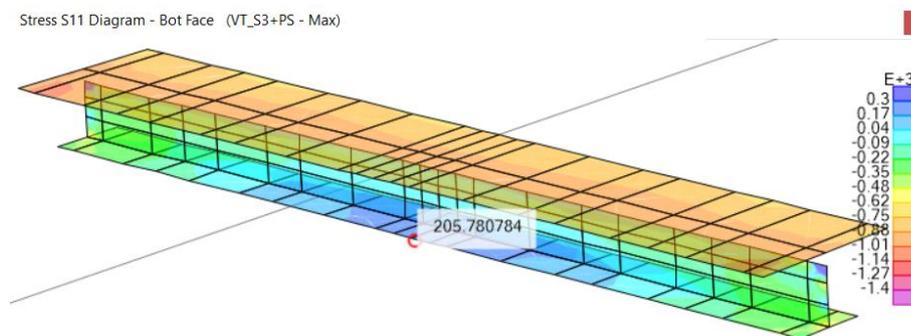
De la figura anterior se observa que, para la etapa de servicio, el máximo esfuerzo de compresión en la fibra superior está en el orden de 1200 tonf/m². Además, durante la transferencia de postensado (etapa inicial) el máximo esfuerzo de compresión está en el orden de 1400 tonf/m². Similarmente, el esfuerzo producido por las cargas permanentes está en el orden de 1200 tonf/m².

Análogo al caso de la fibra inferior, los esfuerzos de compresión en la fibra superior antes mencionados cumplen con los límites según la Tabla 3-5.

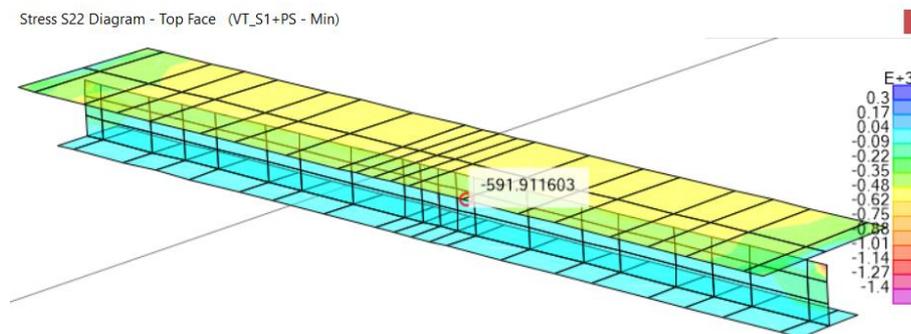
4.2.3. Diseño de vigas transversales

Las vigas transversales trabajan principalmente a flexión, y su comportamiento es similar a una viga simplemente apoyada en las bridas longitudinales. Para su diseño, se siguen dos pasos principales: (1) verificación de esfuerzos en servicio, y (2) verificación de resistencia.

La verificación de esfuerzos se muestra en la Figura 4.6. Se dispone 2 tendones de $P_e = 95 \text{ tonf}$ en el ala superior, y 2 tendones de $P_e = 63.8 \text{ tonf}$ en el ala inferior. Se observa que la máxima tracción en Servicio III + Postensado está en el orden de 206 tonf/m^2 y es menor al admisible 298 tonf/m^2 . Además, la máxima compresión en Servicio I + Postensado está en el orden de 600 tonf/m^2 y es menor al admisible 2100 tonf/m^2 .



(a) Servicio III + Postensado



(b) Servicio I + Postensado

Figura 4.6 Esfuerzos (tonf/m^2) en fibras de viga transversal Alternativa 1

El diseño en resistencia de la viga transversal requiere la integración de los esfuerzos axiales en la sección para hallar las fuerzas de sección; para ello, se debe establecer un ancho de ala a considerar. Según AASHTO (2014), el ancho de ala para puentes viga losa de sección compuesta es igual al ancho tributario o separación entre vigas. Para el presente caso, se puede comprobar el ancho de ala adecuado mediante el criterio descrito a continuación.

En una viga de sección tipo "T" sujeta únicamente a flexión, se desarrollan esfuerzos axiales de compresión en el ala superior y esfuerzos de tracción en el alma (Figura 4.7). La integral de dichos esfuerzos sobre la sección corresponde naturalmente a la fuerza axial y al momento flector actuante; en el caso descrito, la fuerza axial resulta cero. Sin embargo, si se escoge un ancho de ala menor al ancho total y se realiza la integral de los esfuerzos axiales sobre dicha sección, se obtiene una fuerza axial de tracción que se compensa con la fuerza axial de compresión en la porción de ala no considerada.

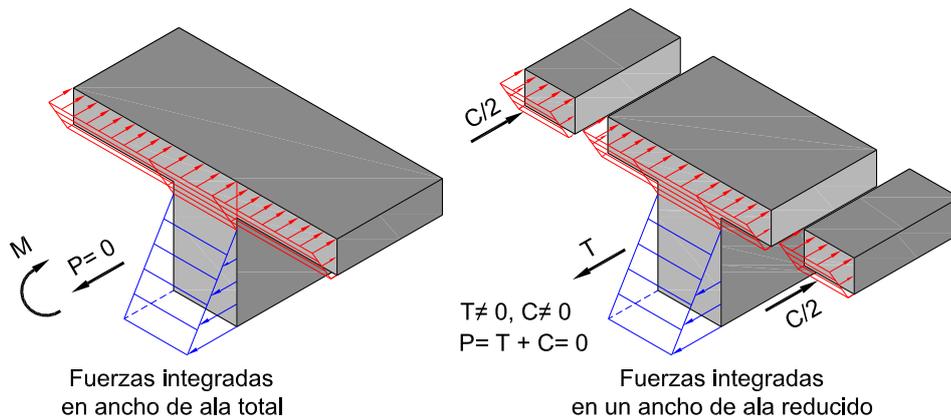


Figura 4.7 Esfuerzos en viga tipo T solicitada a flexión

En la viga transversal del puente en discusión, el ancho de ala se escoge igual a la separación entre vigas 7.78 m. La sección transversal considerada se esquematiza en la siguiente figura.

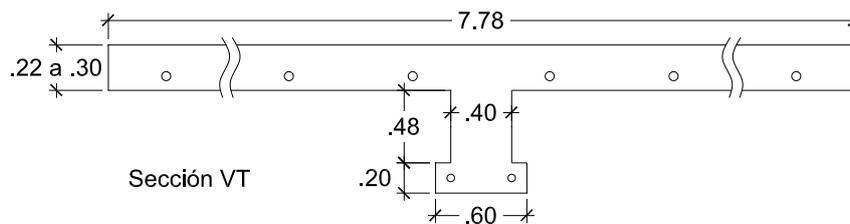
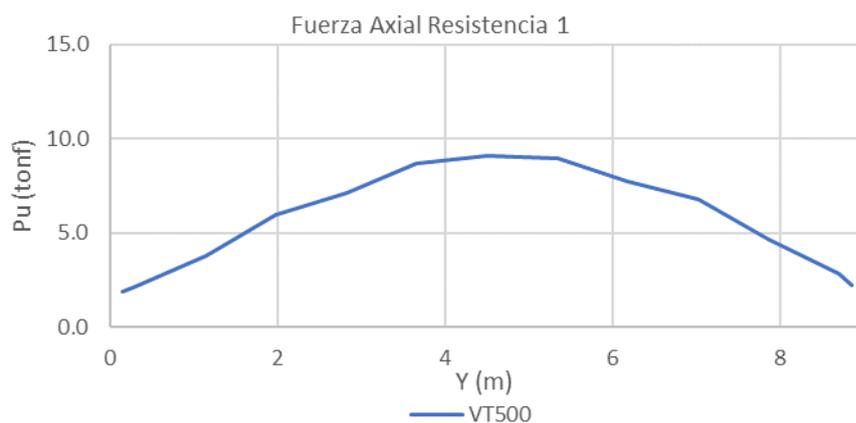
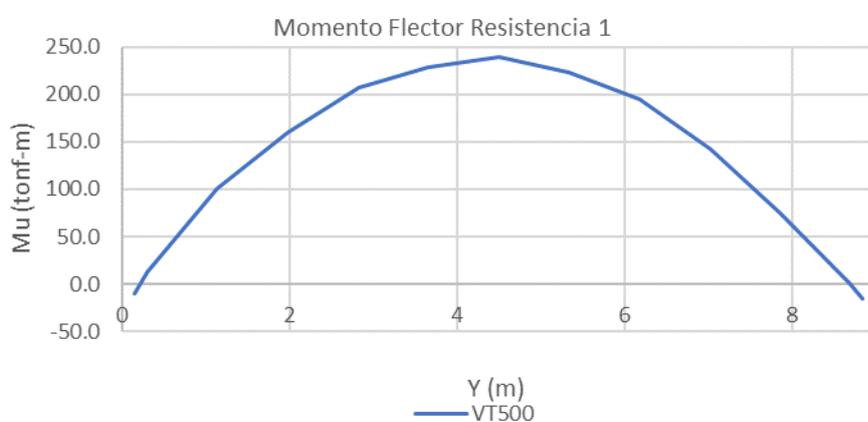


Figura 4.8 Sección para la verificación en resistencia de la viga transversal

Para corroborar que el ancho de ala considerado es adecuado, se estudian las fuerzas en la viga transversal VT500 en una combinación de carga correspondiente a la flexión máxima y con efectos concurrentes. La sobrecarga vehicular es posicionada directamente sobre la viga y se utilizan dos carriles cargados. Las fuerzas se presentan en la Figura 4.9 y corresponden al estado límite de Resistencia I.



(a) Fuerza axial en la sección



(b) Momento flector en la sección

Figura 4.9 Fuerzas de sección en viga VT500

De la Figura 4.9a, se observa que al considerar un ancho de ala igual al espaciamiento transversal, se obtiene una fuerza axial de tracción de alrededor de 10 tonf en el centro de luz, que representa apenas el 0.1% de $A_g f'_c$. Por lo tanto, el ancho de ala considerado proporciona una fuerza axial cercana a cero y, según el criterio descrito líneas arriba, se comprueba que es el ancho adecuado. Cabe mencionar que se ha corroborado que al considerar anchos de ala menores se obtienen fuerzas axiales muy altas.

Por otro lado, en la Figura 4.9b se presentan también los momentos flectores resultantes en la sección descrita. Se observa que el momento es máximo en el centro del tablero y disminuye hacia los extremos. Los momentos en los extremos de la viga transversal están relacionados con el momento torsor en la brida inferior. En particular, la viga VT500 presenta unos momentos muy pequeños en la zona de conexión con la brida inferior y, en consecuencia, se confirma que la torsión en

la brida inferior es baja y poco significativa en comparación con su sollicitación a flexión y fuerza axial longitudinal.

Definido el ancho de ala a considerar, se procede a calcular la envolvente de momentos flectores actuantes en Resistencia I, como se muestra en la Figura 4.10. Se incluyen las fuerzas en la viga VT200 y VT500, y se observa que los máximos tienen el mismo orden de magnitud, alrededor de $M_u = 260 \text{ tonf} - \text{m}$.

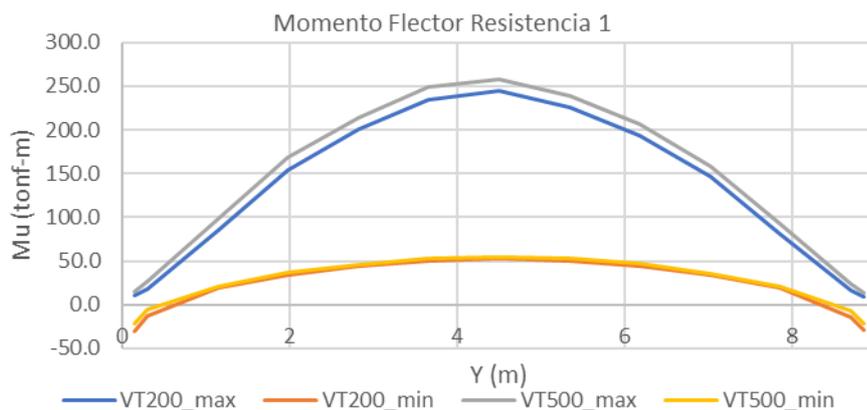


Figura 4.10 Diagrama de momentos flectores en viga transversal Alternativa 1

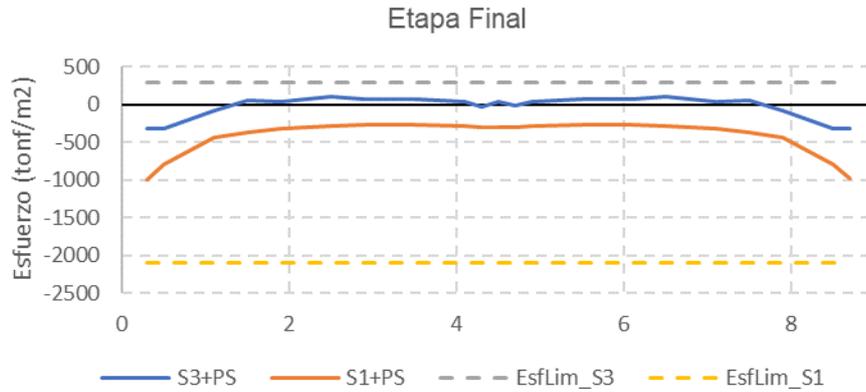
La sección central es de peralte 0.98 m, con espesor de ala 0.3 m y ancho 7.78 m. Se tienen 2 tendones de 4 torones en el ala inferior, correspondiente a un área $A_{ps} = 11.2 \text{ cm}^2$ ubicado a una distancia $d_{ps} = 0.88 \text{ m}$ de la fibra superior. En el ala superior, la sección cuenta con 2 tendones de 6 torones y 8 tendones de 3 torones dentro del ancho considerado, correspondientes a un área $A_{ps} = 50.4 \text{ cm}^2$ ubicado a una distancia $d_{ps} = 0.2063 \text{ m}$ de la fibra superior. Además, se disponen 4 varillas $\text{Ø}1/2''$ en el ala inferior, que corresponden a un área $A_s = 5.08 \text{ cm}^2$ a una distancia $d_s = 0.92 \text{ m}$.

El cálculo de la resistencia se puede realizar según el procedimiento convencional para vigas postensadas o también según lo descrito en la sección 2.3.2, donde la resistencia a flexión positiva viene dada por la intersección del diagrama de interacción con el eje M_n (es decir, $P_n = 0$). Ambos procedimientos proporcionan el mismo resultado.

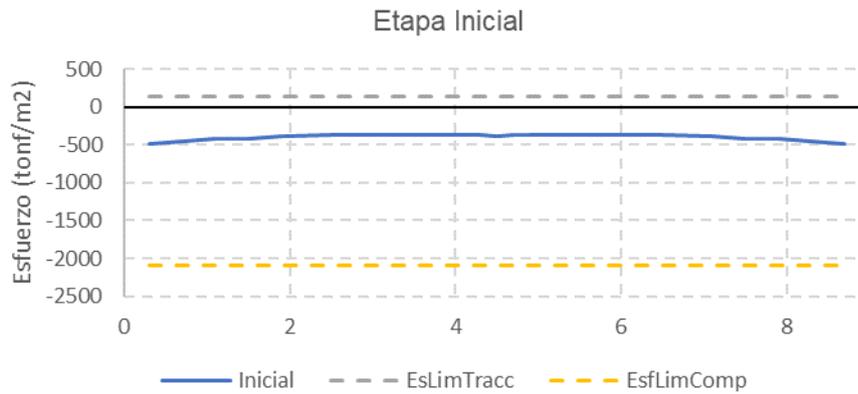
Luego, el momento resistente resulta $M_r = 359 \text{ tonf} - \text{m}$, y es mayor al momento último $M_u = 260 \text{ tonf} - \text{m}$. Por lo tanto, el diseño es satisfactorio.

4.2.4. Diseño de losa

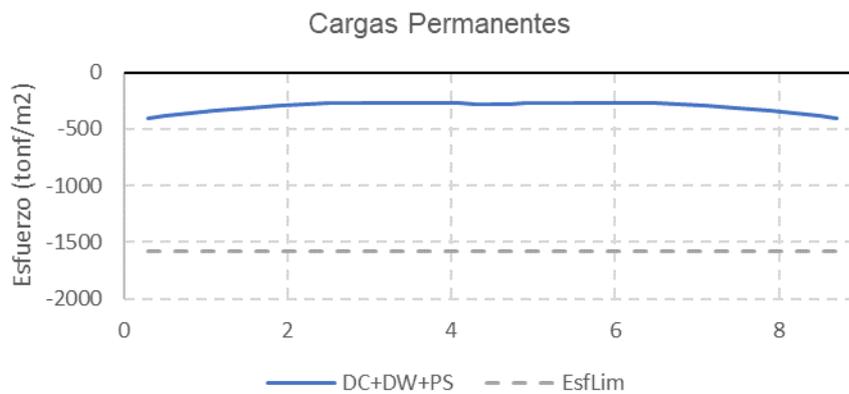
El postensado transversal de la losa se ha definido de tal forma que controle el máximo esfuerzo a tracción en Servicio III. Los esfuerzos transversales en las fibras extremas de la losa se muestran en las siguientes figuras.



(a) Esfuerzos en Servicio



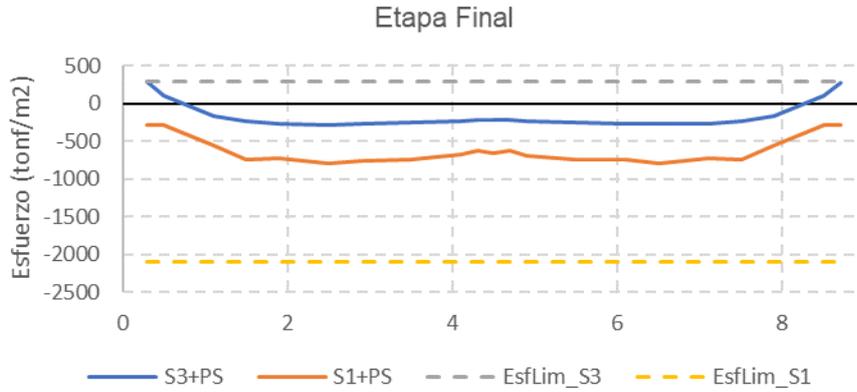
(b) Esfuerzos en etapa inicial



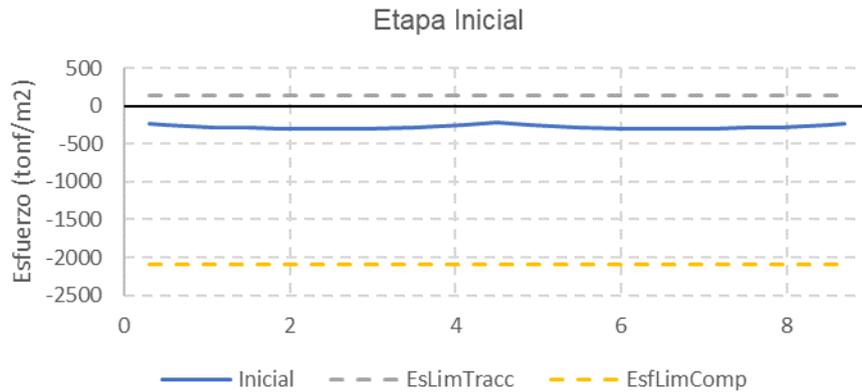
(c) Esfuerzos por cargas permanentes

Figura 4.11 Esfuerzos transversales en fibra inferior de losa Alternativa 1

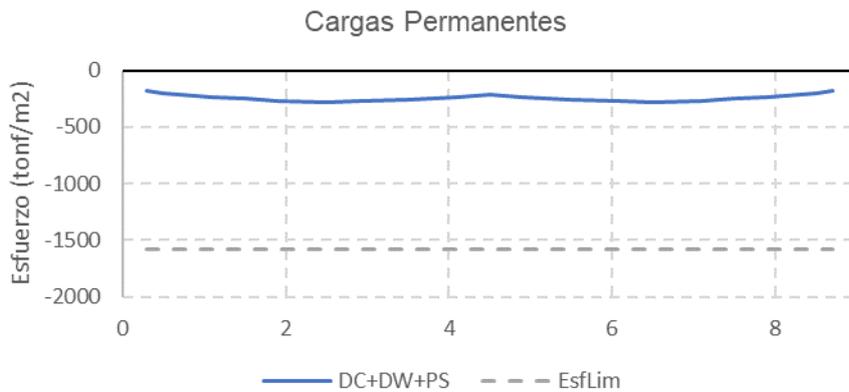
Se disponen tendones transversales de postensado efectivo $P_e = 49 \text{ tonf}$ cada uno, espaciados 0.75 m. Los esfuerzos en la fibra inferior y superior se muestran en la Figura 4.11 y Figura 4.12, respectivamente. Se observa que los esfuerzos máximos de tracción y compresión son menores a los admisibles.



(a) Esfuerzos en Servicio



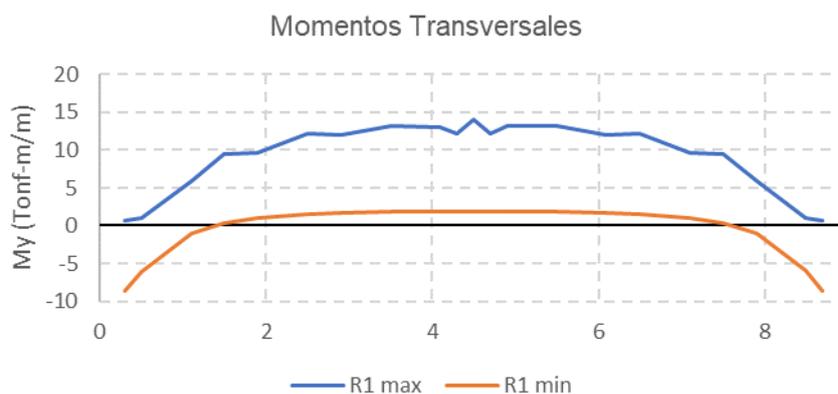
(b) Esfuerzos en etapa inicial



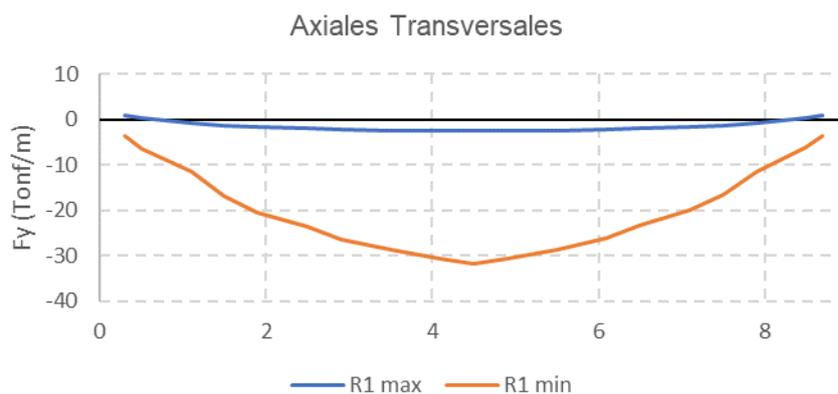
(c) Esfuerzos por cargas permanentes

Figura 4.12 Esfuerzos transversales en fibra superior de losa Alternativa 1

Definido el postensado transversal, se realiza el diseño en resistencia tanto para las acciones transversales como longitudinales. Las fuerzas actuantes en el sentido transversal se presentan en la Figura 4.13; mientras que las fuerzas actuantes en el sentido longitudinal se resumen en la Figura 4.14. Ambas figuras presentan las fuerzas de la sección del centro de luz del puente.



(a) Momentos flectores

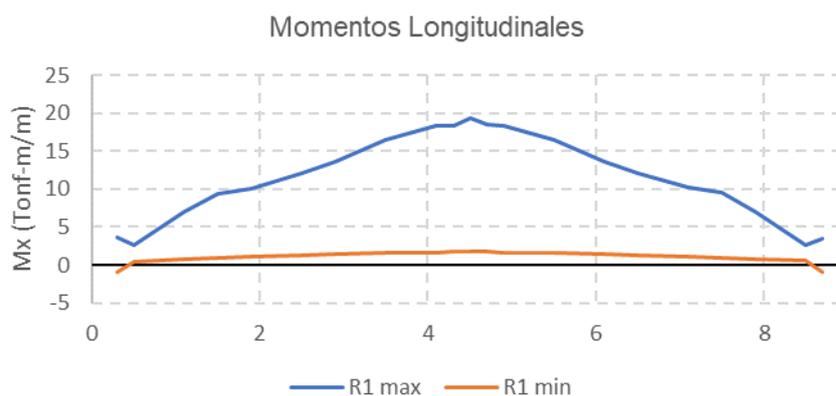


(b) Fuerzas axiales

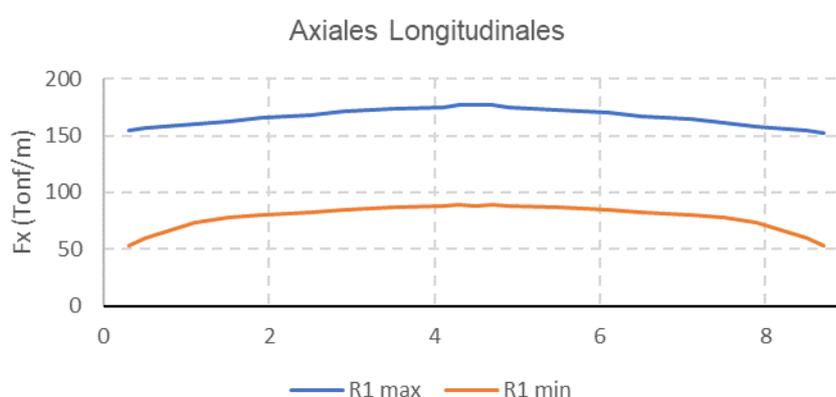
Figura 4.13 Fuerzas transversales en losa (centro de luz) Alternativa 1

Se observa que, en el caso de las acciones transversales, la losa no presenta sollicitación a tracción axial; por lo tanto, en esta dirección se hace el diseño considerando solo los efectos de flexión.

Por otro lado, en las acciones longitudinales se observa que tanto los momentos flectores como las fuerzas axiales son significativas. Por lo tanto, en la dirección longitudinal se realiza el diseño por flexotracción según los procedimientos descritos en la sección 2.3.2.



(a) Momentos flectores



(b) Fuerzas axiales

Figura 4.14 Fuerzas longitudinales en losa (centro de luz) Alternativa 1

La resistencia transversal se calcula considerando una franja de ancho $b = 0.75 \text{ m}$ y el aporte solo del acero de presfuerzo (conservadoramente); siguiendo estas consideraciones, el momento resistente resulta $M_r = 13.92 \text{ tonf} - \text{m}$. De la Figura 4.13 y el ancho b considerado se obtiene el momento actuante, el cual es $M_u = 10.51 \text{ tonf} - \text{m}$. Luego, el diseño es satisfactorio y $M_r \geq M_u$. Se agrega acero pasivo a la sección para el control de agrietamiento y por consideraciones de contracción y temperatura.

Por su parte, la resistencia longitudinal se calcula considerando una franja de ancho $b = 0.55 \text{ m}$ (espaciamiento de los tendones) y el aporte solo del acero de presfuerzo (conservadoramente). Considerando los valores de la Figura 4.14 y el ancho b establecido, se calcula las fuerzas actuantes $M_u = 10.69 \text{ tonf} - \text{m}$ y $P_u = 97.74 \text{ tonf}$. Luego, aplicando el procedimiento descrito en 2.3.2, se calcula el diagrama de interacción de la porción de losa considerada.

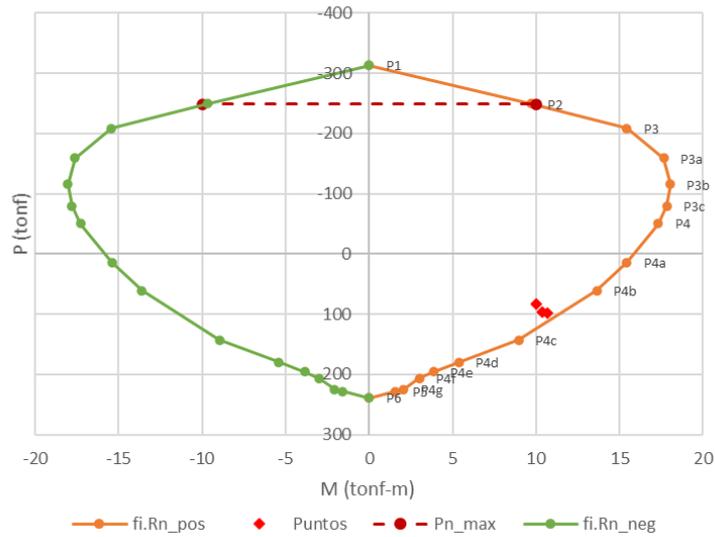


Figura 4.15 Diagrama de interacción porción de losa longitudinal Alternativa 1

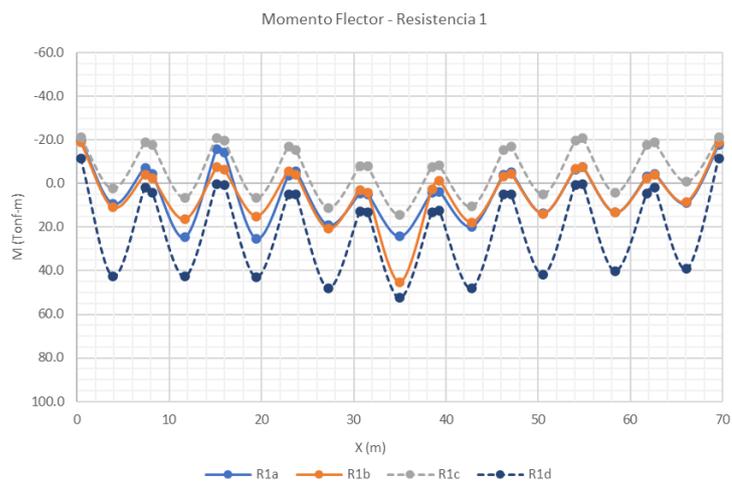
De la figura anterior, se aprecia que las fuerzas actuantes están dentro del diagrama de interacción, con lo que la losa cumple en el estado de resistencia.

4.2.5. Diseño de brida inferior

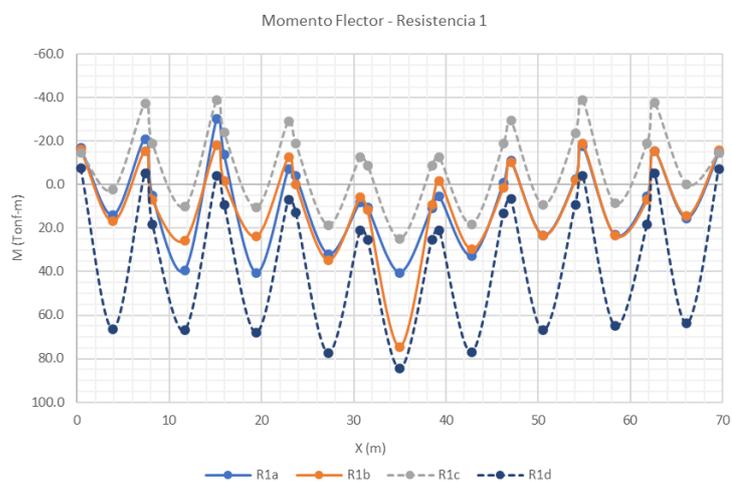
El procedimiento seguido es el mismo que el expuesto en la sección 3.3.6. Las fuerzas actuantes para cada ancho de ala considerado (Figura 3.24) se resumen en la Figura 4.16 y Figura 4.17. Cabe resaltar que en los diagramas de momentos se presentan los momentos negativos a 0.4 m del eje de los nudos.

Se observa de los diagramas que el máximo momento positivo está en el orden de 55, 85 y 100 tonf-m para las secciones 1, 2 y 3, respectivamente; mientras que el máximo momento negativo está en el orden de 20, 40 y 45 tonf-m. Con respecto a las máximas fuerzas axiales, se encuentran en el orden de 500, 680 y 800 tonf para las secciones 1, 2 y 3, respectivamente.

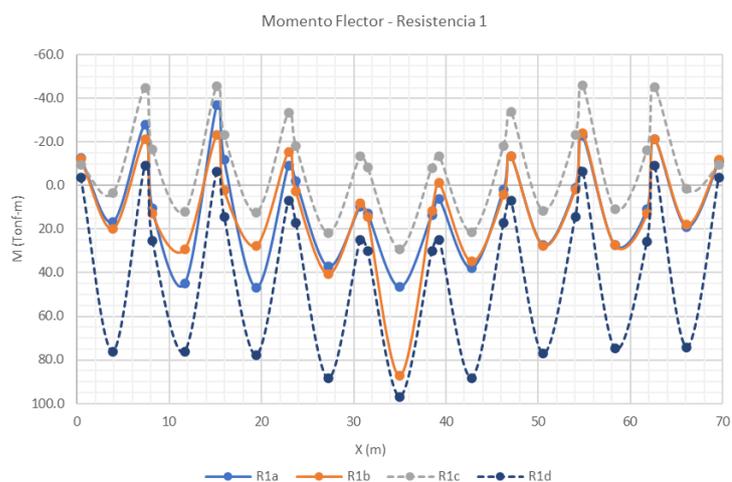
Luego, considerando el acero propuesto y la geometría de cada sección, se calcula los diagramas de interacción según los lineamientos del acápite 2.3.2. La evaluación de la capacidad se realiza en la Figura 4.18.



(a) Sección de brida inferior 1



(b) Sección de brida inferior 2



(c) Sección de brida inferior 3

Figura 4.16 Diagrama de momentos flectores en secciones de brida inferior Alternativa 1

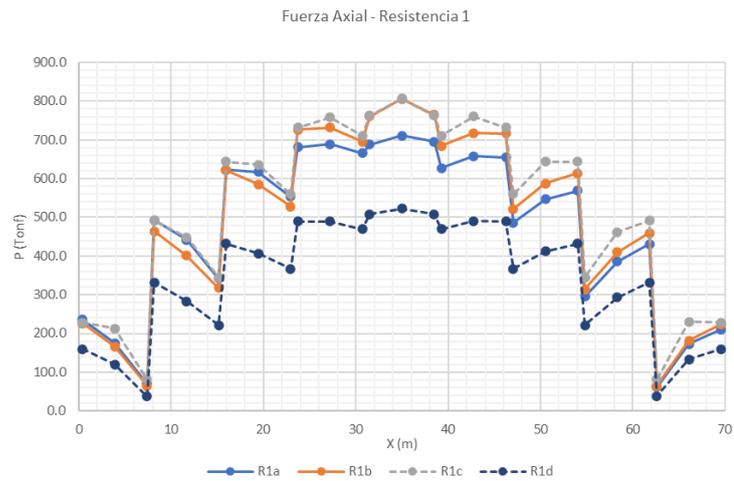
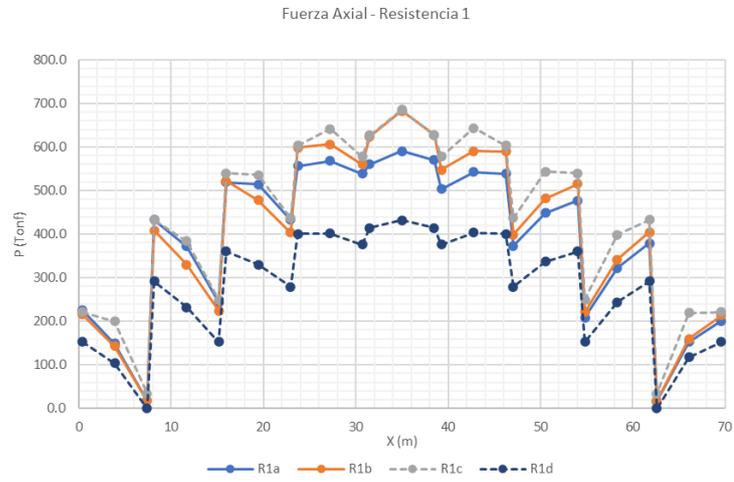
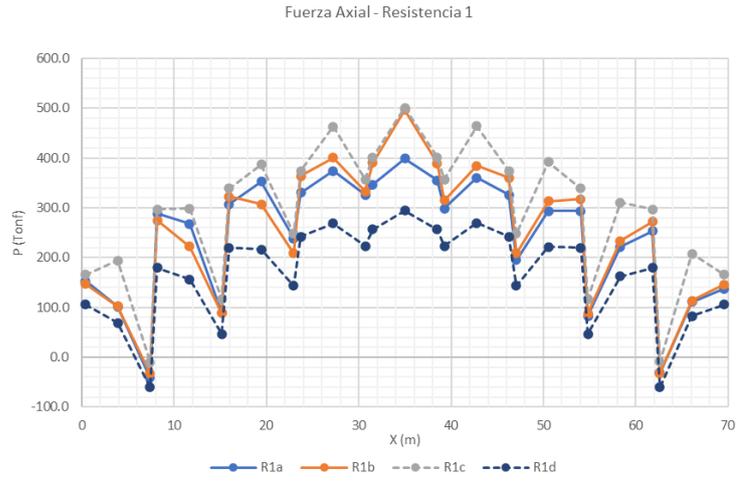
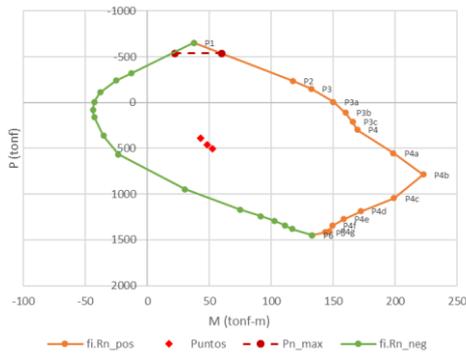
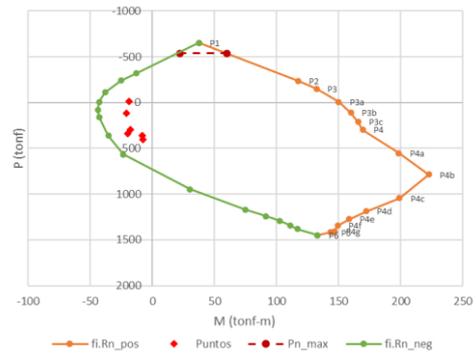


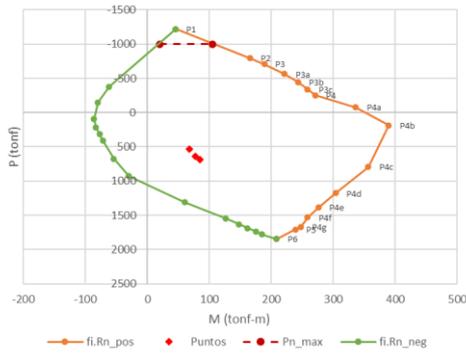
Figura 4.17 Diagrama de fuerzas axiales en secciones de brida inferior Alternativa 1



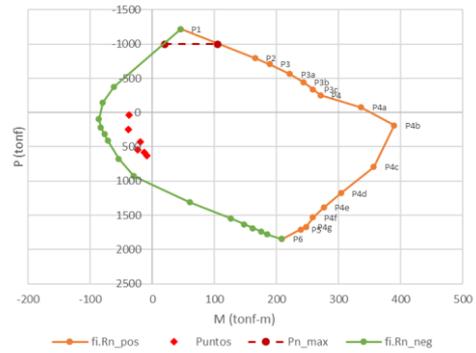
(a) Sección 1 – Momento positivo



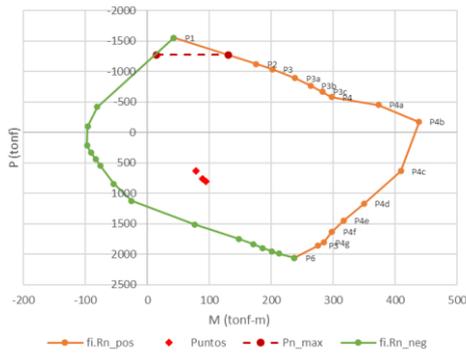
(b) Sección 1 – Momento negativo



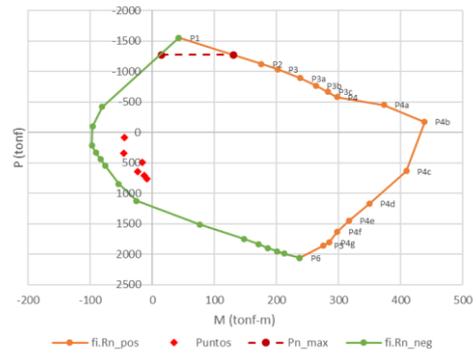
(c) Sección 2 – Momento positivo



(d) Sección 2 – Momento negativo



(e) Sección 3 – Momento positivo



(f) Sección 3 – Momento negativo

Figura 4.18 Diagramas de interacción brida inferior Alternativa 1

De la figura anterior se observa que, para los distintos anchos de ala considerados, la capacidad a tracción y momento positivo combinados es mucho mayor a las fuerzas actuantes. Similarmente, la capacidad a tracción y momento negativo combinados es adecuada frente a las solicitaciones calculadas. Por lo tanto, la brida inferior cumple por resistencia.

Además, se realiza la verificación por corte de la brida inferior. Para ello, se sigue un procedimiento similar al descrito en la sección 3.3.6. El diagrama de fuerzas cortantes se muestra en la siguiente figura.

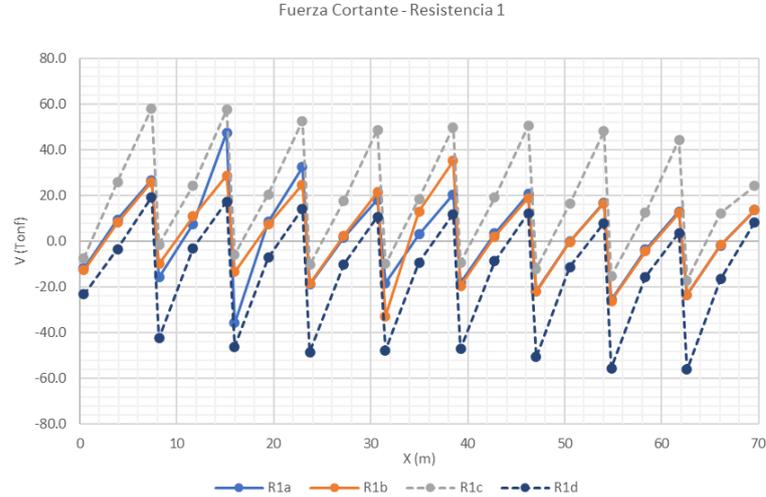


Figura 4.19 Diagrama de fuerzas cortantes en brida inferior en Resistencia I Alternativa 1

La resistencia al corte se realiza según los procedimientos expuestos en la sección 2.3.3. Considerando las fuerzas últimas más desfavorables, esto es $V_u = 60 \text{ tonf}$, $N_u = 800 \text{ tonf}$ y $M_u = -45 \text{ tonf}$, además de $b_v = 0.6 \text{ m}$, $d_v = 0.72h = 0.5 \text{ m}$ y $V_p = 0$, en la ecuación (2.39) se obtiene $\varepsilon_s = -2.38 \times 10^{-2}$; sin embargo, se limita este valor a $\varepsilon_s = -1.0 \times 10^{-4}$. Análogo al procedimiento del Diseño Base, se utiliza conservadoramente $\beta = 2.0$ y $\theta = 45^\circ$. Luego, la resistencia aportada por el concreto al corte según la ecuación (2.35) es $V_c = 29.75 \text{ tonf}$.

En la zona aledaña al nudo se dispone $3\text{Ø}5/8'' @.05\text{m}$ mientras que en la zona entre nudos se dispone $\text{Ø}1/2'' @.30\text{m}$. Con ello, y la ecuación (2.36) se obtiene $V_s = 166.32 \text{ tonf}$ y $V_s = 17.78 \text{ tonf}$, respectivamente. Luego, de la ecuación (2.33) se obtiene $V_n = 196.07 \text{ tonf}$ y $V_n = 47.53 \text{ tonf}$ para las secciones aledañas al nudo y entre nudos, respectivamente.

Finalmente, considerando también el límite de la ecuación (2.34) $V_{n_max} = 262.5 \text{ tonf}$ y el factor de resistencia $\phi = 0.90$, se obtiene $V_r = 176.46 \text{ tonf}$ en las secciones aledañas al nudo y $V_r = 42.77 \text{ tonf}$ entre nudos, los cuales son mayores a las solicitaciones de la Figura 4.19.

4.2.6. Diseño de diagonales

La Figura 4.20 muestra las fuerzas axiales máximas y mínimas por diagonal. Se observa que la máxima fuerza axial se encuentra en las dos primeras diagonales, y está en el orden de 470 tonf. Por otro lado, se observa también que puede existir inversión de la fuerza axial solo en las diagonales contiguas al centro de luz.

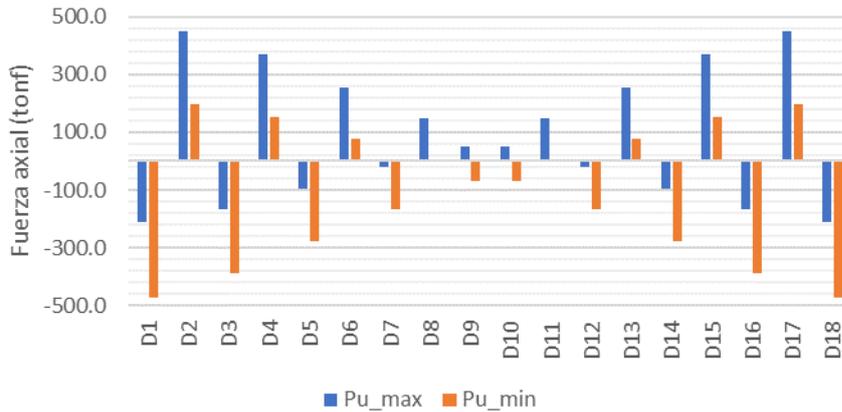


Figura 4.20 Fuerzas axiales en diagonales en Resistencia I + PS Alternativa 1

La Figura 4.21 muestra los máximos momentos flectores en el plano y fuera del mismo para cada diagonal. Se observa que los momentos fuera del plano han disminuido significativamente con respecto al caso del Diseño Base debido a la presencia de vigas transversales. Esto permite también una ligera optimización de las secciones de algunas de las diagonales.

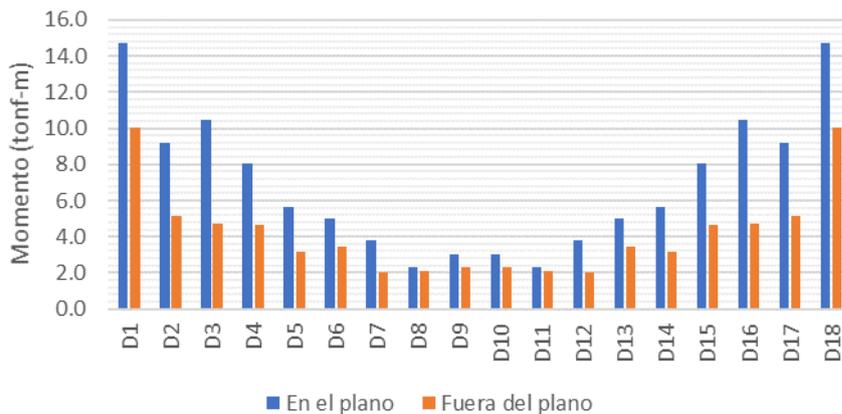


Figura 4.21 Momentos flectores en diagonales en Resistencia I + PS Alternativa 1

La Figura 4.22 reporta los máximos ratios de interacción de cada diagonal junto con la relación entre la máxima fuerza axial y la fuerza axial resistente (P_u/P_r). Se puede apreciar que la utilización de la capacidad es principalmente por fuerza axial y la contribución de los momentos al ratio de interacción se ve disminuida.

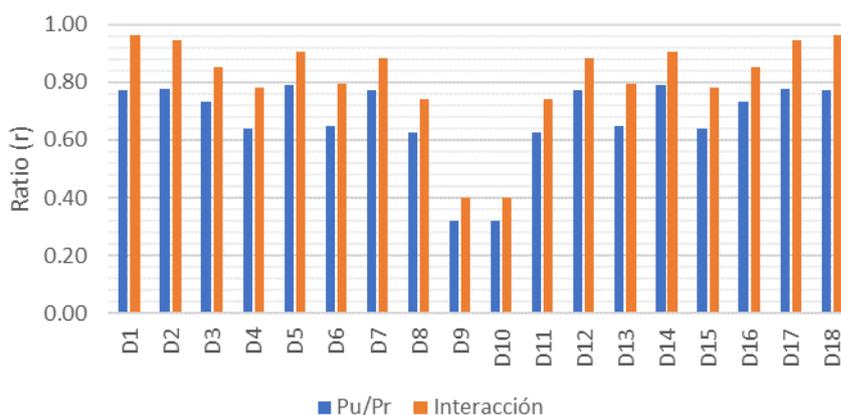


Figura 4.22 Máximos ratios de interacción por diagonal Alternativa 1

4.2.7. Contraste con diseño base

La adición de vigas transversales en los nudos del reticulado tiene diversas implicancias en el comportamiento de los elementos de la estructura.

Con respecto a la losa, se observa que en el diseño base esta trabaja principalmente a fuerza axial en el sentido longitudinal y a flexión en el sentido transversal. Al agregar las vigas transversales, se ve reducida la flexión transversal, pero aparece también una flexión longitudinal, la cual no llega a ser determinante debido a la cantidad de postensado longitudinal provisto en el tablero. De ese modo, la cantidad de postensado transversal del diseño base, $P_e = 95 \text{ tonf @0.75 m}$, se ve reducido a $P_e = 49 \text{ tonf @0.75 m}$. Acero pasivo para el control de agrietamiento es añadido en ambos casos por igual.

Con respecto a los esfuerzos en la brida inferior, al agregar vigas transversales se tiene un ligero aumento del esfuerzo generado por el peso propio, pero una reducción del esfuerzo generado por las cargas vehiculares, sobre todo en las zonas cercanas a los nudos (Figura 3.11 y Figura 4.2). Ambos efectos combinados resultan en una reducción del máximo esfuerzo a tracción que permite un ligero ajuste del postensado longitudinal, pasando de $P_e = 3646.2 \text{ tonf}$ en el diseño base a $P_e = 3525.0 \text{ tonf}$ en la Alternativa 1, lo cual representa una reducción del 3.3%.

Con respecto a las diagonales, la fuerza axial máxima se ve incrementada de 450 tonf en el Diseño Base a 470 tonf en la Alternativa 1. Sin embargo; la adición de las vigas transversales contribuye a disminuir significativamente los momentos generados por la flexión transversal (fuera del plano del reticulado), lo cual permite una ligera optimización de algunas de las secciones utilizadas. Dicha disminución

se puede apreciar indirectamente al comparar el ratio de interacción r con la relación entre la demanda y capacidad axial P_u/P_r (Figura 3.21 y Figura 4.22).

Con respecto a las fuerzas en Resistencia I en la brida inferior, se observa que, al comparar la Figura 3.25 con la Figura 4.16, los momentos flectores positivos se reducen en aproximadamente 10% por la adición de las vigas transversales. Cabe mencionar que la reducción en los momentos flectores negativos es mucho más pronunciada, pero se debe en parte al hecho de que en el Diseño Base se consideraron las fuerzas al eje de los nudos, mientras que en la Alternativa 1 se tomaron las fuerzas a 0.4 m del eje. Contrariamente, al comparar la Figura 3.26 con la Figura 4.17, se observa que las fuerzas axiales incrementan en aproximadamente 5% al agregar las vigas transversales, debido al mayor peso propio.

Una gran diferencia se nota al comparar los diagramas de interacción de la brida inferior (Figura 3.27 y Figura 4.18). En el Diseño Base, la capacidad a flexión negativa y tracción axial combinados es apenas mayor a las solicitaciones, mientras que en la Alternativa 1 la solicitación a flexión negativa se ve disminuida significativamente, lo que conlleva a una reducción en el acero de refuerzo necesario en la sección de los nudos.

Con respecto a la brida superior, las solicitaciones de fuerza axial se ven incrementadas por el incremento de peso; sin embargo, el refuerzo dispuesto en el diseño base satisface las nuevas solicitaciones, por lo que no se incurre en ningún cambio entre ambos diseños.

Con respecto a los nudos embebidos, no se espera una variación significativa en su comportamiento al agregar vigas transversales, por lo que en principio se adopta el mismo refuerzo que en el Diseño Base.

En resumen, la adición de vigas transversales ayuda a concentrar parte de la carga de la losa y transferirla directamente a los nudos, lo cual disminuye la flexión transversal de la losa, la flexión local de la brida inferior y los momentos fuera del plano en las diagonales. Esto conlleva a una reducción significativa del postensado transversal, una mejor distribución de las fuerzas y esfuerzos en la brida inferior, y una ligera optimización en las secciones de las diagonales.

4.3. ALTERNATIVA 2

4.3.1. Descripción

En esta alternativa se introduce un nervio longitudinal en el eje del puente (además de las vigas transversales en los nudos del reticulado). El espesor de la losa (variable en los diseños previos) se define constante y se prescinde del postensado transversal. La sección del tablero, vigas transversales y nervio longitudinal se esquematizan en la Figura 4.23. El detalle de las dimensiones y refuerzo se encuentra en los planos del Anexo 2.

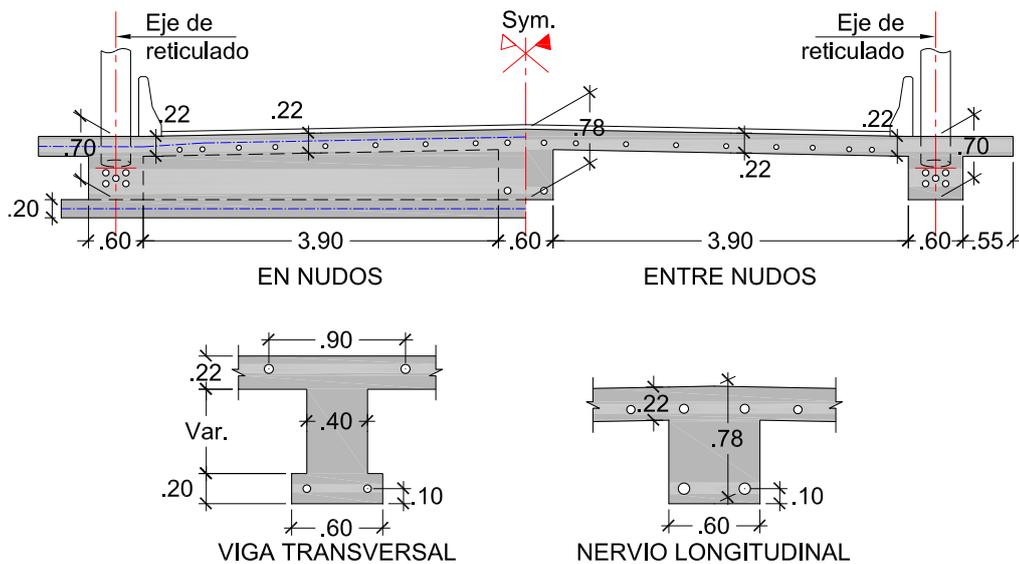
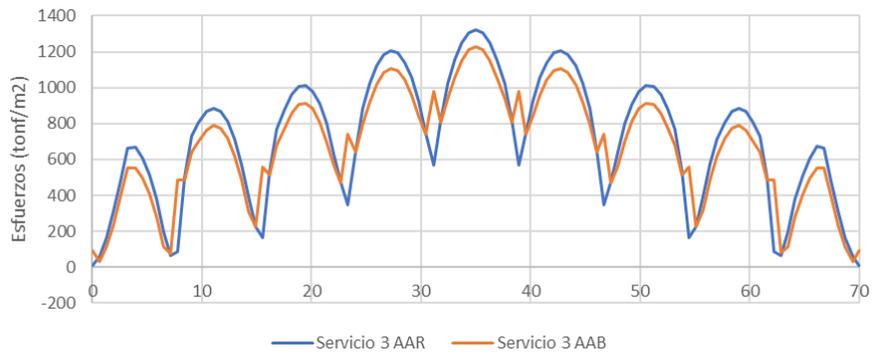


Figura 4.23 Sección de tablero en Alternativa 2

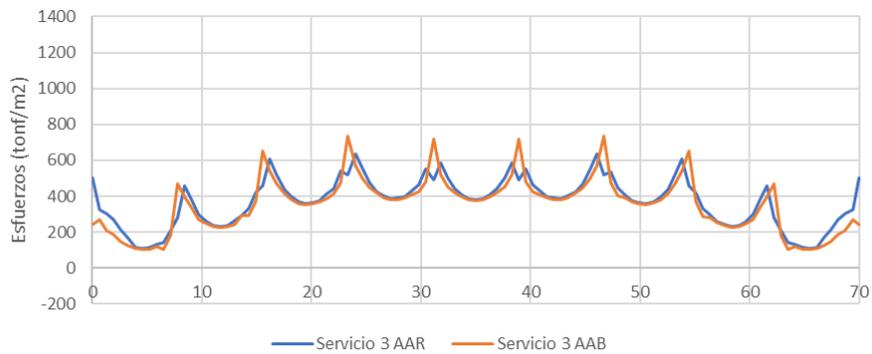
Cabe resaltar que, en comparación con la Alternativa 1, la reducción de área de concreto al establecer el espesor de losa constante se compensa con la adición del nervio longitudinal considerado. En consecuencia, el peso del tablero no se ve incrementado con respecto a la Alternativa 1.

4.3.2. Postensado longitudinal y verificación de esfuerzos

El procedimiento para establecer la fuerza de postensado longitudinal es análogo al descrito en la sección 3.3.3; según el cual, se calcula en función de la limitación del máximo esfuerzo a tracción en las fibras extremas de la brida inferior.



(a) Fibra inferior

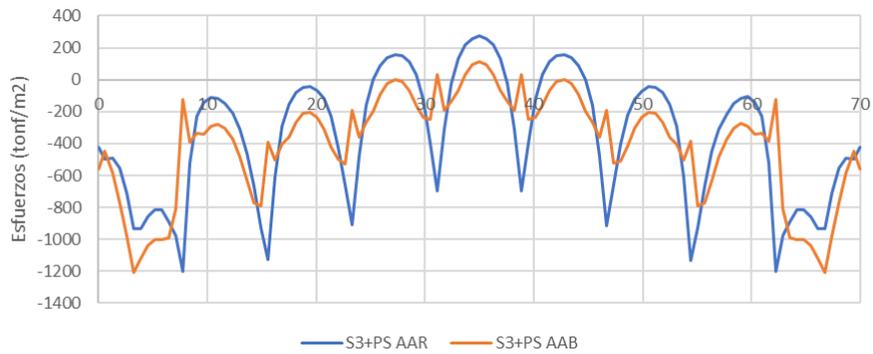


(b) Fibra superior

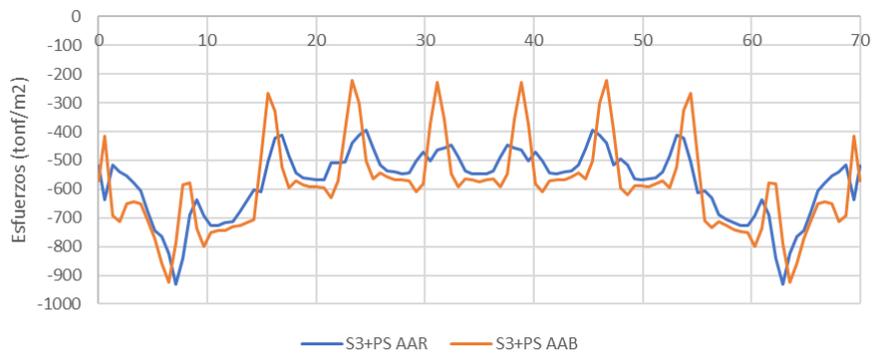
Figura 4.24 Esfuerzos en brida inferior en Servicio III Alternativa 2

La Figura 4.24 presenta los esfuerzos máximos a tracción en las fibras extremas de la brida inferior en el estado límite de Servicio III. Se observa que el máximo esfuerzo a tracción está en el orden de 1320 tonf/m² y se encuentra en la fibra inferior, y entre los nudos al centro de luz; mientras que, en la fibra superior, el máximo esfuerzo a tracción está en el orden de 730 tonf/m² y se encuentra sobre los nudos del reticulado del tercio central, aproximadamente.

En comparación con la Alternativa 1, la fuerza de postensado longitudinal para esta alternativa es reducida a $P_e = 3220.5 \text{ tonf}$ de fuerza efectiva total en el tablero. Dicha fuerza se encuentra distribuida en las bridas inferiores (1435.5 tonf), nervio longitudinal (509 tonf) y losa (1276 tonf). Luego, los esfuerzos en la brida inferior en Servicio III más postensado se muestran en la Figura 4.25.



(a) Fibra inferior



(b) Fibra superior

Figura 4.25 Esfuerzos en brida inferior en Servicio III + PS Alternativa 2

De la figura anterior, se observa que el máximo esfuerzo a tracción está en el orden de 274 tonf/m² y se encuentra en la fibra inferior, entre los nudos al centro de luz. Este esfuerzo máximo es menor al admisible 298 tonf/m². Además, se observa que solo se presenta esfuerzos de tracción en la zona de los tres tramos centrales. Por otro lado, la fibra superior se mantiene en compresión en toda la longitud del puente.

A su vez, se verifican los esfuerzos en la fibra inferior del nervio longitudinal.

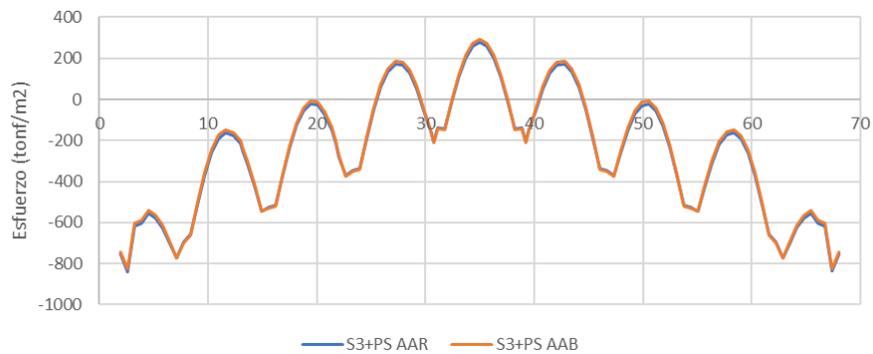
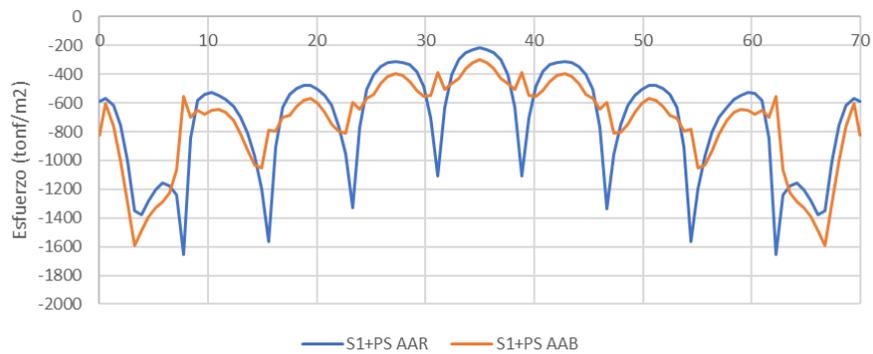


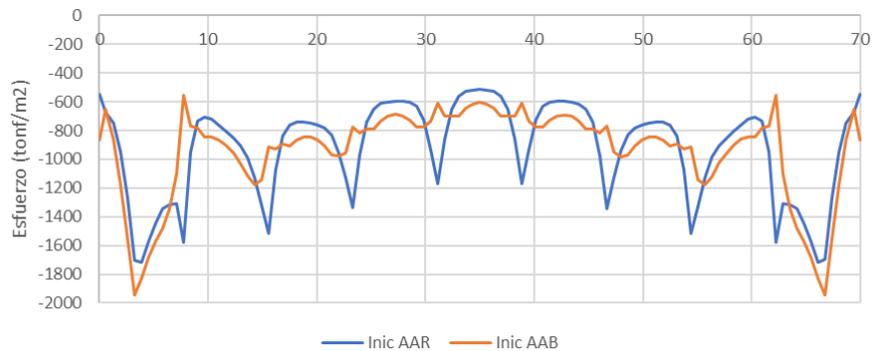
Figura 4.26 Esfuerzos en fibra inferior de nervio longitudinal en Servicio III + PS Alternativa 2

De la Figura 4.26, se observa que el máximo esfuerzo a tracción en la fibra inferior del nervio está en el orden de 293 tonf/m², y es menor al admisible.

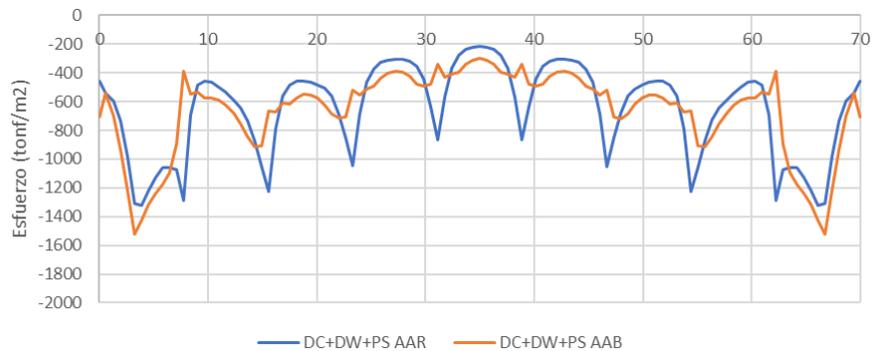
Luego de establecer la fuerza de postensado necesaria, se realiza la verificación de que esta no sea excesiva y cause esfuerzos de compresión considerables en la estructura. Para ello, se verifican los esfuerzos en el estado límite de Servicio I para la etapa final, así como los esfuerzos en la etapa inicial y para las cargas permanentes.



(a) Esfuerzos en Servicio I + PS



(b) Esfuerzos en etapa inicial

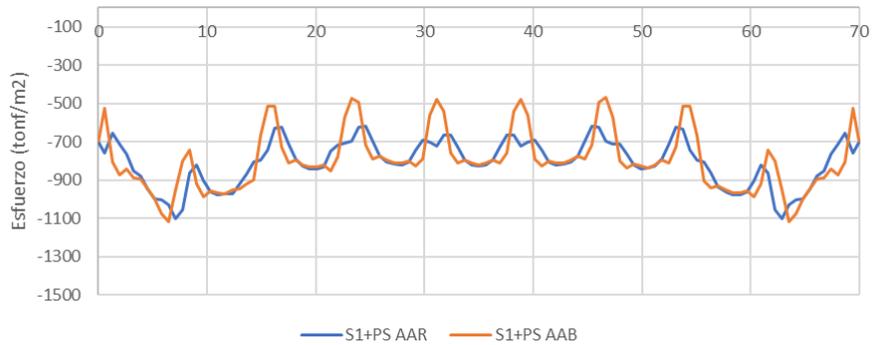


(c) Esfuerzos por cargas permanentes

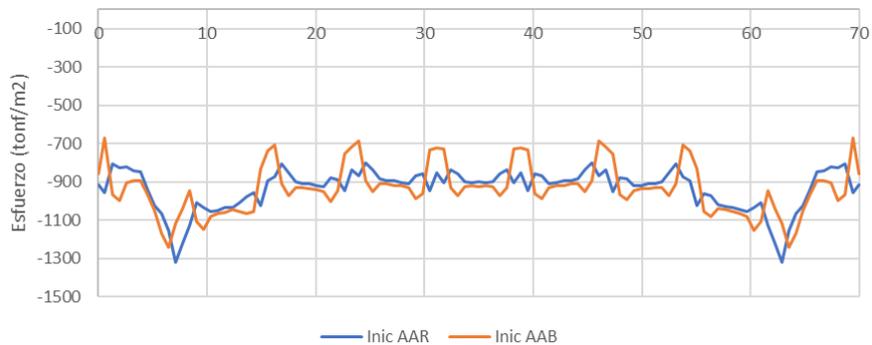
Figura 4.27 Verificación de compresión en fibra inferior Alternativa 2

De la figura anterior se observa que, para la etapa de servicio, el máximo esfuerzo de compresión en la fibra inferior está en el orden de 1650 tonf/m². Además, durante la transferencia de postensado (etapa inicial) el máximo esfuerzo de compresión está en el orden de 1950 tonf/m². Similarmente, el esfuerzo producido por las cargas permanentes está en el orden de 1520 tonf/m².

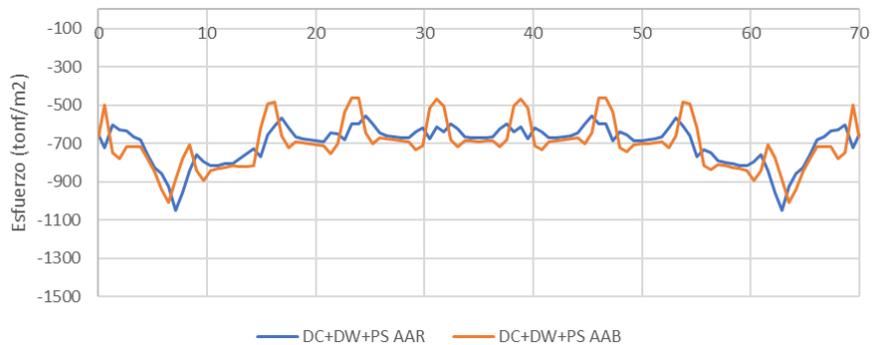
Los esfuerzos de compresión en la fibra inferior antes mencionados cumplen con los límites según la Tabla 3-5.



(a) Esfuerzos en Servicio I + PS



(b) Esfuerzos en etapa inicial

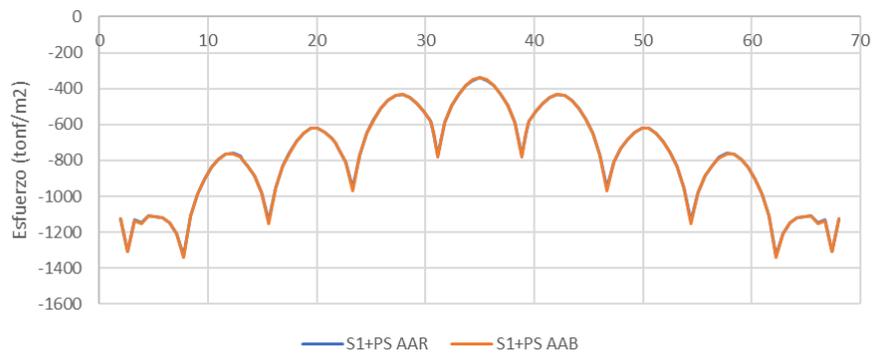


(c) Esfuerzos por cargas permanentes

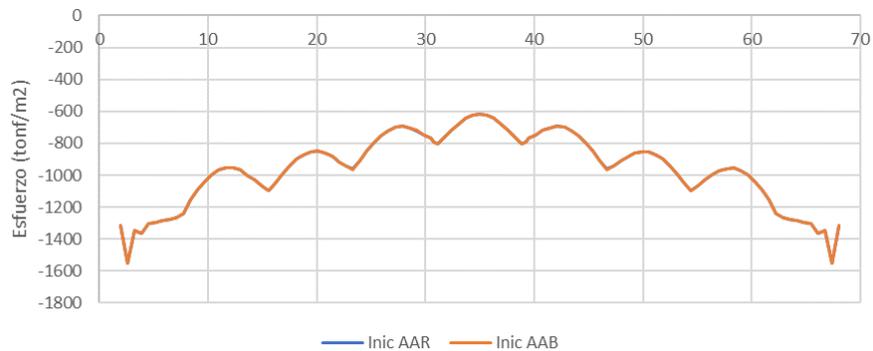
Figura 4.28 Verificación de compresión en fibra superior Alternativa 2

De la figura anterior se observa que, para la etapa de servicio, el máximo esfuerzo de compresión en la fibra superior está en el orden de 1120 tonf/m². Además, durante la transferencia de postensado (etapa inicial) el máximo esfuerzo de compresión está en el orden de 1320 tonf/m². Similarmente, el esfuerzo producido por las cargas permanentes está en el orden de 1050 tonf/m².

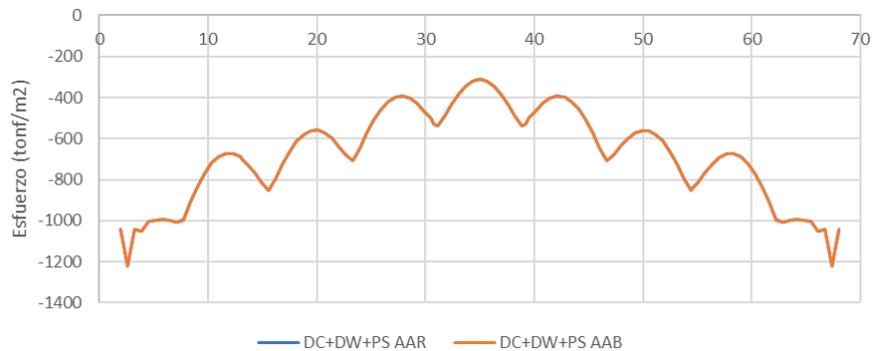
Análogo al caso de la fibra inferior, los esfuerzos de compresión en la fibra superior antes mencionados cumplen con los límites según la Tabla 3-5.



(a) Esfuerzos en Servicio I + PS



(b) Esfuerzos en etapa inicial



(c) Esfuerzos por cargas permanentes

Figura 4.29 Verificación de compresión en fibra inferior de nervio Alternativa 2

En el caso del nervio longitudinal se observa que, para la etapa de servicio, el máximo esfuerzo de compresión en la fibra inferior está en el orden de 1340 tonf/m^2 . Además, durante la transferencia de postensado (etapa inicial) el máximo esfuerzo de compresión está en el orden de 1550 tonf/m^2 . Similarmente, el esfuerzo producido por las cargas permanentes está en el orden de 1220 tonf/m^2 .

4.3.3. Diseño de vigas transversales

La verificación de esfuerzos se muestra en la Figura 4.30. Se dispone 2 tendones de $P_e = 95 \text{ tonf}$ en el ala superior, y 2 tendones de $P_e = 95 \text{ tonf}$ en el ala inferior. Se observa que la máxima tracción en Servicio III + Postensado está en el orden de 242 tonf/m^2 y es menor al admisible 298 tonf/m^2 . Además, la máxima compresión en Servicio I + Postensado está en el orden de 560 tonf/m^2 y es menor al admisible 2100 tonf/m^2 .

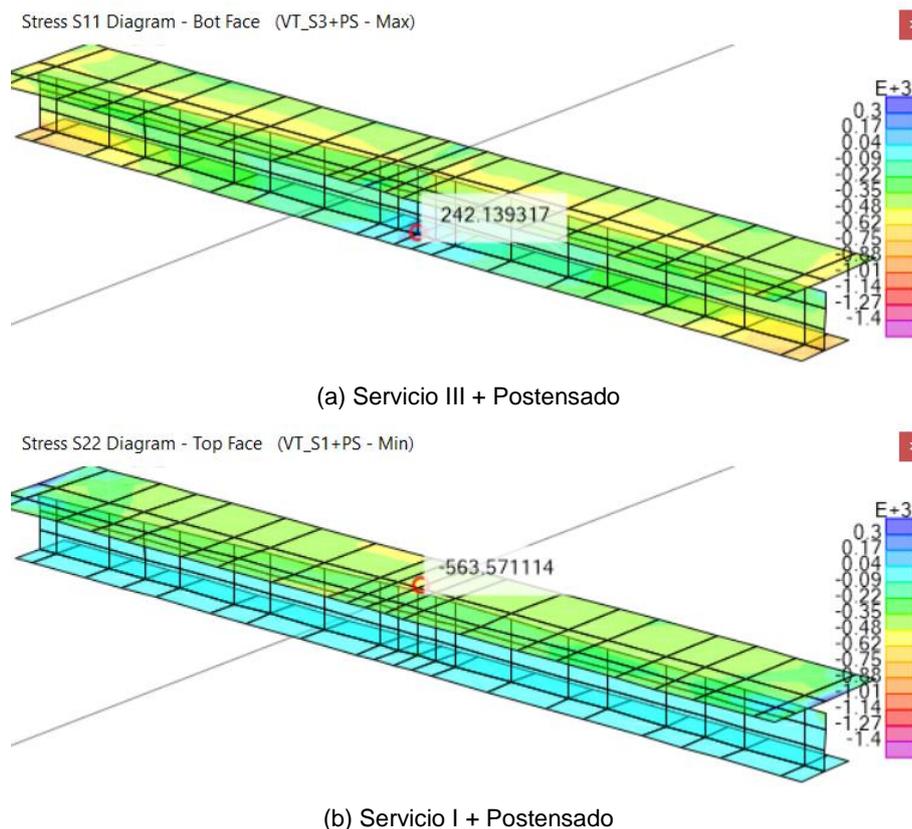


Figura 4.30 Esfuerzos (tonf/m^2) en fibras de viga transversal Alternativa 2

La verificación en resistencia de la viga transversal se realiza con el mismo procedimiento seguido en la sección 4.2.3.

A continuación, se presenta la envolvente de momentos flectores actuantes en Resistencia I para las vigas transversales VT200 y VT500. Se observa que el máximo momento actuante está en el orden de $M_u = 245 \text{ tonf} - m$.

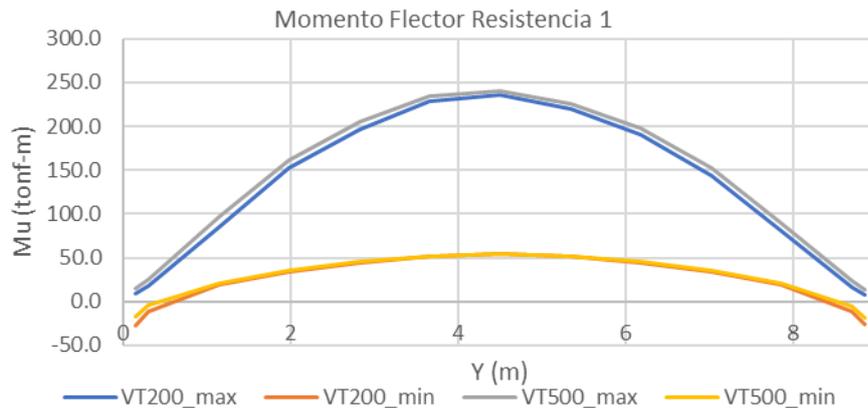


Figura 4.31 Diagrama de momentos flectores en viga transversal Alternativa 2

La sección central es de peralte 0.98 m, con espesor de ala 0.22 m y ancho 7.78 m. Se tienen 2 tendones de 6 torones en el ala inferior, correspondiente a un área $A_{ps} = 16.8 \text{ cm}^2$ ubicado a una distancia $d_{ps} = 0.88 \text{ m}$ de la fibra superior. En el ala superior, la sección cuenta con 2 tendones de 6 torones dentro del ancho de ala considerado, correspondientes a un área $A_{ps} = 16.8 \text{ cm}^2$ ubicado a una distancia $d_{ps} = 0.0855 \text{ m}$ de la fibra superior. Además, se disponen 4 varillas $\text{Ø}1/2''$ en el ala inferior, que corresponden a un área $A_s = 5.08 \text{ cm}^2$ a una distancia $d_s = 0.92 \text{ m}$.

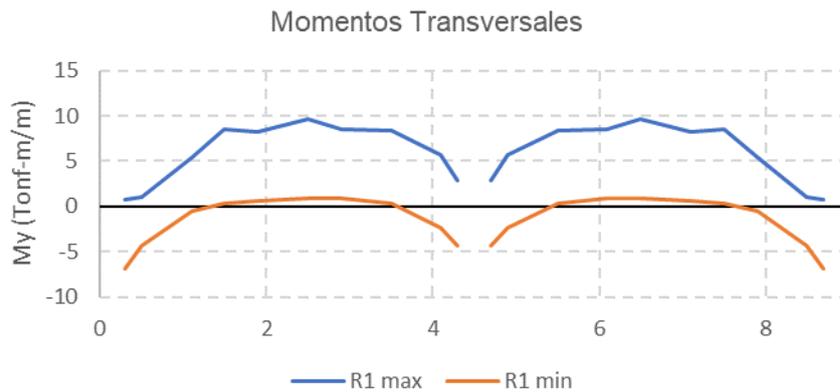
El cálculo de la resistencia se puede realizar según el procedimiento convencional para vigas postensadas o también según lo descrito en la sección 2.3.2, donde la resistencia a flexión positiva viene dada por la intersección del diagrama de interacción con el eje M_n (es decir, $P_n = 0$). Ambos procedimientos proporcionan el mismo resultado.

Luego, el momento resistente resulta $M_r = 315 \text{ tonf} - m$, y es mayor al momento último $M_u = 245 \text{ tonf} - m$. Por lo tanto, el diseño es satisfactorio.

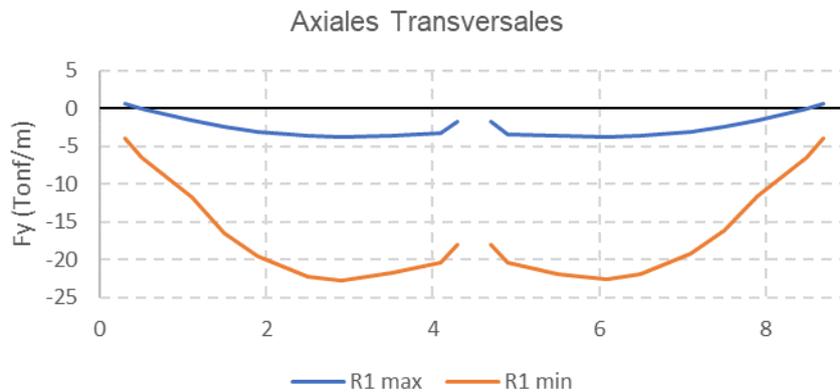
4.3.4. Diseño de losa

Longitudinalmente la losa se encuentra postensada, mientras que transversalmente se dispone solo refuerzo convencional.

Las fuerzas actuantes en el sentido transversal se presentan en la Figura 4.32; mientras que las fuerzas actuantes en el sentido longitudinal se resumen en la Figura 4.33. Ambas figuras presentan las fuerzas de la sección del centro de luz del puente.



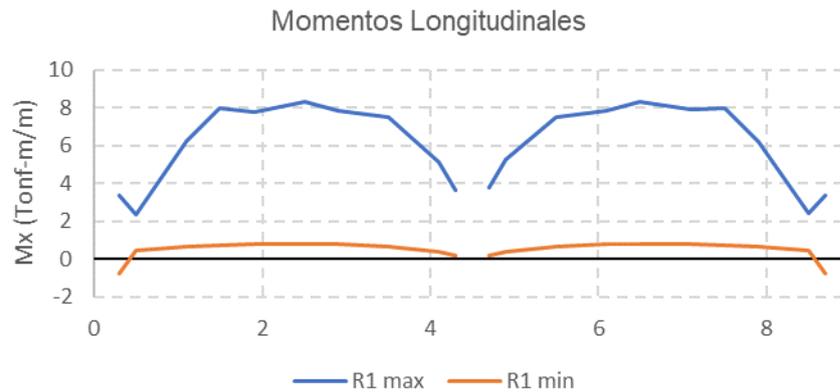
(a) Momentos flectores



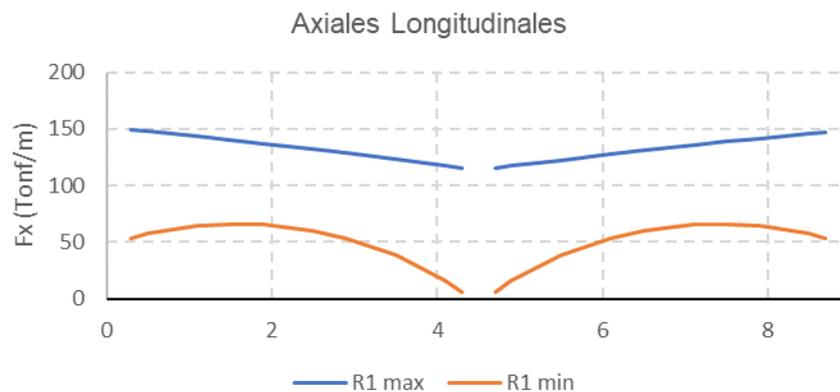
(b) Fuerzas axiales

Figura 4.32 Fuerzas transversales en losa (centro de luz) Alternativa 2

De la figura anterior se observa que, en el caso de las acciones transversales, la losa no presenta sollicitación a tracción axial; por lo tanto, en esta dirección se hace el diseño considerando solo los efectos de flexión.



(a) Momentos flectores



(b) Fuerzas axiales

Figura 4.33 Fuerzas longitudinales en losa (centro de luz) Alternativa 2

Por otro lado, en las acciones longitudinales se observa que tanto los momentos flectores como las fuerzas axiales son significativas. Por lo tanto, en la dirección longitudinal se realiza el diseño por flexotracción según los procedimientos descritos en la sección 2.3.2.

La resistencia transversal se calcula considerando una franja unitaria $b = 1.0 \text{ m}$ y el aporte del acero pasivo dispuesto $\varnothing 5/8'' @ .20\text{m} + \varnothing 1/2'' @ .20\text{m}$; siguiendo estas consideraciones, el momento resistente resulta $M_r = 10.66 \text{ tonf} - \text{m}$. De la Figura 4.32 se obtiene el momento actuante, el cual es $M_u = 9.63 \text{ tonf} - \text{m}$. Luego, el diseño es satisfactorio y $M_r \geq M_u$.

Por su parte, la resistencia longitudinal se calcula considerando una franja de ancho $b = 0.55 \text{ m}$ (espaciamiento de los tendones) y el aporte solo del acero de prefuerzo (conservadoramente). Considerando los valores de la Figura 4.33 y el ancho b establecido, se calcula las fuerzas actuantes $M_u = 4.58 \text{ tonf} - \text{m}$ y $P_u =$

82.5 tonf. Luego, aplicando el procedimiento descrito en 2.3.2, se calcula el diagrama de interacción de la porción de losa considerada.

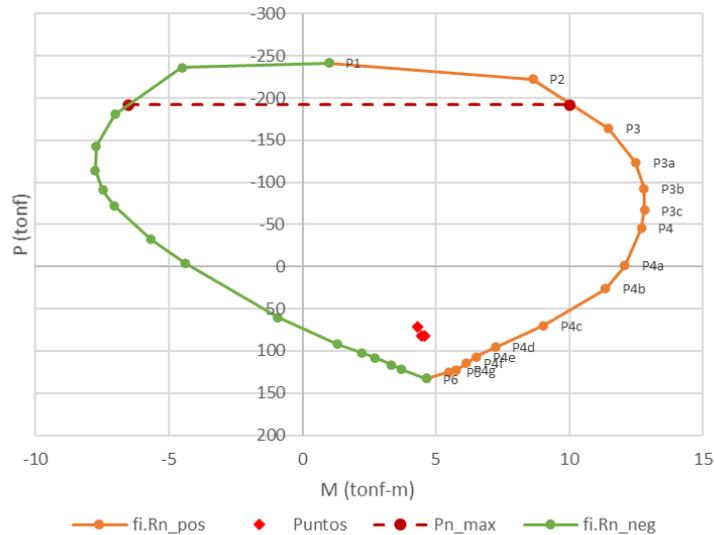


Figura 4.34 Diagrama de interacción porción de losa longitudinal Alternativa 2

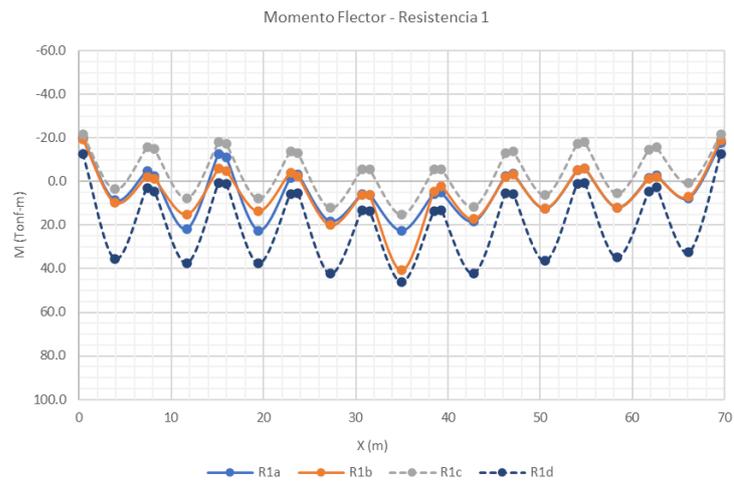
De la figura anterior, se aprecia que las fuerzas actuantes están dentro del diagrama de interacción, con lo que la losa cumple en el estado de resistencia.

4.3.5. Diseño de brida inferior

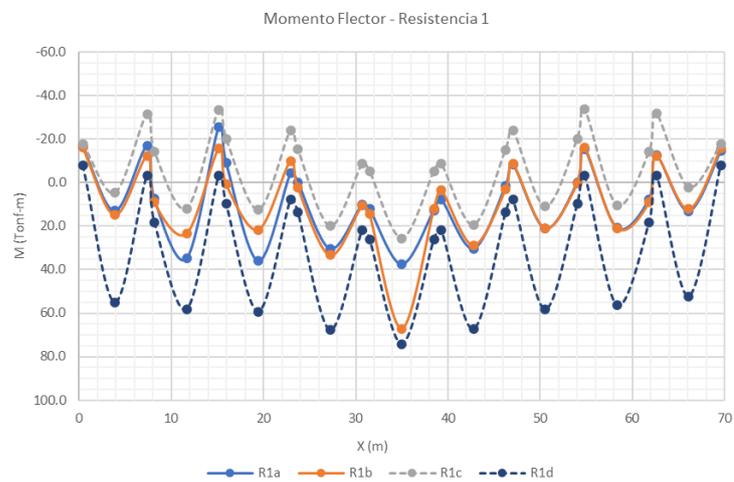
El procedimiento seguido es el mismo que el expuesto en la sección 3.3.6. Las fuerzas actuantes para cada ancho de ala considerado (Figura 3.24) se resumen en la Figura 4.35 y Figura 4.36. Cabe resaltar que en los diagramas de momentos se presentan los momentos negativos a 0.4 m del eje de los nudos.

Se observa de los diagramas que el máximo momento positivo está en el orden de 46, 74 y 85 tonf-m para las secciones 1, 2 y 3, respectivamente; mientras que el máximo momento negativo está en el orden de 22, 34 y 39 tonf-m. Con respecto a las máximas fuerzas axiales, se encuentran en el orden de 480, 660 y 760 tonf para las secciones 1, 2 y 3, respectivamente.

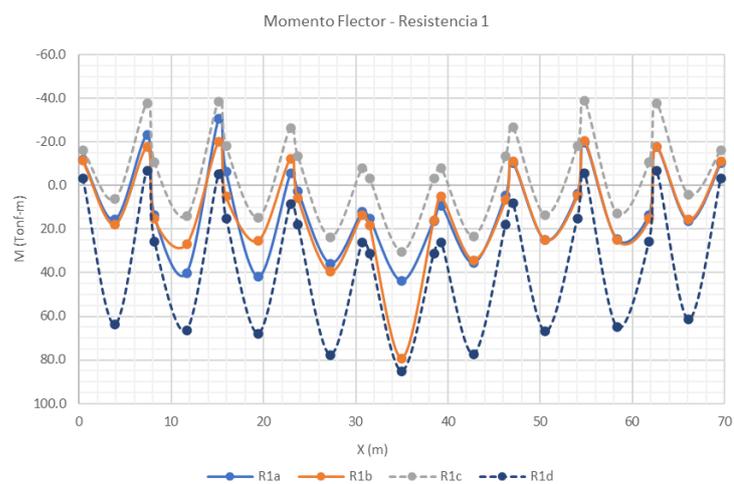
Luego, considerando el acero propuesto y la geometría de cada sección, se calcula los diagramas de interacción según los lineamientos del acápite 2.3.2. La evaluación de la capacidad se realiza en la Figura 4.37.



(a) Sección de brida inferior 1



(b) Sección de brida inferior 2



(c) Sección de brida inferior 3

Figura 4.35 Diagrama de momentos flectores en secciones de brida inferior Alternativa 2

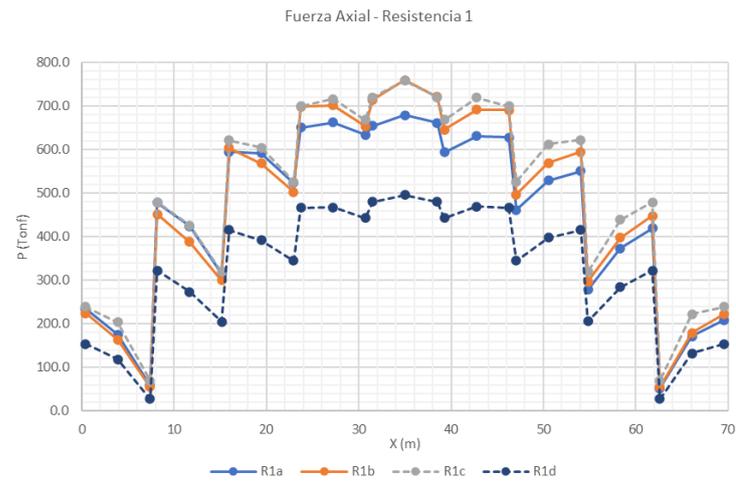
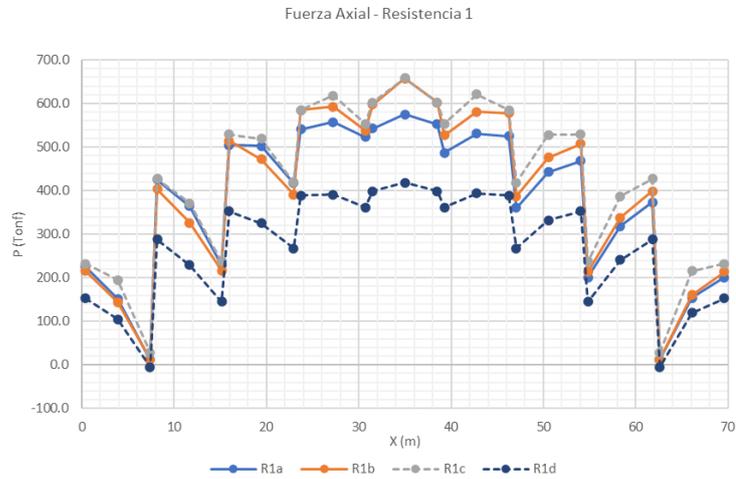
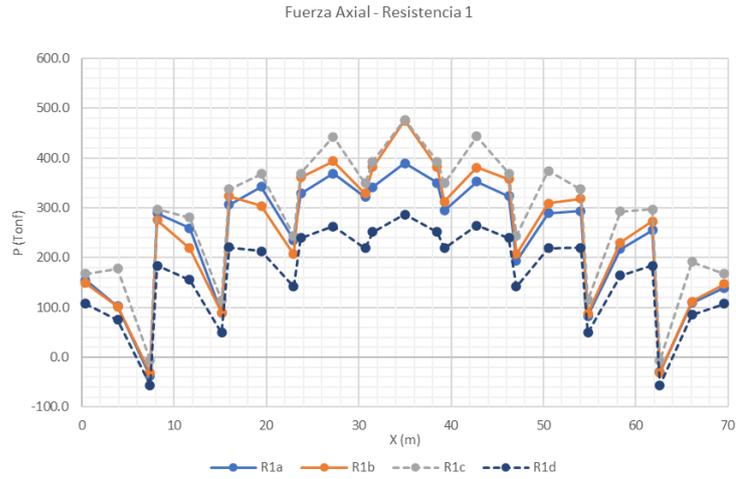
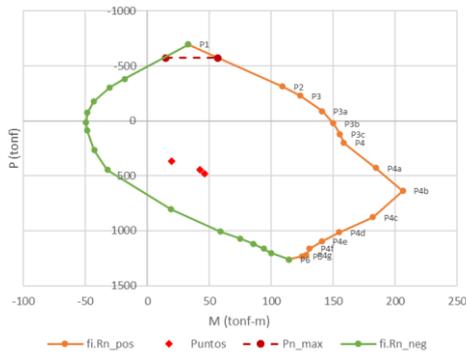
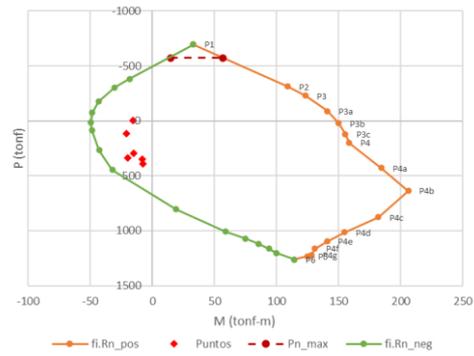


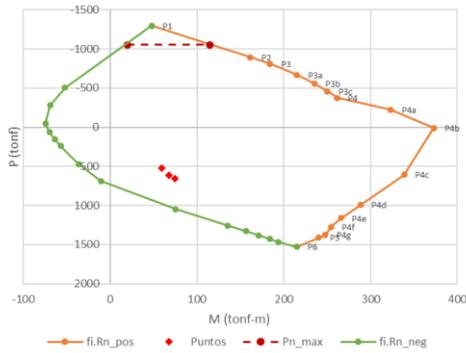
Figura 4.36 Diagrama de fuerzas axiales en secciones de brida inferior Alternativa 2



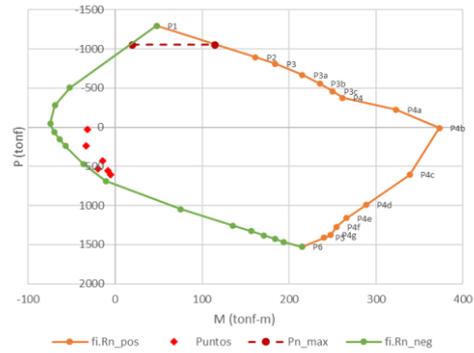
(a) Sección 1 – Momento positivo



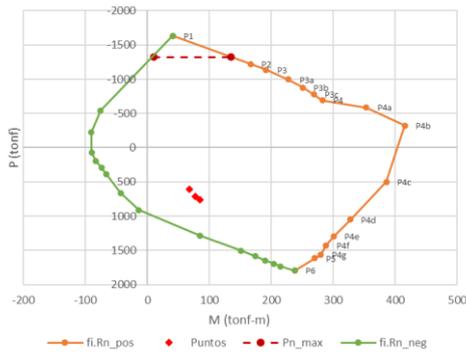
(b) Sección 1 – Momento negativo



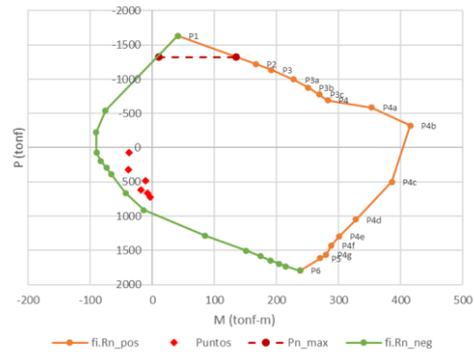
(c) Sección 2 – Momento positivo



(d) Sección 2 – Momento negativo



(e) Sección 3 – Momento positivo



(f) Sección 3 – Momento negativo

Figura 4.37 Diagramas de interacción brida inferior Alternativa 2

De la figura anterior se observa que, para los distintos anchos de ala considerados, la capacidad a tracción y momento positivo combinados es mucho mayor a las fuerzas actuantes. Similarmente, la capacidad a tracción y momento negativo combinados es adecuada frente a las solicitaciones calculadas. Por lo tanto, la brida inferior cumple por resistencia.

Además, se realiza la verificación por corte de la brida inferior. Para ello, se sigue un procedimiento similar al descrito en la sección 3.3.6. El diagrama de fuerzas cortantes se muestra en la siguiente figura.

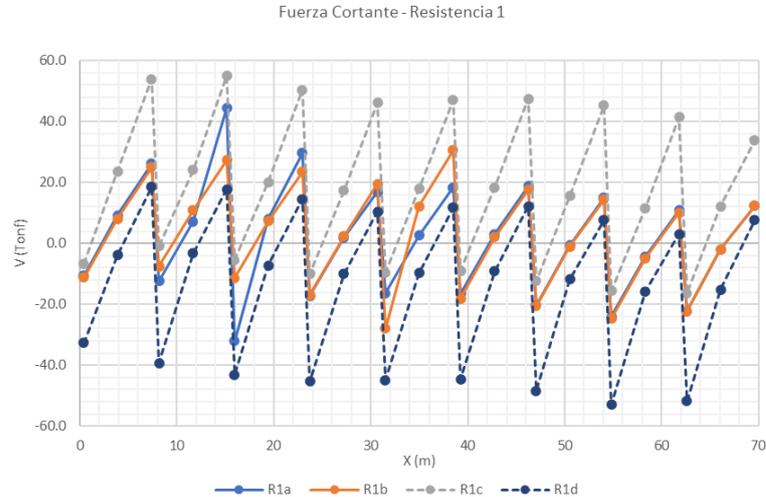


Figura 4.38 Diagrama de fuerzas cortantes en brida inferior en Resistencia I Alternativa 2

La resistencia al corte se realiza según los procedimientos expuestos en la sección 2.3.3. Considerando las fuerzas últimas más desfavorables, esto es $V_u = 55 \text{ tonf}$, $N_u = 760 \text{ tonf}$ y $M_u = -39 \text{ tonf}$, además de $b_v = 0.6 \text{ m}$, $d_v = 0.72h = 0.5 \text{ m}$ y $V_p = 0$, en la ecuación (2.39) se obtiene $\varepsilon_s = -3.31 \times 10^{-2}$; sin embargo, se limita este valor a $\varepsilon_s = -1.0 \times 10^{-4}$. Análogo al procedimiento del Diseño Base, se utiliza conservadoramente $\beta = 2.0$ y $\theta = 45^\circ$. Luego, la resistencia aportada por el concreto al corte según la ecuación (2.35) es $V_c = 29.75 \text{ tonf}$.

En la zona aledaña al nudo se dispone $3\text{Ø}5/8'' @.05\text{m}$ mientras que en la zona entre nudos se dispone $\text{Ø}1/2'' @.30\text{m}$. Con ello, y la ecuación (2.36) se obtiene $V_s = 166.32 \text{ tonf}$ y $V_s = 17.78 \text{ tonf}$, respectivamente. Luego, de la ecuación (2.33) se obtiene $V_n = 196.07 \text{ tonf}$ y $V_n = 47.53 \text{ tonf}$ para las secciones aledañas al nudo y entre nudos, respectivamente.

Finalmente, considerando también el límite de la ecuación (2.34) $V_{n_max} = 262.5 \text{ tonf}$ y el factor de resistencia $\phi = 0.90$, se obtiene $V_r = 176.46 \text{ tonf}$ en las secciones aledañas al nudo y $V_r = 42.77 \text{ tonf}$ entre nudos, los cuales son mayores a las solicitaciones de la Figura 4.38.

4.3.6. Diseño de nervio longitudinal

El diseño del nervio longitudinal se realiza de forma análoga al de la brida inferior. Se estudian dos anchos de ala en compresión diferentes, según lo mostrado en la Figura 4.39. Las fuerzas actuantes para cada ancho de ala considerado se resumen en la Figura 4.40 y Figura 4.41.

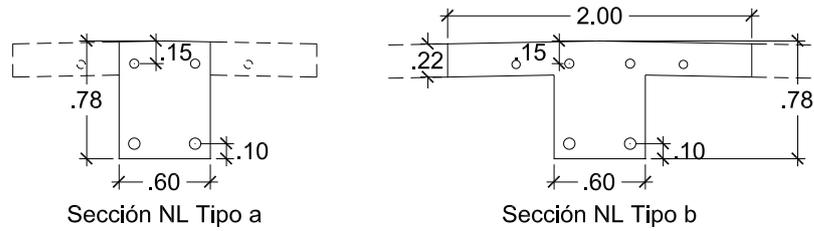
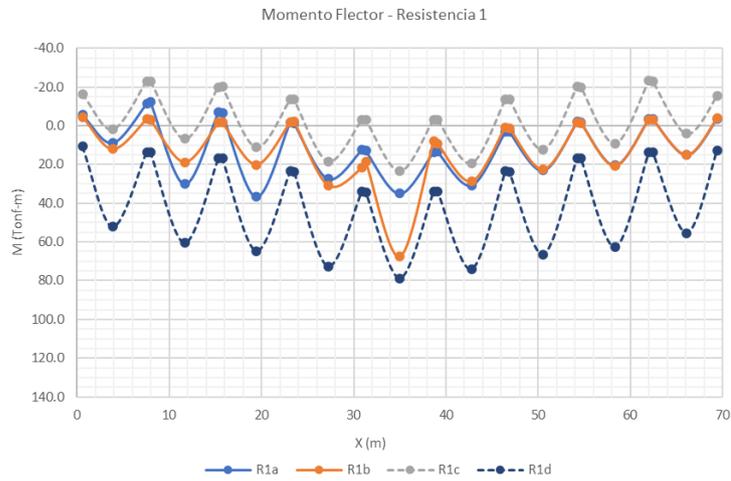
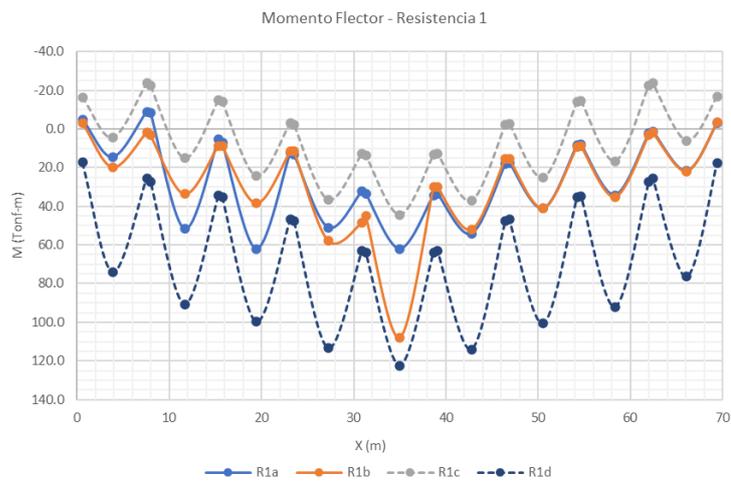


Figura 4.39 Secciones para la verificación de resistencia del nervio longitudinal

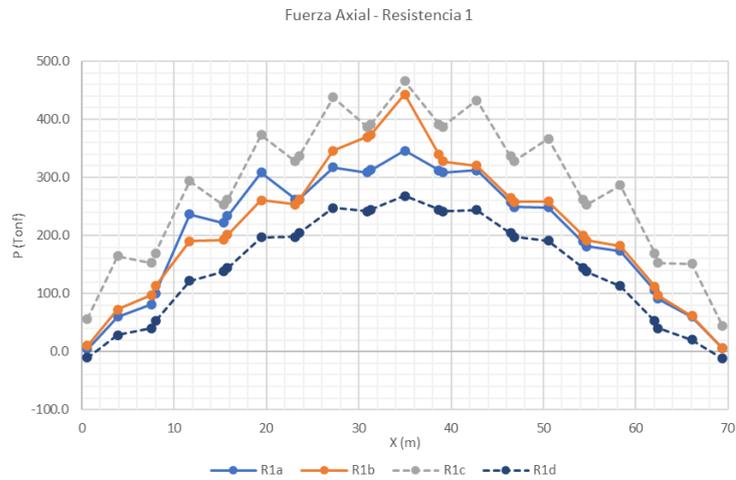


(a) Sección NL Tipo a

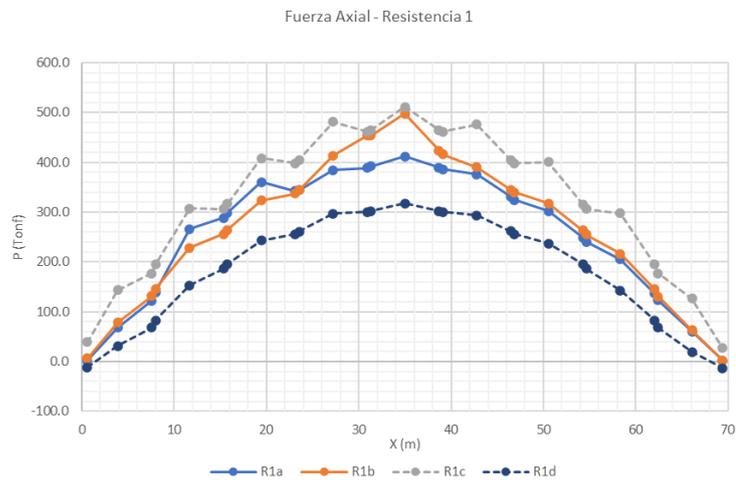


(b) Sección NL Tipo b

Figura 4.40 Diagrama de momentos flectores en secciones de nervio longitudinal Alternativa 2



(a) Sección NL Tipo a

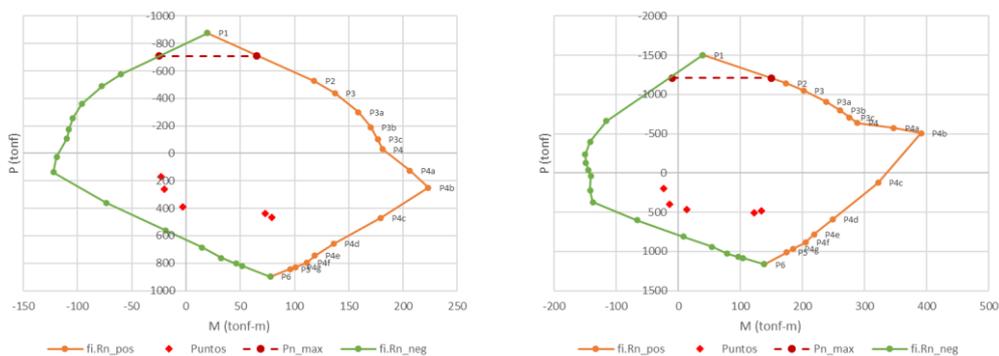


(b) Sección NL Tipo b

Figura 4.41 Diagrama de fuerzas axiales en secciones de nervio longitudinal Alternativa 2

Se observa de los diagramas que el máximo momento positivo está en el orden de 80 y 122 tonf-m para las secciones 1 y 2, respectivamente; mientras que el máximo momento negativo está en el orden de 23 y 22 tonf-m. Con respecto a las máximas fuerzas axiales, se encuentran en el orden de 465 y 510 tonf para las secciones 1, 2 y 3, respectivamente.

Luego, considerando el acero propuesto y la geometría de cada sección, se calcula los diagramas de interacción según los lineamientos del acápite 2.3.2. La evaluación de la capacidad se realiza en la Figura 4.42.



(a) Sección NL Tipo a

(b) Sección NL Tipo b

Figura 4.42 Diagrama de interacción nervio longitudinal Alternativa 2

De la figura anterior se observa que, para los distintos anchos de ala considerados, la capacidad a tracción y momento positivo combinados es mucho mayor a las fuerzas actuantes. Similarmente, la capacidad a tracción y momento negativo combinados es adecuada frente a las solicitaciones calculadas. Por lo tanto, el nervio longitudinal cumple por resistencia.

4.3.7. Contraste con Alternativa 1

En esta alternativa se ha añadido un nervio longitudinal en el eje del puente además de las vigas transversales en los nudos del reticulado. El espesor de la losa se ha establecido constante y el peso del tablero no se ha visto modificado en comparación con la Alternativa 1.

Con respecto a la losa, el agregar un nervio longitudinal reduce significativamente la flexión transversal, lo cual permite proveer refuerzo convencional en esta dirección. Es así que, transversalmente, el refuerzo postensado de la Alternativa 1 $P_e = 49 \text{ tonf} @ 0.75 \text{ m}$ se ve modificado a refuerzo convencional de $\emptyset 5/8" @ .20 \text{ m} + \emptyset 1/2" @ .20 \text{ m}$. En el sentido longitudinal, la losa presenta momentos flectores de alrededor del 50% que en la Alternativa 1, pero las fuerzas axiales son del mismo orden; en esta dirección, la resistencia a flexotracción está provista por el acero de presfuerzo longitudinal en ambos casos.

Con respecto a los esfuerzos en la brida inferior, al agregar un nervio longitudinal se tiene una reducción en alrededor de 7% del máximo esfuerzo a tracción en la fibra inferior (Figura 4.2 y Figura 4.24). Esto permite una reducción en la cantidad de postensado longitudinal total, pasando de $P_e = 3525.0 \text{ tonf}$ en la Alternativa 1 a $P_e = 3220.5 \text{ tonf}$ en la Alternativa 2, lo cual representa una reducción del 8.6%.

Con respecto a las fuerzas en Resistencia I en la brida inferior, se observa que, al comparar la Figura 4.16 con la Figura 4.35, los momentos flectores (positivos y negativos) se reducen en aproximadamente 15% por la adición del nervio longitudinal. Similarmente, al comparar la Figura 4.17 y Figura 4.36 se observa que la fuerza axial actuante se reduce en alrededor de 4%. Esta reducción permite disminuir la cantidad de acero de presfuerzo considerado en la brida inferior con respecto a lo dispuesto para la Alternativa 1.

Con respecto a la viga transversal, la adición del nervio longitudinal genera solicitaciones ligeramente mayores a las de la Alternativa 1, lo que conlleva al incremento del postensado del ala inferior de 2 tendones de $P_e = 62.8 \text{ tonf}$ a 2 tendones de $P_e = 95 \text{ tonf}$ en la Alternativa 2.

Con respecto a las diagonales, las fuerzas axiales no se ven afectadas por la adición del nervio longitudinal, mientras que los momentos flectores fuera del plano se ven ligeramente disminuidos. Sin embargo, esta disminución no conlleva a una optimización de las secciones utilizadas y se mantienen las mismas que en la Alternativa 1.

Con respecto a la brida superior, las solicitaciones son del mismo orden que las de la Alternativa 1, por lo que no se incurre en ninguna modificación entre ambos diseños.

Con respecto a los nudos embebidos, se mantiene la configuración del Diseño Base al no modificarse significativamente las acciones a las que se encuentran solicitados.

En resumen, la adición de un nervio longitudinal central reduce la flexión transversal de la losa, concentra mayor parte de las acciones del tablero y las transfiere a las vigas transversales y directamente a los nudos, lo que a su vez disminuye la flexión local de la brida inferior. Esto conlleva a una reducción significativa del postensado transversal y longitudinal, y una mejor distribución de las fuerzas y esfuerzos en la brida inferior.

4.4. ALTERNATIVA 3

4.4.1. Descripción

Esta alternativa se incluye solo con fines académicos, y se discute a detalle en el Anexo 4. La Alternativa 3 corresponde al diseño de la brida inferior como elemento presforzado parcialmente. El objetivo es disminuir la fuerza de postensado en el tablero, mantener una adecuada resistencia y cumplir los requisitos de la sección 2.4.2. La geometría es la misma que la adoptada para la Alternativa 2, y se muestra a detalle en los planos del Anexo 2.

Al estudiar el diagrama de interacción de la brida inferior (Figura 4.37) y del nervio longitudinal (Figura 4.42), se observa que la capacidad a momento positivo es mucho mayor que las solicitaciones. Por lo tanto, en estos elementos es posible una reducción del postensado y una adición de refuerzo pasivo en las zonas solicitadas a tracción.

Sin embargo, dado que la normativa local actual no incluye requisitos para elementos postensados parcialmente, esta alternativa es discutida solo con fines de comparación (ver Anexo 4).

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

En los capítulos anteriores se ha realizado la comparación a nivel estructural entre el diseño base y las alternativas de optimización propuestas. Sin embargo, es de interés también realizar una comparación a nivel de costos estimados, para tener un mejor panorama a la hora de seleccionar una alternativa.

Los costos a comparar están asociados solo a la superestructura, dado que la subestructura y el procedimiento constructivo es el mismo para todos los casos. Es así que se cuantifican las siguientes partidas: concreto, encofrado, acero de refuerzo, postensado y acero estructural.

5.1. CUANTIFICACIÓN DE MATERIALES

El detalle y sustento de la cuantificación se muestra en el Anexo 3 y se resume en la Tabla 5-1. Además, la Tabla 5-2 muestra la variación de las cantidades de cada alternativa con respecto al diseño base.

Tabla 5-1 Resumen de metrados de alternativas estudiadas

Partida	Unidad	Diseño Base	Alternativa 1	Alternativa 2
Concreto $f'c=350$ kg/cm ²	m ³	334.56	359.05	359.30
Encofrado y desencofrado cara vista	m ²	1,311.75	1,437.87	1,516.36
Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	40,379.54	39,265.99	47,097.05
Postensado de cables	ton-m	353,123.88	319,468.20	265,133.60
Fabricación y montaje de estructura metálica A53 Gr. B	kg	40,684.39	39,785.89	39,785.89
Fabricación y montaje de estructura metálica ASTM A709 Gr. 50	kg	2,867.68	2,867.68	2,867.68

Al comparar la Alternativa 1 con el Diseño Base, se observa una reducción ligera en la cantidad de acero de refuerzo y acero estructural, y una reducción significativa en la cantidad de postensado. Sin embargo, se tiene también un incremento del orden de 9% de las cantidades de concreto y encofrado.

Similarmente, en la Alternativa 2 se tiene una reducción significativa de la cantidad de postensado con respecto al Diseño Base (alrededor de 25%). Sin embargo, hay un incremento importante de la cantidad de concreto, encofrado y acero de refuerzo (alrededor de 15%).

La cuantificación de los materiales correspondiente a la Alternativa 3 se realiza en el Anexo 4.

Tabla 5-2 Porcentaje de variación de metrados con respecto al diseño base

Partida	Alternativa 1	Alternativa 2
Concreto $f'c=350$ kg/cm ²	7.32%	7.39%
Encofrado y desencofrado cara vista	9.61%	15.60%
Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	-2.76%	16.64%
Postensado de cables	-9.53%	-24.92%
Fabricación y montaje de estructura metálica A53 Gr. B	-2.21%	-2.21%
Fabricación y montaje de estructura metálica ASTM A709 Gr. 50	0.00%	0.00%

5.2. COMPARACIÓN DE COSTOS

Para los objetivos del presente estudio se han considerado solo los precios unitarios promedio del mercado al momento de su elaboración. Con ello, se obtiene el costo directo parcial de cada alternativa tal como se resume en la siguiente tabla.

Tabla 5-3 Estimación de costo parcial de alternativas

Partida	P.U. S/.	Diseño Base	Alternativa 1	Alternativa 2
Concreto $f'c=350$ kg/cm ²	594.70	198,965.21	213,526.61	213,678.58
Encofrado y desencofrado cara vista	121.30	159,115.52	174,413.87	183,934.23
Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	5.08	205,128.08	199,471.23	239,253.01
Postensado de cables	2.85	1,006,403.06	910,484.37	755,630.76
Fabricación y montaje de estructura metálica A53 Gr. B	14.72	598,874.22	585,648.32	585,648.32
Fabricación y montaje de estructura metálica ASTM A709 Gr. 50	15.24	43,703.50	43,703.50	43,703.50
Subtotal (S/.)		2,212,189.58	2,127,247.89	2,021,848.39

Comparados con el Diseño Base, las Alternativas 1 y 2 representan una disminución en el costo parcial de S/. 84,941.69 (3.8%) y S/. 190,341.19 (8.6%), respectivamente.

La estimación del costo parcial de la Alternativa 3 se realiza en el Anexo 4.

5.3. SELECCIÓN DE LA MEJOR SOLUCIÓN

Se han propuesto alternativas que mejoran de manera progresiva el comportamiento del tablero. Como se ha visto en el Capítulo 4, la adición de vigas transversales en los nudos disminuye la flexión local de la brida inferior y los momentos fuera del plano en las diagonales, y la adición del nervio longitudinal tiene estos mismos efectos además de la disminución de la flexión transversal de la losa y del postensado total requerido.

Sin embargo, debe considerarse también la incidencia en el costo de la estructura al agregar estos elementos. Esto se ha comparado en la sección anterior (5.2), de donde se concluye que todas las alternativas propuestas son más económicas que el diseño base.

Finalmente, considerando la mejora en el comportamiento estructural del tablero al añadir vigas transversales y nervios longitudinales, además del ahorro en el costo parcial que esto implica, la mejor solución para el tablero del puente en estudio es la Alternativa 2.

CONCLUSIONES

Se han expuesto los aspectos más relevantes a tener en cuenta para el análisis de un puente reticulado híbrido, así como los criterios de diseño aplicables según las normativas actuales.

Como parte de este estudio se ha desarrollado un procedimiento para la evaluación de la resistencia de elementos de concreto sometidos a flexión y fuerza axial, basado en los criterios convencionales y la compatibilidad de deformaciones en la sección. El procedimiento es particularmente útil para el estudio de la capacidad de elementos de concreto con una combinación de acero pasivo y activo sometidos a flexotracción, el cual es un tema poco común en los textos académicos convencionales.

Se ha realizado el diseño de un puente reticulado híbrido de tablero inferior de 70 m de longitud. El puente en estudio tiene diagonales de acero y bridas de concreto, siendo la brida inferior monolítica con el tablero y postensados longitudinal y transversalmente. El postensado longitudinal del tablero puede ser estimado a partir del comportamiento global de la estructura; sin embargo, queda definido por el comportamiento local de la brida inferior y el control de esfuerzos en las fibras extremas. La losa se comporta transversalmente como simplemente apoyada sobre las bridas inferiores, mientras que longitudinalmente actúan en conjunto como un gran tirante a tracción. Esto último implica que el postensado longitudinal debe repartirse en todo el tablero y no solo en la porción de brida inferior. Con respecto a las diagonales, estas se encuentran solicitadas a momentos flectores significativos en los extremos debido a que se encuentran embebidos en las bridas y a la flexión fuera del plano transmitida por el comportamiento transversal de la losa. Con respecto a la resistencia de la brida inferior, esta es mucho mayor para el caso de flexión positiva con tracción axial que para el caso de flexión negativa, debido a la gran concentración del postensado por debajo del eje neutro.

Establecido el Diseño Base, se estudiaron diseños alternativos mediante la adición de elementos al tablero inferior. La Alternativa 1 consiste en la adición de vigas transversales en los nudos del reticulado. Se encontró que esta modificación disminuye la flexión local de la brida inferior, así como la flexión fuera del plano de las diagonales y la flexión transversal de la losa, lo cual conlleva a una reducción ligera del postensado longitudinal (3.3% menor que el Diseño Base) pero

significativa del postensado transversal. La Alternativa 2 agrega un nervio longitudinal en el eje del puente (adicional a las vigas transversales). Se encontró que esta alternativa disminuye aún más la flexión local de la brida inferior, lo cual permite una reducción mayor del postensado longitudinal (8.6% menor que la Alternativa 1). Además, la adición del nervio disminuye también la flexión transversal de la losa, lo cual permite prescindir del postensado transversal y optar por refuerzo convencional en esta dirección. La Alternativa 3 corresponde a la misma geometría que la alternativa anterior, pero con el enfoque de miembros presforzados parcialmente. Cabe recordar que esta última alternativa ha sido incluida por motivos académicos y solo con fines de comparación, ya que no está contemplada en la normativa local actual.

Aunque la adición de los elementos descritos mejora notablemente el comportamiento estructural del tablero, su impacto en el costo podría definir su viabilidad. Es por ello que se realizó una comparación del costo parcial de la superestructura entre el Diseño Base y las alternativas propuestas. Se ha estimado que se logran ahorros del orden de S/. 85,000 (3.8%) y S/. 190,000 (8.6%) en el costo directo parcial al optar por las Alternativas 1 y 2, respectivamente.

Finalmente, dado que la adición de vigas transversales y nervios longitudinales mejora el comportamiento local de las bridas inferiores, disminuye la flexión transversal de la losa, así como la flexión fuera del plano de las diagonales, e incluso representa un ahorro en el costo de la superestructura, se concluye que la Alternativa 2 es la mejor solución para el tipo de puente en estudio.

RECOMENDACIONES

Al proyectar un puente reticulado híbrido se recomienda que se utilicen vigas transversales y nervios longitudinales en el tablero inferior debido a las ventajas estructurales y económicas que esto conlleva.

Se recomienda la aplicación del procedimiento desarrollado en la sección 2.3.2 de este trabajo para el estudio de la resistencia de secciones de concreto con refuerzo pasivo (no presforzado) y activo (presforzado) solicitados a flexión y carga axial combinados; en particular, el procedimiento es útil para evaluar las secciones solicitadas a flexotracción.

Se recomienda también considerar la posibilidad de repartir el acero de presfuerzo de manera más uniforme en la sección de la brida inferior para tratar de uniformizar la resistencia a momento positivo y negativo (similar a la disposición de tendones en el nervio longitudinal de este estudio). Esto ayudaría también a que parte del acero de presfuerzo atravesase la cuña de falla de los nudos inferiores, incrementando la seguridad de los mismos.

Se recomienda el estudio del efecto de las acciones dependientes del tiempo (fluencia lenta y contracción de fragua) sobre la estructura del puente.

Se recomienda un mayor estudio de las conexiones embebidas en concreto a través de la elaboración de modelos locales refinados y su calibración con ensayos de laboratorio.

Se recomienda la consideración de un diseño con miembros postensados parcialmente en donde la normativa lo permita.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Aalami B., "Post-tensioned Buildings: Design and Construction", 1° Edición, ADAPT Corporation, China, 2014.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", 5° Edición, 2010.
3. AASHTO, "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", 7° Edición, 2014
4. American Concrete Institute (ACI), "ACI 318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", American Concrete Institute, 2014.
5. Barker R., Puckett J., "Design of Highway Bridges. An LRFD Approach", 3° Edición, Wiley, New Jersey, 2013.
6. Choi J., Jung K., Kim T., Jay J., "Analytical and Experimental Studies on Torsion Behavior of Hybrid Truss Bridge Girder with various Connection Joints", Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 12, 2014.
7. Consorcio Hidroenergía – Sánchez Moya, "Estudio definitivo para la Construcción del Puente el Abejal y Accesos", Lima, 2011.
8. European Committee for Standardization, "Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings", 2004.
9. European Committee for Standardization, "Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges", 2005.
10. Fujino Y., Kawai Y., "Technical development in structural engineering with emphasis on steel bridges in Japan", Journal of the Japan Society of Civil Engineers (JSCE), Vol. 4, 2016.
11. Furuichi K., Hishiki Y., Yoshida K., Honda T., Yamamura M., Minami H., "The proposal of a design method of the joint structure for the steel/concrete truss bridge", Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers, Vol. 62, N°2, 2006.
12. Jung K., Jay J., Yi J., Lee S., "Development and Evaluation of New Connection Systems for Hybrid Truss Bridges", Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 11, 2013.
13. Kanamoto T., Osada K., Iwatate J., Usami O., "Hybrid prestressed concrete bridges with steel truss webs – Sarutagawa bridge and Tomoegawa

- bridge”, IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering, 2015.
14. Khan S., Williams M., “Post-tensioned Concrete Floors”, 1° Edición, Butterworth-Heinemann, 1995.
 15. Li D., Zhang S., Ling P., “Mechanical Behavior of a New Type of Steel-Concrete Composite Truss Railway Bridge”, Journal of Lanzhou Jiaotong University, Vol. 29, N°6, 2010.
 16. Melchor C., “Influencia de los apoyos elastoméricos en la respuesta sísmica de puentes”, Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú, 2016.
 17. Millanes F., Ortega M., Estévez R., “Viaduct over Ulla River in the Atlantic high speed railway line: A composite (steel-concrete) truss world record”, Hormigón y Acero, Vol. 66, N°277, 2015.
 18. Nawy E., “Prestressed Concrete”, 5° Edición, Prentice Hall, 2010.
 19. Nilson A., “Diseño de estructuras de concreto”, 12° Edición, Mc Graw Hill, Bogotá, 1999.
 20. Ortiz E., “Optimización de la disposición de las péndolas de un puente tipo arco enmallado de 92 metros”, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú, 2012.
 21. Reis A., Oliveira J., “Composite truss bridges: new trends, design and research”, Steel Construction, Vol. 4, N°3, 2011.
 22. Sánchez V., “Expediente técnico del proyecto: Restitución de los niveles de servicio de los puentes, tramo 24, DV Moyobamba – Puente Bolivia”, 2009.
 23. Shim C., Kim D., “Structural Performance of Composite Joints using Bent Studs”, International Journal of Steel Structures, Vol. 10, N°1, 2010.
 24. Stadler C., Mayrhofer G., “An Integral Steel-Concrete Composite Structure over a Motorway in Austria”, Structural Engineering International, Vol. 2, 2010.
 25. Yoshioka T., “The Latest Technologies of Prestressed Concrete Bridges in Japan”, Vietnam, 2005.
 26. Zhang Y., “Comparison of bridge structures of railway through truss composite bridges”, Journal of the China railway society, Vol. 27, N°5, 2005.

ANEXOS

ANEXO 1 – Influencia del esviamiento en las fuerzas internas del reticulado

ANEXO 2 – Planos

ANEXO 3 – Sustento de metrados

ANEXO 4 – Alternativa 3

ANEXO 5 – Efectos de segundo orden

ANEXO 1 – INFLUENCIA DEL ESVIAMIENTO EN LAS FUERZAS INTERNAS DEL RETICULADO

En el presente Anexo, se comparan las fuerzas y esfuerzos internos en los principales elementos estructurales del puente reticulado híbrido. La luz del puente es de 70 m y se contrastan los resultados para el caso del puente recto y el puente esviado un ángulo de 25°.

A1.1. CASOS DE COMPARACIÓN

Se efectúa la comparación entre los efectos generados por las cargas de peso propio y sobrecarga vehicular.

Para la sobrecarga vehicular, se investigan 5 casos estáticos con diferentes ubicaciones longitudinalmente a lo largo del puente. Además, se considera también la envolvente de solicitaciones obtenidas del módulo de análisis del programa.

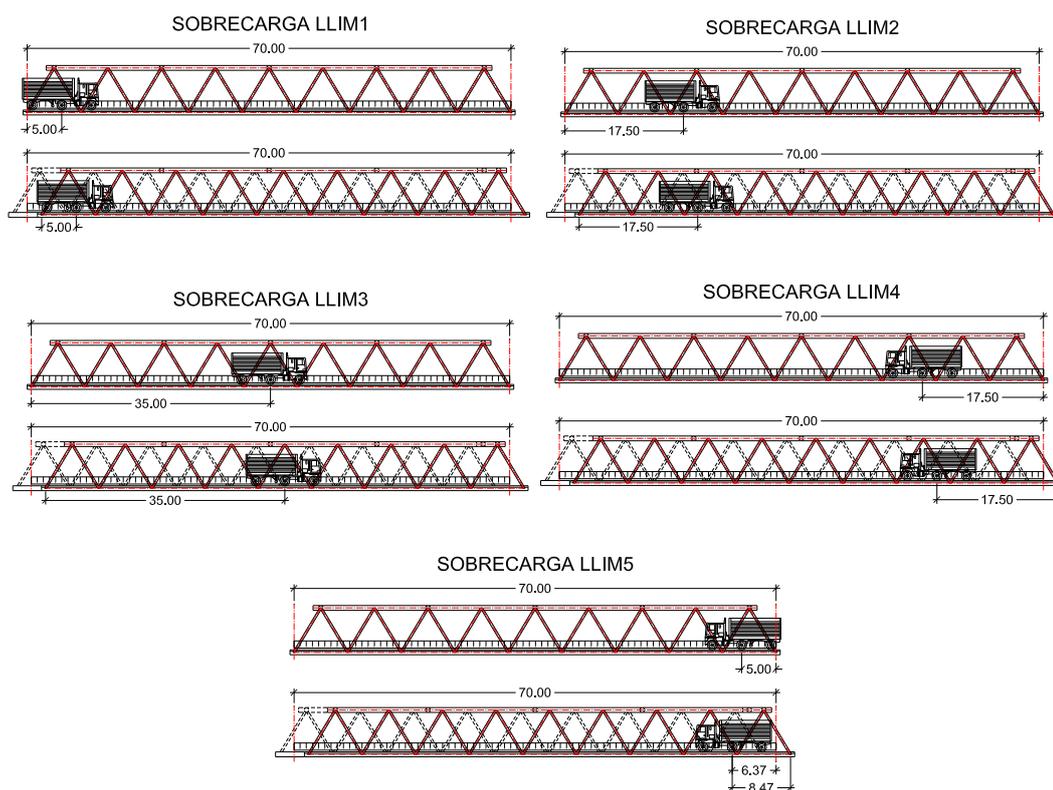


Figura A.1 Posicionamiento de sobrecarga vehicular

Las 5 posiciones del camión mostradas corresponden a dos carriles transversales cargados, y van acompañadas de la carga de carril presente en toda la longitud del puente.

A1.2. COMPORTAMIENTO GLOBAL

A1.2.1. Torsión en planta



Figura A.2 Torsión en planta por peso propio

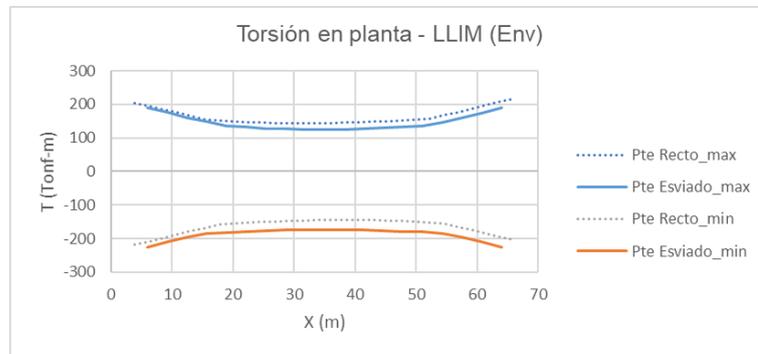


Figura A.3 Torsión en planta por carga vehicular

De las figuras anteriores, se observa que globalmente se tiene una torsión en planta producto del esviamiento para el caso del peso propio. Sin embargo, se observa también que la sobrecarga vehicular genera los mismos niveles de torsión en planta global para el puente recto y esviado.

A1.2.2. Tablero inferior

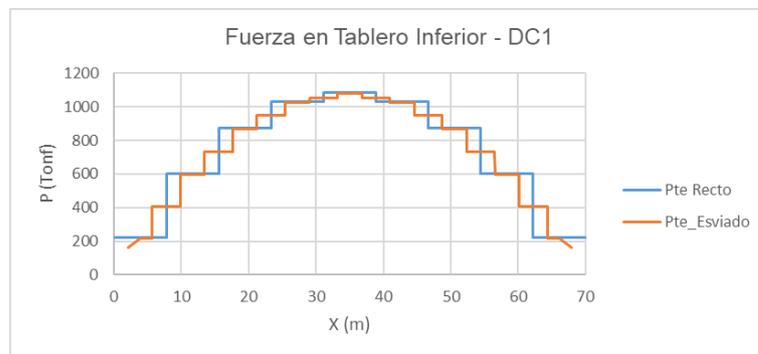


Figura A.4 Fuerza axial en tablero inferior por peso propio

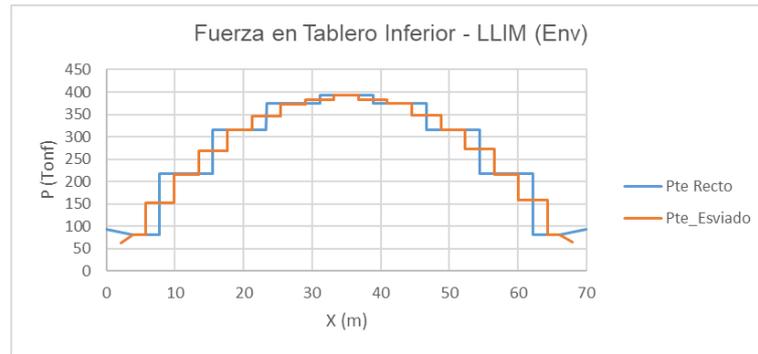


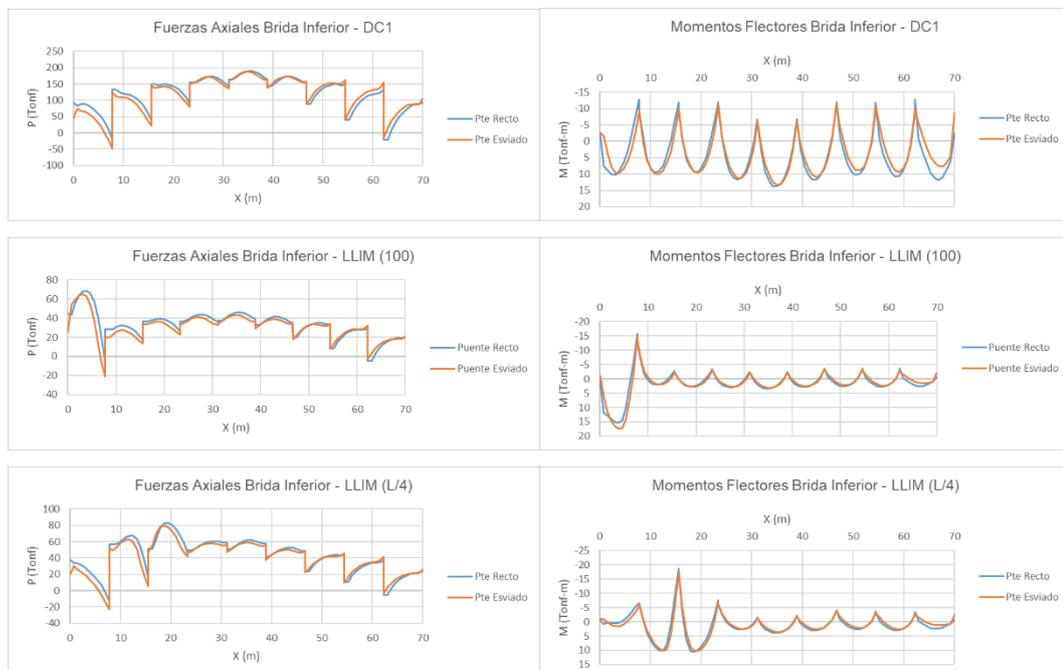
Figura A.5 Fuerza axial en tablero inferior por sobrecarga vehicular

De las figuras anteriores se observa el mismo nivel de fuerza a tracción en el total del tablero inferior para el puente recto y esviado. Esto se aprecia también en la siguiente tabla:

Caso	Pte Recto (Tonf)	Pte Esviado (Tonf)
DC1	1086.36	1078.34
DC2	63.58	63.08
DW	85.12	84.48
LLIM	392.99	391.86
Servicio 3	1549.45	1539.39

A1.3. COMPORTAMIENTO LOCAL

A1.3.1. Brida inferior



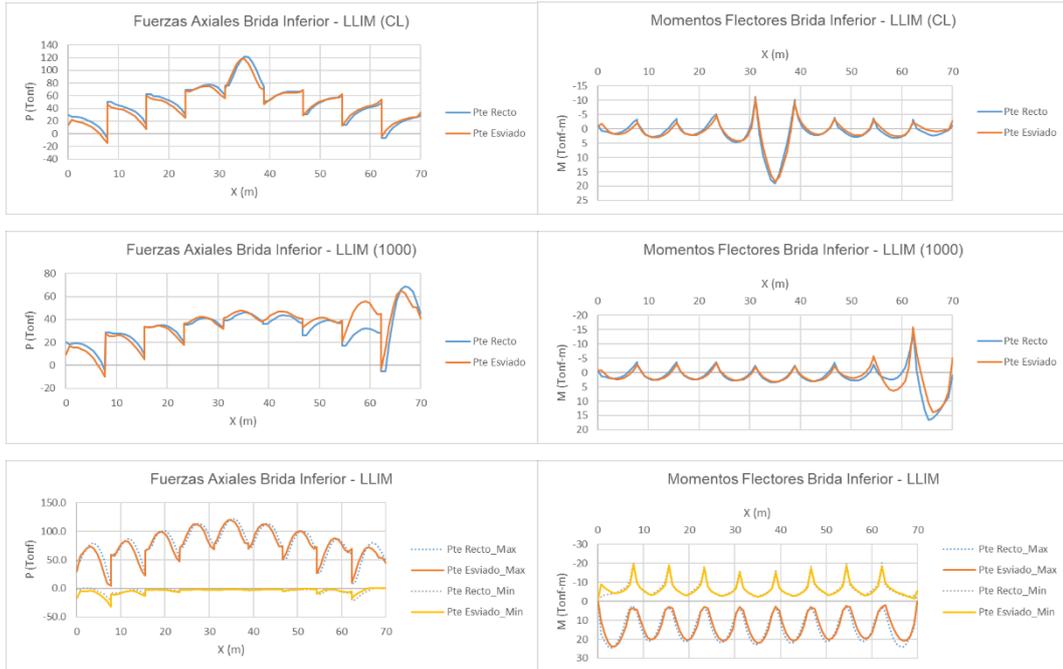


Figura A.6 Comparación de fuerzas en brida inferior

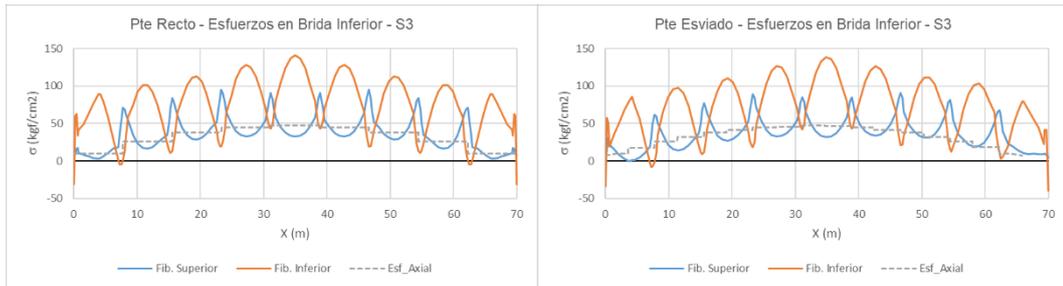


Figura A.7 Comparación de esfuerzos en brida inferior

En la brida inferior se observa que, tanto para los casos de carga estáticos como para la envolvente de acciones vehiculares, se tiene la misma distribución de fuerzas en el puente recto y esviado, y las diferencias entre ambos son mínimas y despreciables a efectos de diseño.

A1.3.2. Brida superior

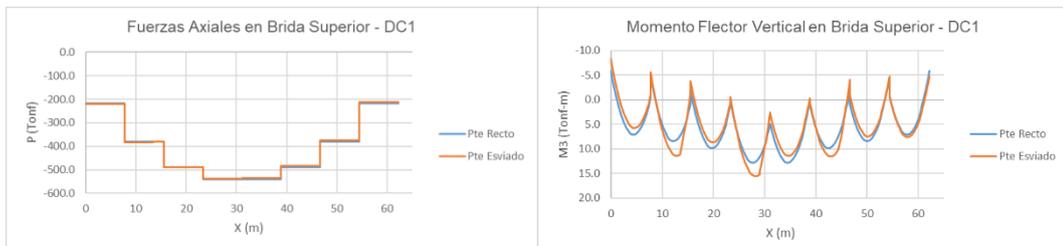




Figura A.8 Comparación de fuerzas en brida superior

Similar al caso de la brida inferior, la distribución y el nivel de fuerzas es el mismo en ambos puentes (recto y esviado) con variaciones de alrededor del 5%.

A1.3.3. Diagonales



Figura A.9 Comparación de fuerzas en diagonales

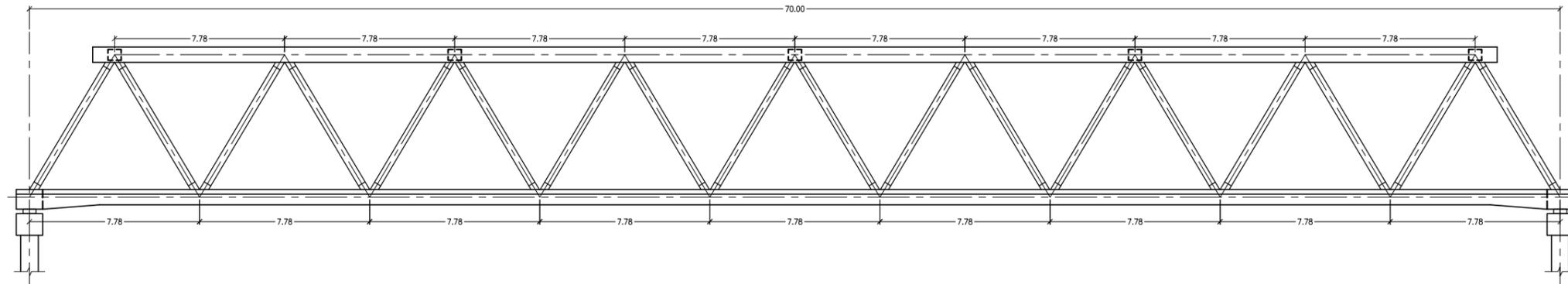
En las diagonales, se observan distribuciones similares entre el puente esviado y el recto, con variaciones de hasta 3% en las diagonales más solicitadas (extremos).

A1.4. COMENTARIOS

Se ha comparado el comportamiento entre un puente reticulado híbrido recto y esviado, a nivel de fuerzas y esfuerzos internos. La comparación se ha realizado para los casos de carga permanente (peso propio) y vehicular. En el caso de carga vehicular, se estudiaron cinco posiciones estáticas del camión de diseño longitudinalmente, así como la envolvente de máximos efectos.

La comparación de efectos realizados, tanto para el comportamiento global del tablero como para el comportamiento local de las bridas y diagonales, permite afirmar que el nivel de esviamiento de 25° no genera efectos determinantes en el comportamiento de la estructura.

ANEXO 2



INDICE DE PLANOS

DISEÑO BASE

- P0-E01 VISTA GENERAL
- P0-E02 ENCOFRADO BRIDAS Y LOSA
- P0-E03 ARMADURA BRIDAS
- P0-E04 POSTENSADO TABLERO
- P0-E05 ARMADURA LOSA

ALTERNATIVA 1

- P1-E01 VISTA GENERAL
- P1-E02 ENCOFRADO BRIDAS Y TABLERO
- P1-E03 ARMADURA BRIDAS Y VIGA TRANSVERSAL
- P1-E04 POSTENSADO TABLERO
- P1-E05 ARMADURA LOSA

ALTERNATIVA 2

- P2-E01 VISTA GENERAL
- P2-E02 ENCOFRADO BRIDAS Y TABLERO
- P2-E03 ARMADURA BRIDAS, NERVIO Y VIGA TRANSVERSAL
- P2-E04 POSTENSADO TABLERO
- P2-E05 ARMADURA LOSA

ALTERNATIVA 3

- P3-E01 VISTA GENERAL
- P3-E02 ENCOFRADO BRIDAS Y TABLERO
- P3-E03 ARMADURA BRIDAS, NERVIO Y VIGA TRANSVERSAL
- P3-E04 POSTENSADO TABLERO
- P3-E05 ARMADURA LOSA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LIMA - PERÚ

TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello
ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

MODIFICACIONES:	
Rev.	Descripción
A	01.04.20 Para aprobación interna

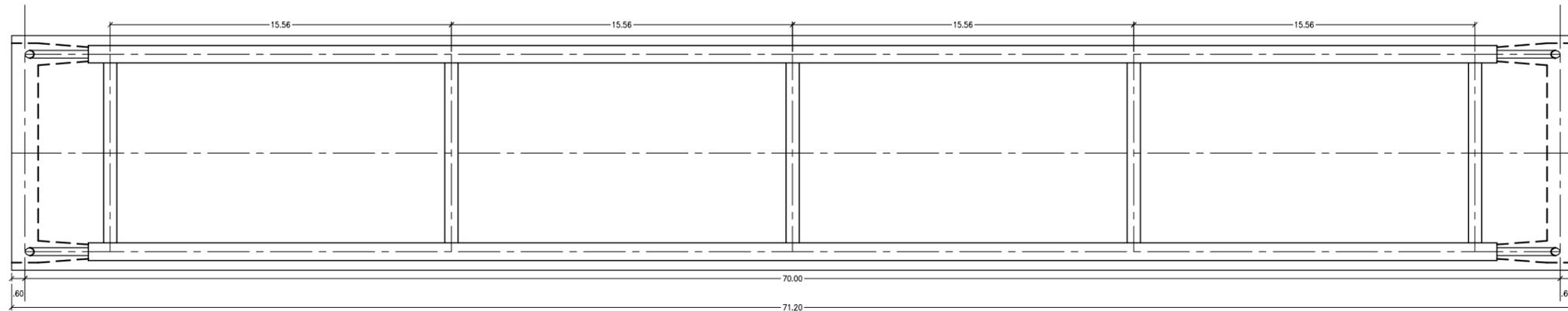
TESIS:
OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO
DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

ALTERNATIVA:

PLANO:
INDICE

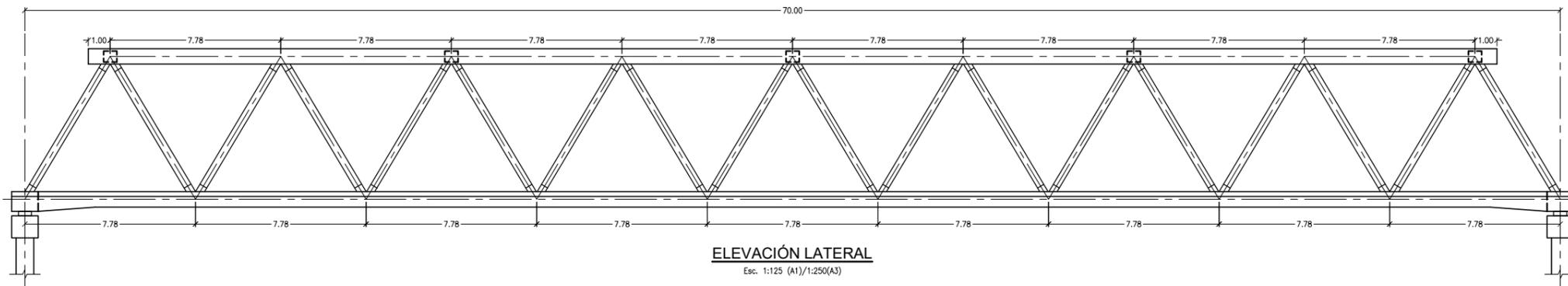
FORMATO:
A1
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
ABRIL 2020

PLANO:
IND



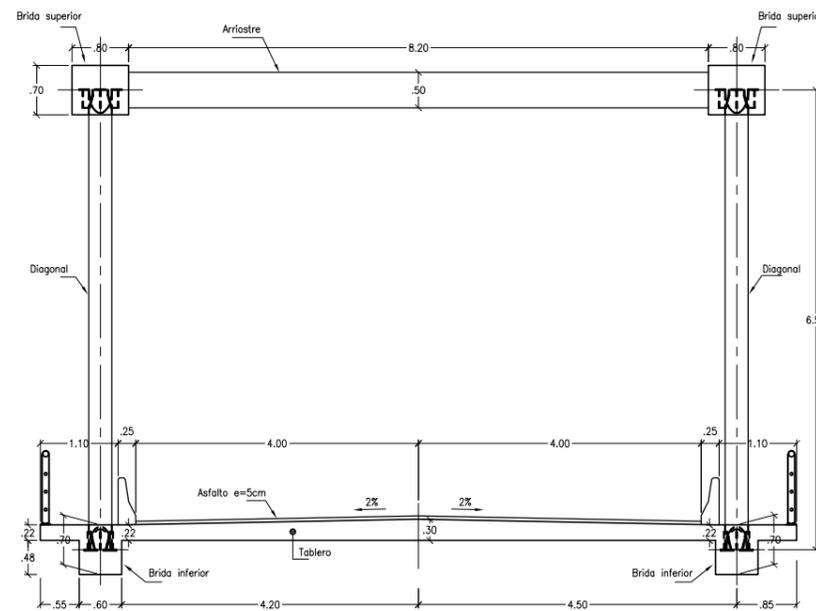
PLANTA

Esc. 1:125 (A1)/1:250 (A3)



ELEVACIÓN LATERAL

Esc. 1:125 (A1)/1:250(A3)



SECCIÓN TÍPICA

Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
 - ASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014
 - MTC Manual de Puentes 2016
 - Sobrecarga de Diseño: HL-93

CONCRETO
 Brida y Tablero inferior: $f'c=350$ kgf/cm²
 (El tablero será tensado al alcanzar la resistencia de $f_{ci}=350$ kgf/cm²)
 Brida superior: $f'c=350$ kgf/cm²

ACERO DE REFUERZO
 Acero corrugado ASTM A615-Grado 60 $f_y=4200$ kgf/cm²

ACERO PARA POSTENSADO
 Acero ASTM A416-C270 $f_{pu}=18900$ kgf/cm²

ACERO ESTRUCTURAL
 Diagonales: Tubos A53 Gr. B $f_y=2400$ kgf/cm²
 Conexiones: Planchas ASTM A709 Grado 50 $f_y=3500$ kgf/cm²

RECUBRIMIENTOS
 Bridas y Diafragmas: 40 mm
 Losa - Capa Superior: 30 mm
 Losa - Capa Inferior: 25 mm

LONGITUD DE ANCLAJE, EMPALMES Y GANCHOS*

Ø (Pulg.)	ANCLAJE (cm)	EMPALME (cm)	GANCHOS(cm)
1 3/8"	185.0	240.0	60.0
1"	95.0	125.0	40.0
3/4"	65.0	85.0	30.0
5/8"	55.0	70.0	25.0
1/2"	45.0	55.0	20.0
3/8"	35.0	45.0	15.0

* Salvo indicación específica en el plano
 * El acero empalmado en la sección traslapada es como máximo el 50% del acero provisto

NOTAS:
 - Todas las dimensiones en metros, a menos se indique lo contrario
 - Sym.: Simétrico



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 LIMA - PERÚ

TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello
 ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

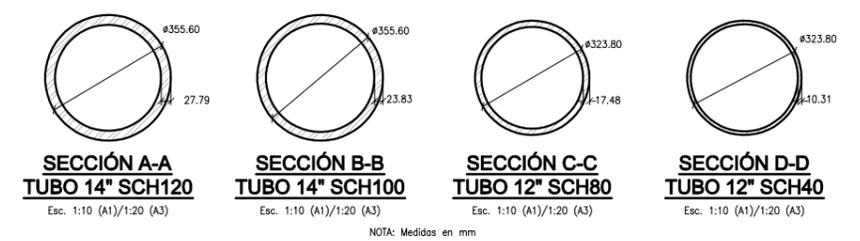
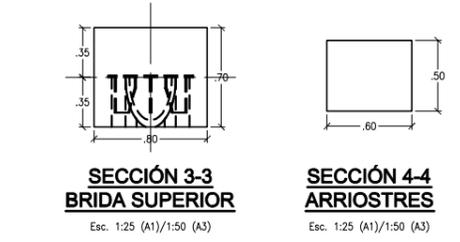
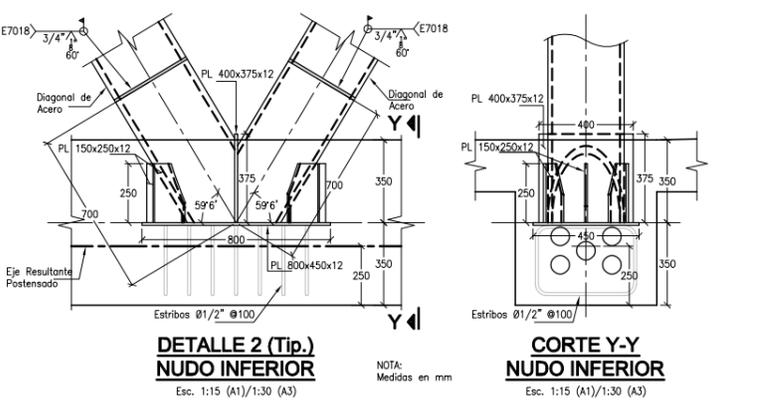
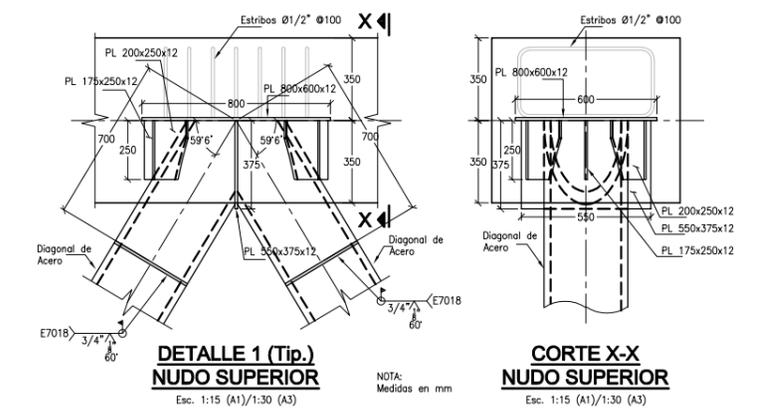
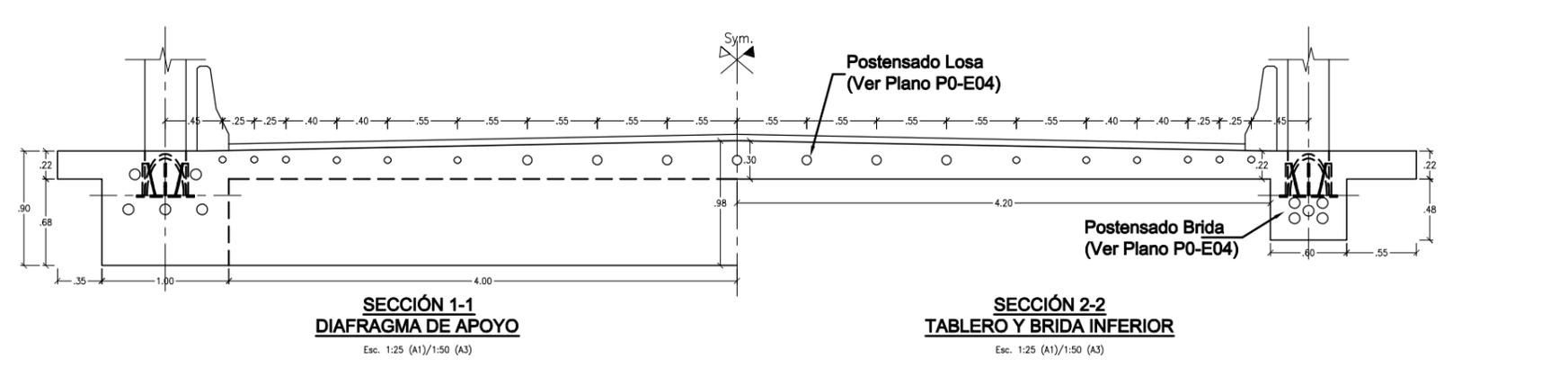
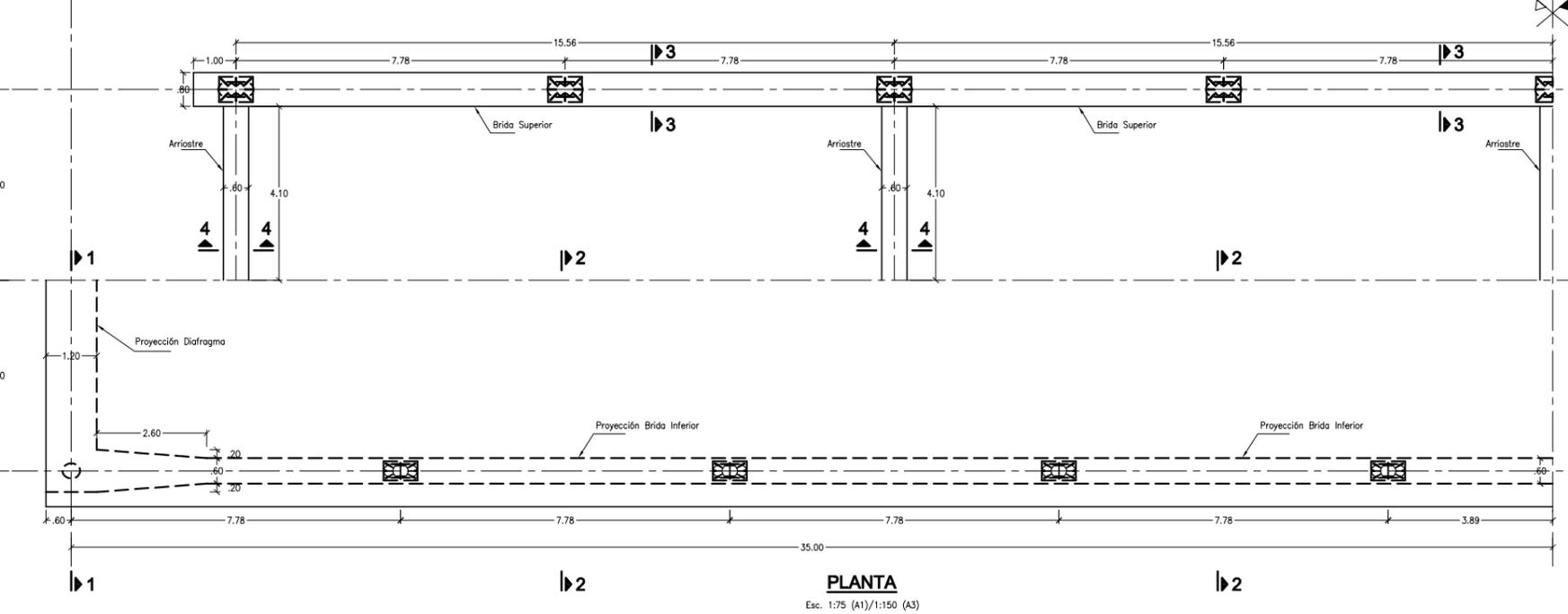
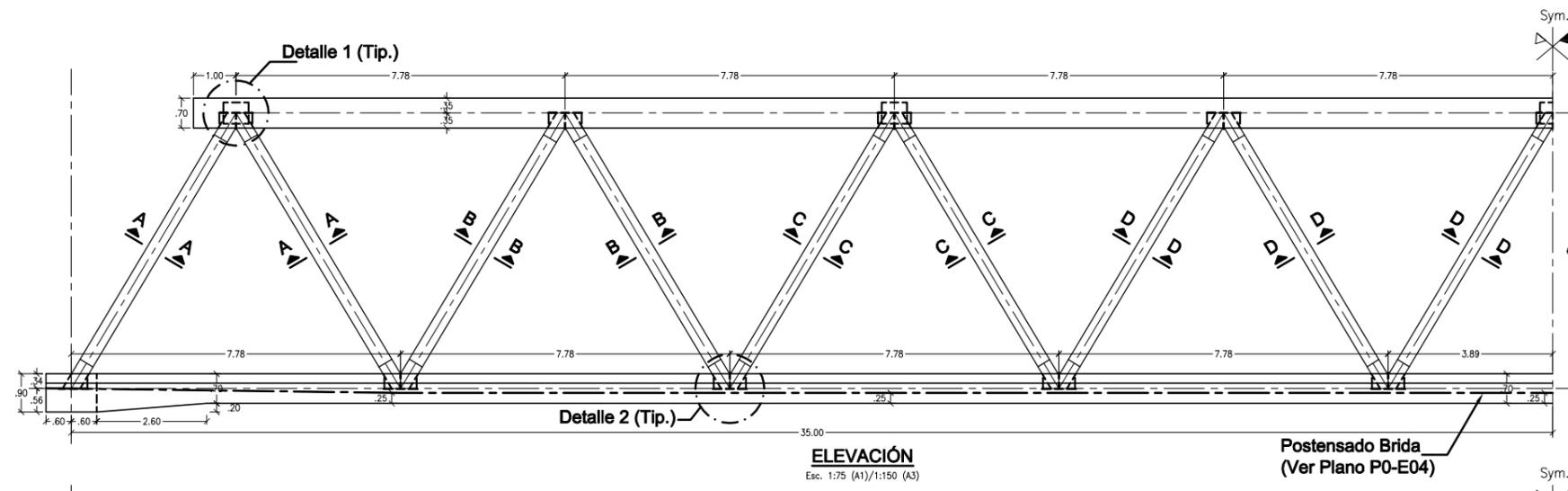
MODIFICACIONES:

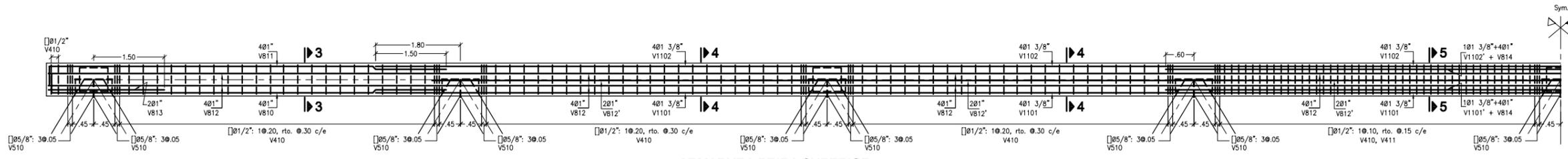
Rev.	Fecha	Descripción
A	01.04.20	Para aprobación interna

TESIS:
OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

ALTERNATIVA:
DISEÑO BASE
 PLANO:
VISTA GENERAL

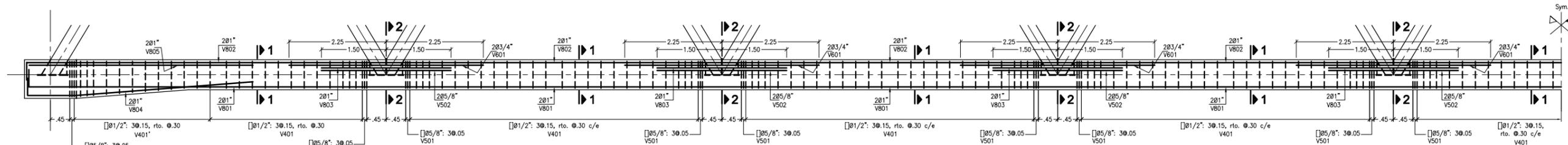
FORMATO:
 A1
 ESCALA:
 INDICADA
 FECHA:
 ABRIL 2020
P0-E01





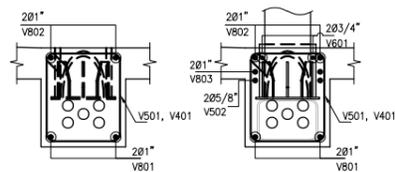
ARMADURA BRIDA SUPERIOR

Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



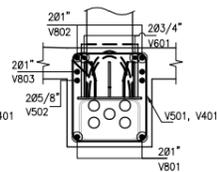
ARMADURA BRIDA INFERIOR

Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



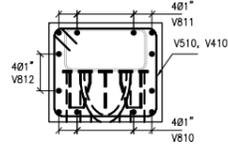
**SECCIÓN 1-1
BRIDA INFERIOR**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



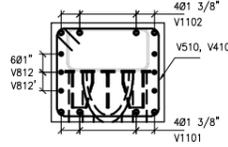
**SECCIÓN 2-2
BRIDA INFERIOR**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



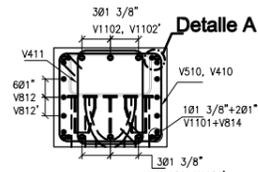
**SECCIÓN 3-3
BRIDA SUPERIOR**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



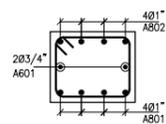
**SECCIÓN 4-4
BRIDA SUPERIOR**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



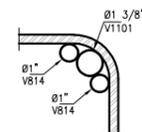
**SECCIÓN 5-5
BRIDA SUPERIOR**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



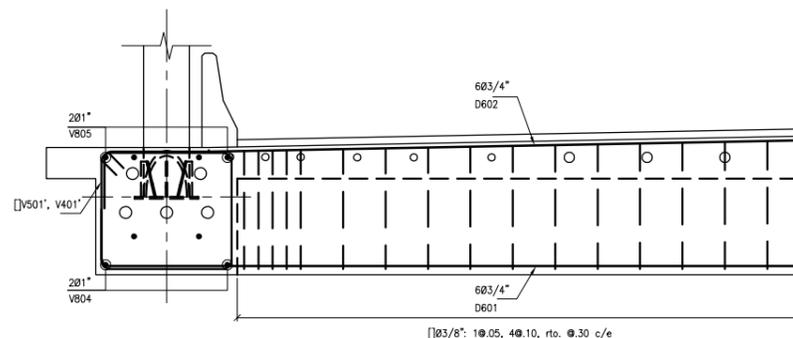
**SECCIÓN 6-6
ARRIOSTRES**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



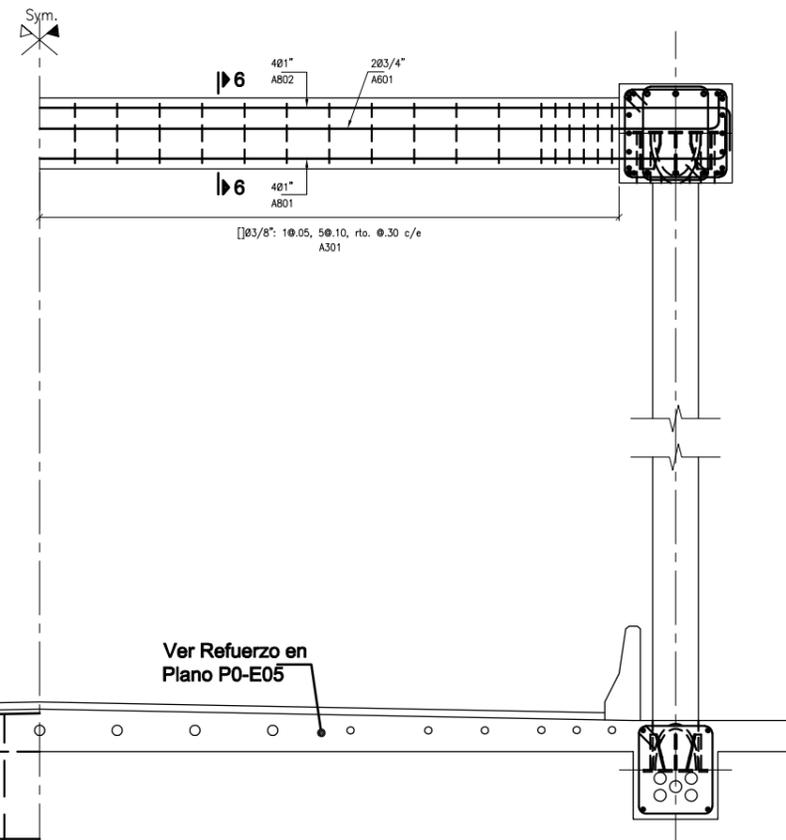
DETALLE A

Esc. 1:5 (A1)/1:10 (A3)



**ARMADURA
DIAFRAGMA DE APOYO**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



**ARMADURA
SECCIÓN TÍPICA**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LIMA - PERÚ

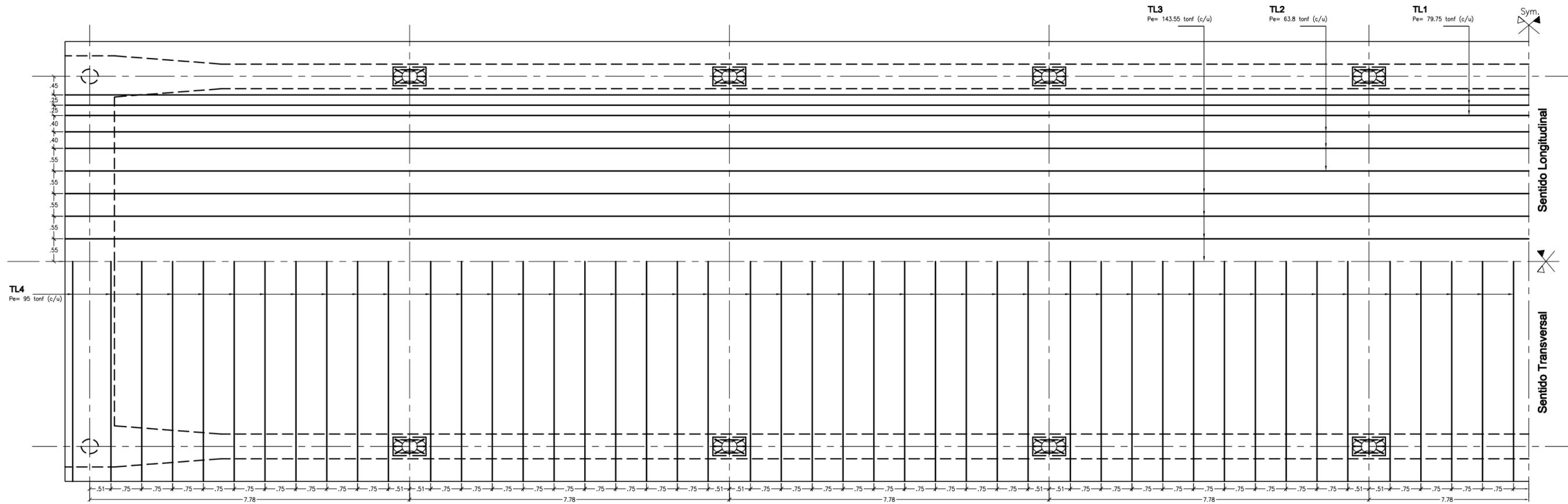
TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello
ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

Rev.	Fecha	Descripción
A	01.04.20	Para aprobación interna
B	27.07.20	Acero en nudos Binf

TESIS:
OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO
DE UN PUNTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

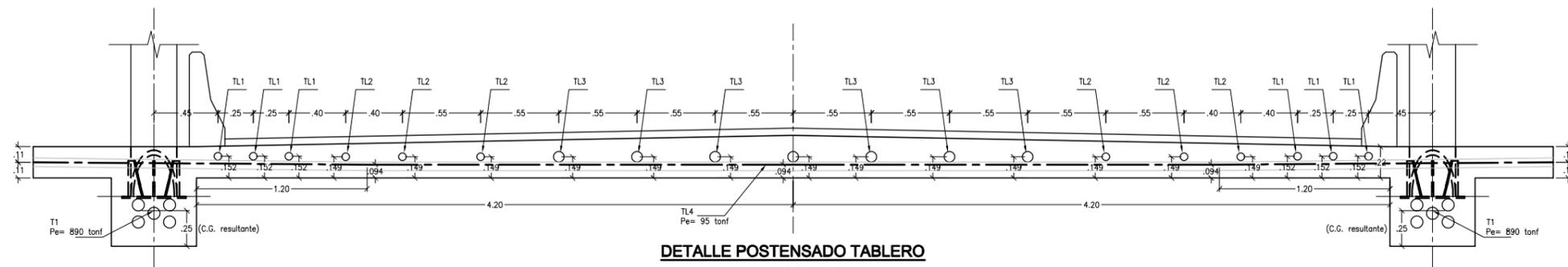
ALTERNATIVA:
DISEÑO BASE
PLANO:
ARMADURA BRIDAS

FORMATO:
A1
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
ABRIL 2020
PLANO:
P0-E03



PLANTA - POSTENSADO DE TABLERO

Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



DETALLE POSTENSADO TABLERO

Esc. 1:20 (A1)/1:40 (A3)

FUERZA FINAL DE POSTENSADO EFECTIVO		
TENDÓN	FUERZA (tonf)	A_{ps} min (cm ²)
T1	890.0	78.4
TL1	79.75	7.0
TL2	63.8	5.6
TL3	143.55	12.6
TL4	95.0	8.4



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LIMA - PERÚ

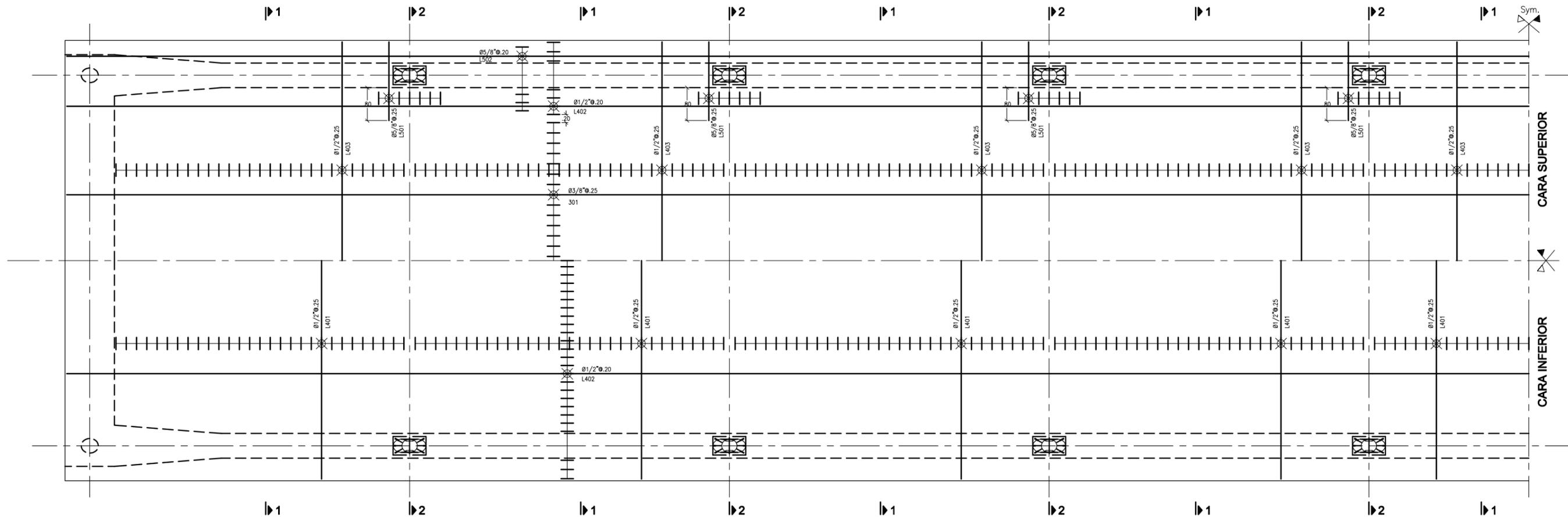
TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello
ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

MODIFICACIONES:	
Rev.	Descripción
A	01.04.20 Para aprobación interna

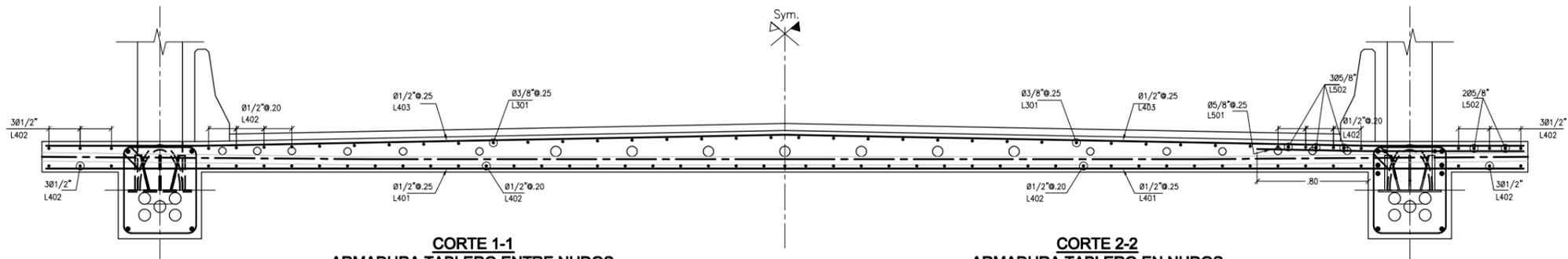
TESIS:
OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO
DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

ALTERNATIVA:
DISEÑO BASE
PLANO:
POSTENSADO TABLERO

FORMATO:
A1
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
ABRIL 2020
PLANO:
P0-E04



ARMADURA LOSA - PLANTA
Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



**CORTE 1-1
ARMADURA TABLERO ENTRE NUDOS**
Esc. 1:20 (A1)/1:40 (A3)

**CORTE 2-2
ARMADURA TABLERO EN NUDOS**
Esc. 1:20 (A1)/1:40 (A3)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LIMA - PERÚ

TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello
ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

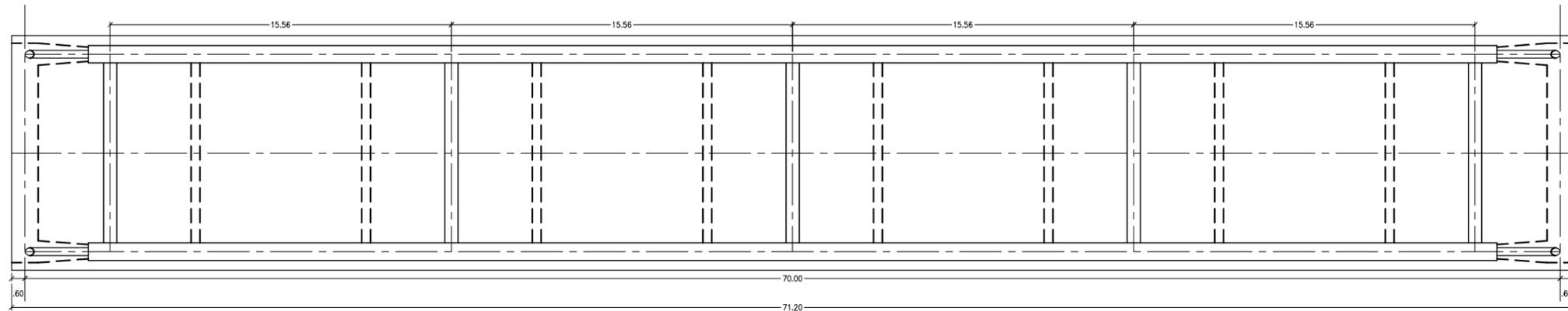
MODIFICACIONES:	
Rev.	Descripción
A	01.04.20 Para aprobación interna

TESIS:
OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO
DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

ALTERNATIVA:
DISEÑO BASE
PLANO:
ARMADURA LOSA

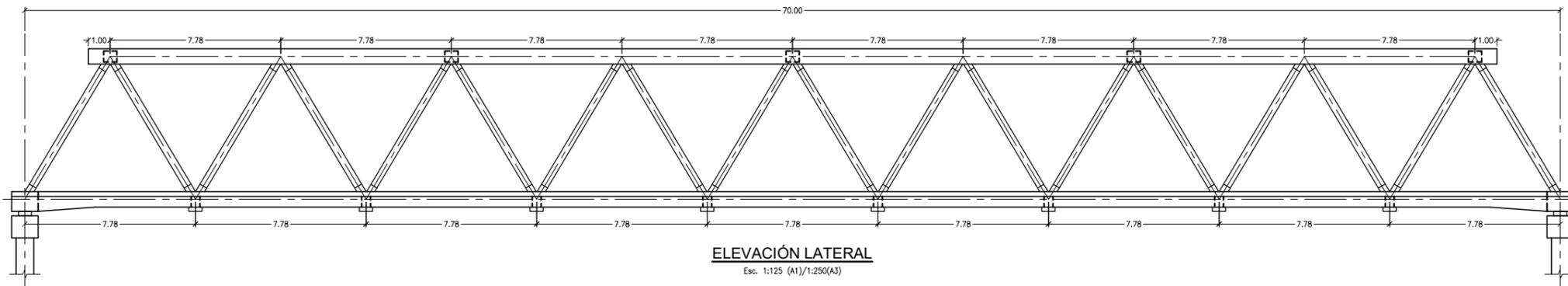
FORMATO:
A1
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
ABRIL 2020

PLANO:
P0-E05



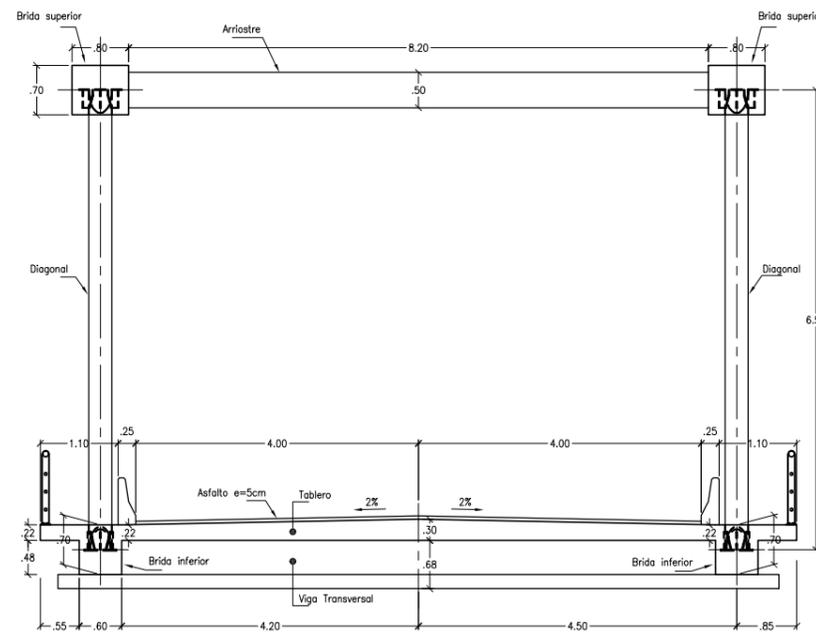
PLANTA

Esc. 1:125 (A1)/1:250 (A3)



ELEVACIÓN LATERAL

Esc. 1:125 (A1)/1:250(A3)



SECCIÓN TÍPICA

Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
 - ASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014
 - MTC Manual de Puentes 2016
 - Sobrecarga de Diseño: HL-93

CONCRETO
 Brida y Tablero inferior: $f'c=350$ kgf/cm²
 (El tablero será tensionado al alcanzar la resistencia de $f_{ci}=350$ kgf/cm²)
 Brida superior: $f'c=350$ kgf/cm²

ACERO DE REFUERZO
 Acero corrugado ASTM A615-Grado 60 $f_y=4200$ kgf/cm²

ACERO PARA POSTENSADO
 Acero ASTM A416-C270 $f_{pu}=18900$ kgf/cm²

ACERO ESTRUCTURAL
 Diagonales: Tubos A53 Gr. B $f_y=2400$ kgf/cm²
 Conexiones: Planchas ASTM A709 Grado 50 $f_y=3500$ kgf/cm²

RECUBRIMIENTOS
 Bridas y Diafragmas: 40 mm
 Losa - Capa Superior: 30 mm
 Losa - Capa Inferior: 25 mm

LONGITUD DE ANCLAJE, EMPALMES Y GANCHOS*

Ø (Pulg.)	ANCLAJE (cm)	EMPALME (cm)	GANCHOS(cm)
1 3/8"	185.0	240.0	60.0
1"	95.0	125.0	40.0
3/4"	65.0	85.0	30.0
5/8"	55.0	70.0	25.0
1/2"	45.0	55.0	20.0
3/8"	35.0	45.0	15.0

* Salvo indicación específica en el plano
 * El acero empalmado en la sección traslapada es como máximo el 50% del acero provisto

NOTAS:
 - Todas las dimensiones en metros, a menos se indique lo contrario
 - Sym.: Simétrico



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 LIMA - PERÚ

TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello
 ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

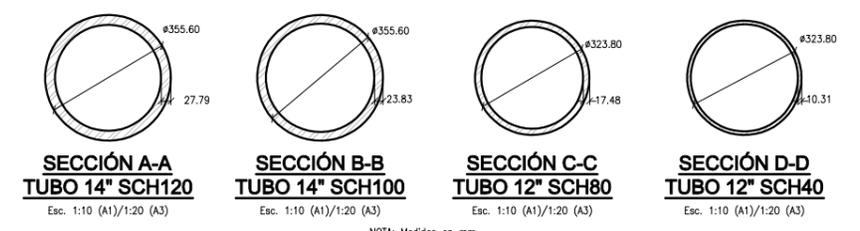
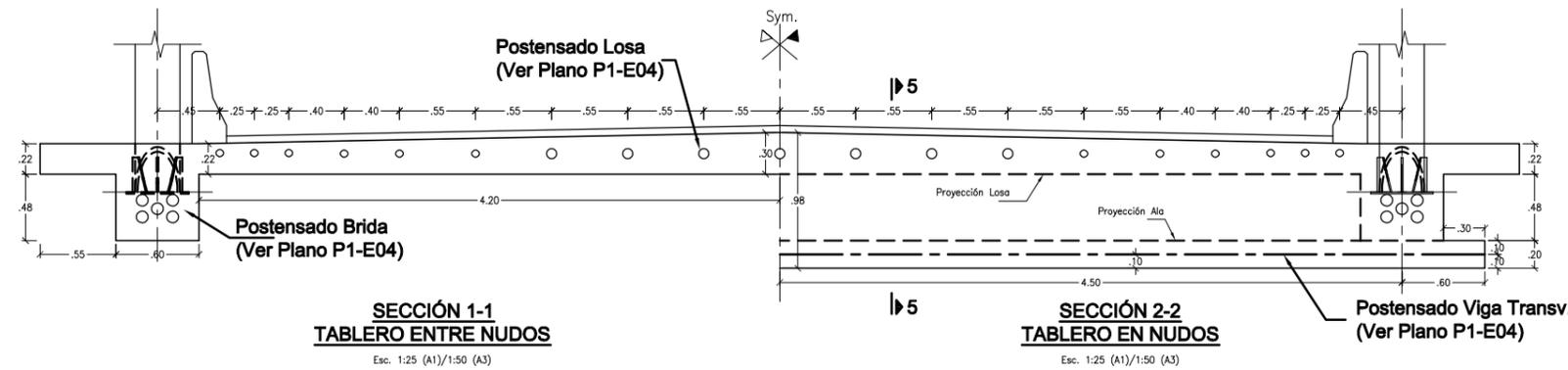
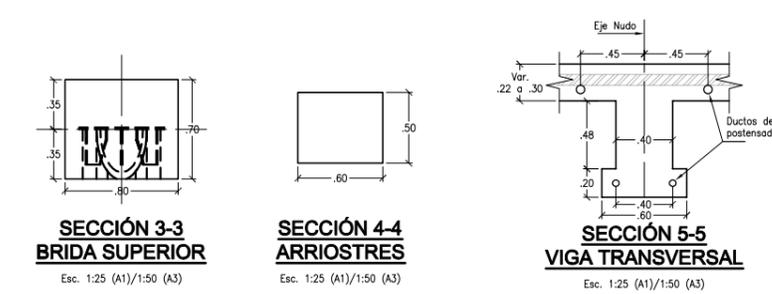
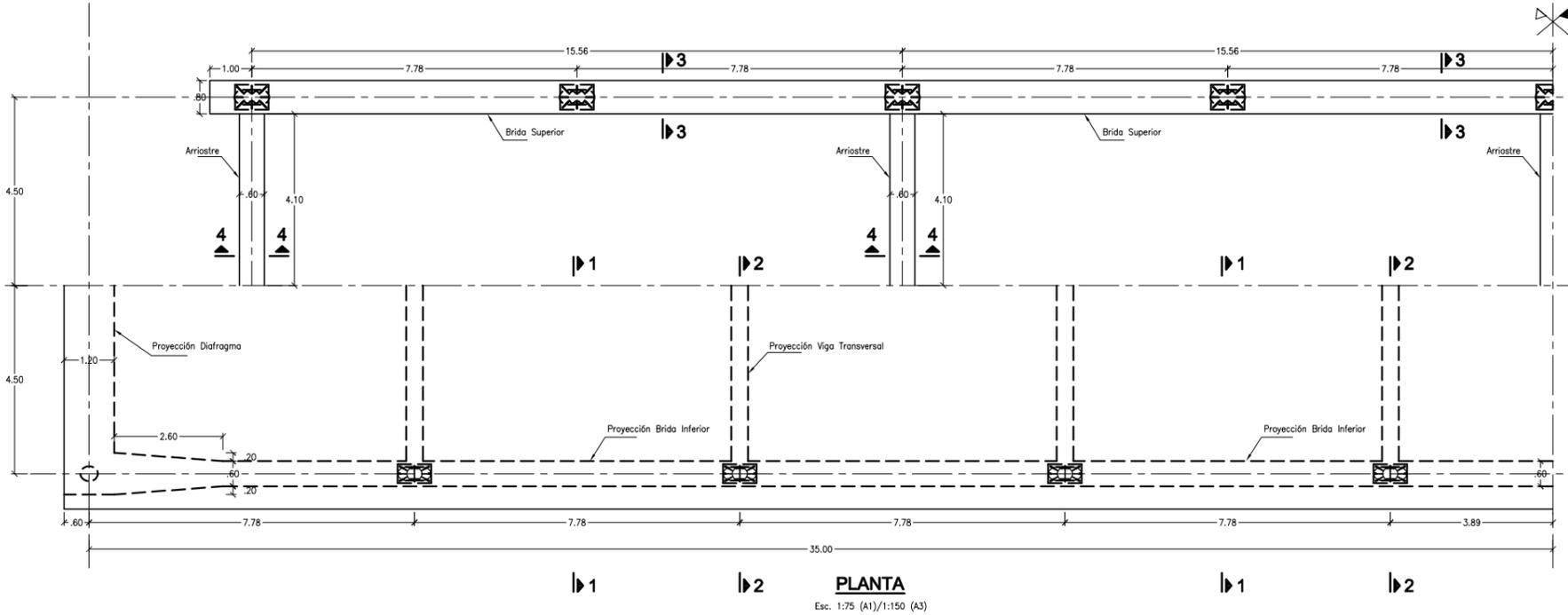
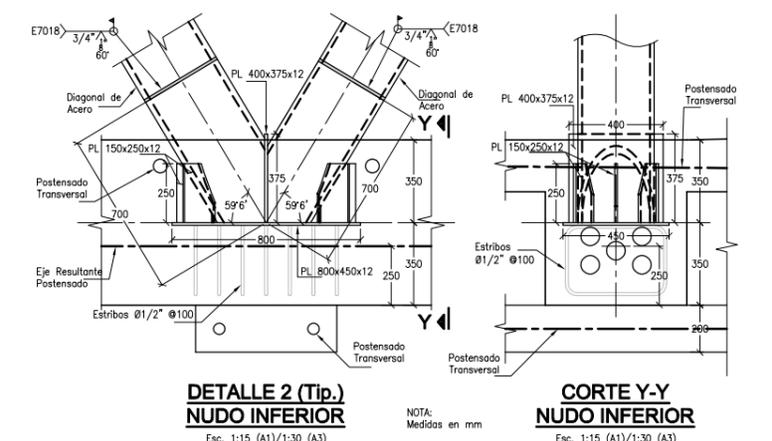
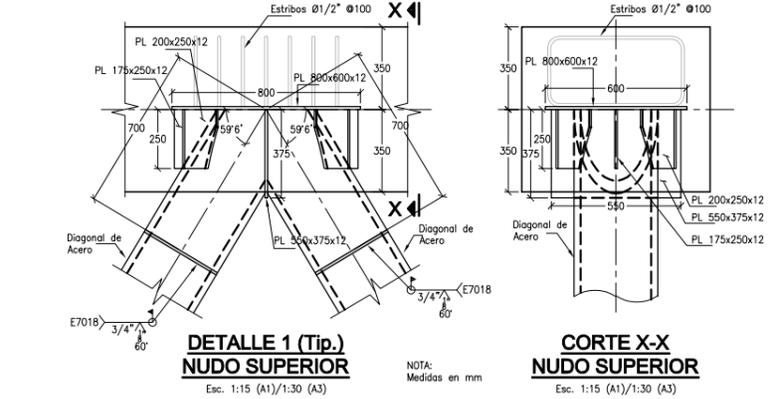
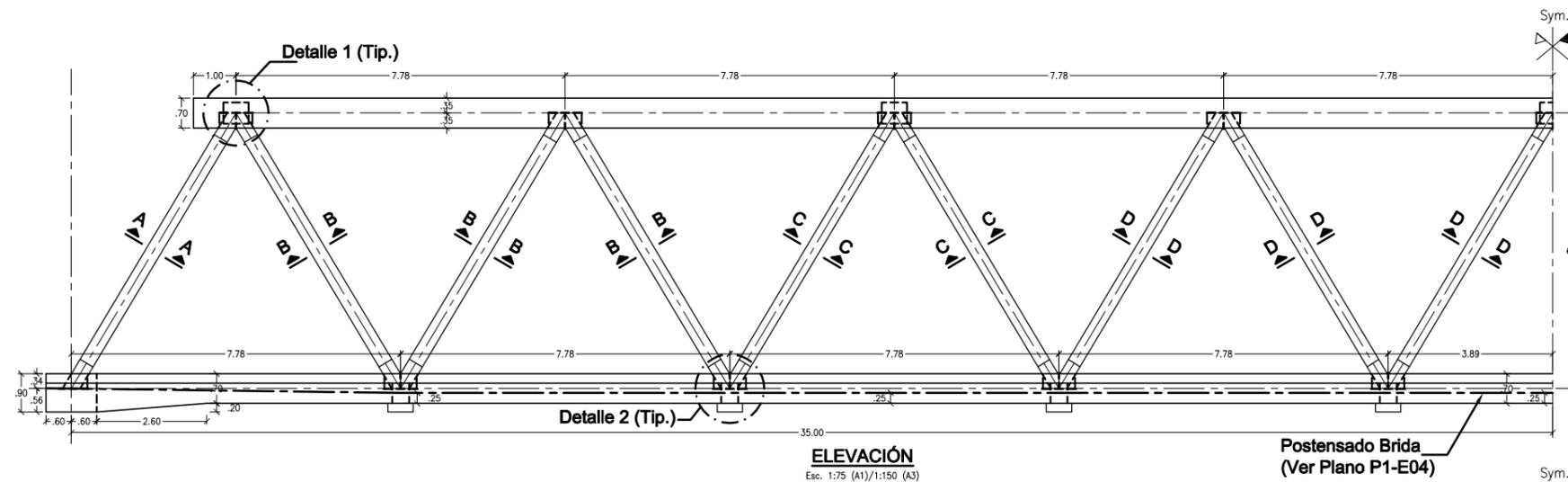
MODIFICACIONES:

Rev.	Fecha	Descripción
A	01.04.20	Para aprobación interna

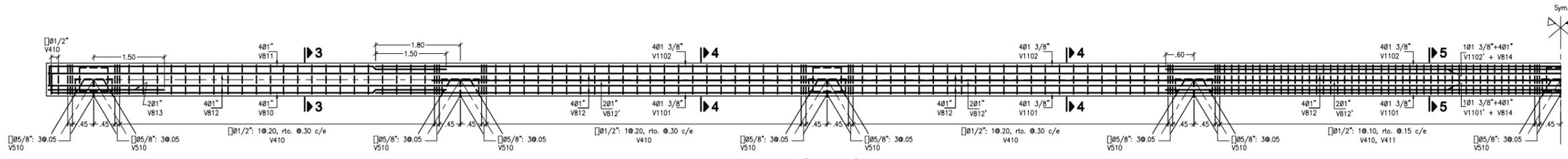
TESIS:
OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

ALTERNATIVA:
ALTERNATIVA 1
 PLANO:
VISTA GENERAL

FORMATO:
 A1
 ESCALA:
 INDICADA
 FECHA:
 ABRIL 2020
P1-E01

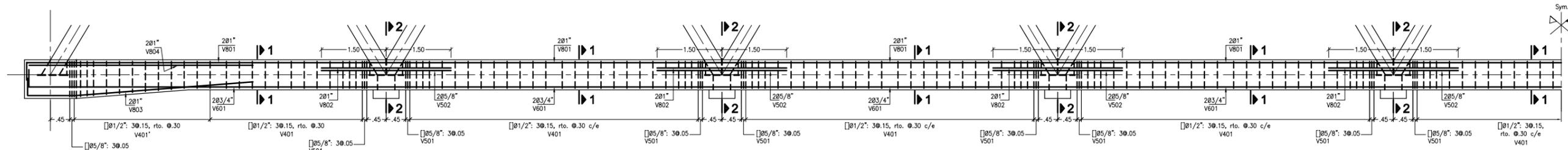


<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL LIMA - PERÚ</p>	<p>TESISTA: Roberto Vladimir de la Torre Tello</p>	<p>MODIFICACIONES:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Rev.</th> <th>Fecha</th> <th>Descripción</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>01.04.20</td> <td>Para aprobación interna</td> </tr> </tbody> </table>	Rev.	Fecha	Descripción	A	01.04.20	Para aprobación interna	<p>TESIS: OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO ANEXO 2: PLANOS</p>	<p>ALTERNATIVA: ALTERNATIVA 1</p>	<p>FORMATO: A1</p>	<p>PLANO: P1-E02</p>
	Rev.	Fecha	Descripción									
A	01.04.20	Para aprobación interna										
<p>ASESOR: Dr. Víctor Sánchez Moya</p>	<p>FECHA: ABRIL 2020</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>	<p>PLANO: ENCOFRADO BRIDAS Y TABLERO</p>									



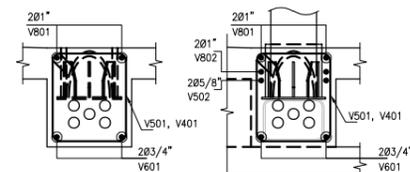
ARMADURA BRIDA SUPERIOR

Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



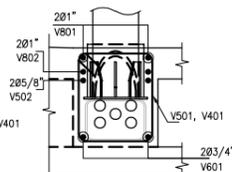
ARMADURA BRIDA INFERIOR

Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



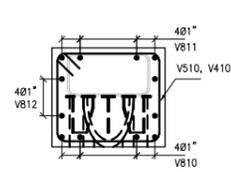
**SECCIÓN 1-1
BRIDA INFERIOR**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



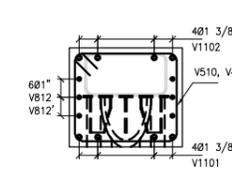
**SECCIÓN 2-2
BRIDA INFERIOR**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



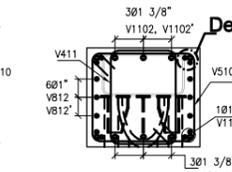
**SECCIÓN 3-3
BRIDA SUPERIOR**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



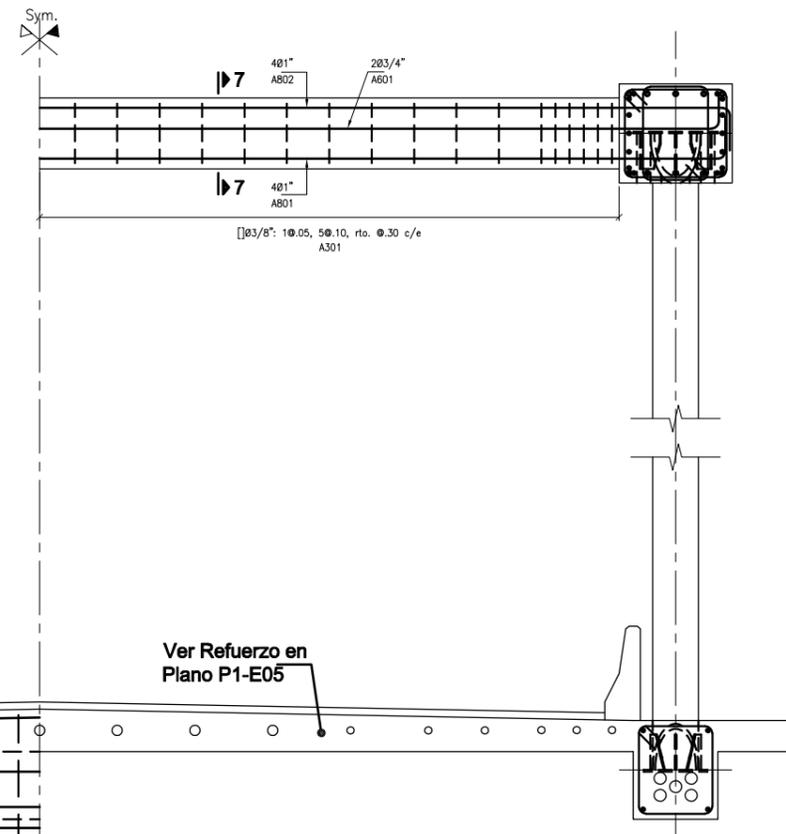
**SECCIÓN 4-4
BRIDA SUPERIOR**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



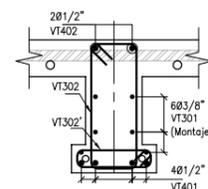
**SECCIÓN 5-5
BRIDA SUPERIOR**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



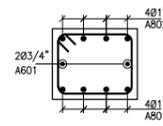
**ARMADURA
SECCIÓN TÍPICA**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



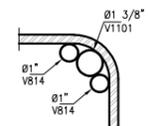
**SECCIÓN 6-6
VIGA TRANSVERSAL**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



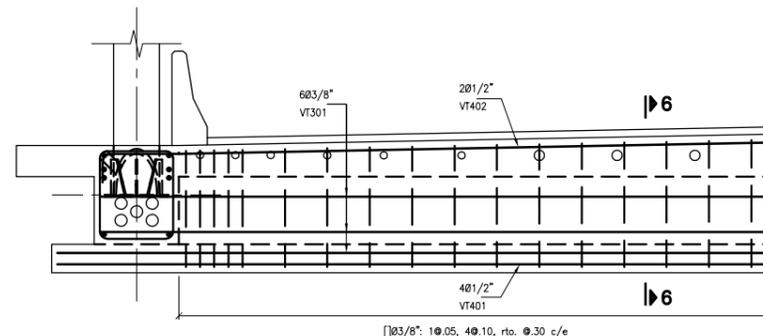
**SECCIÓN 7-7
ARRIOSTRES**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



DETALLE A

Esc. 1:5 (A1)/1:10 (A3)



**ARMADURA
VIGA TRANSVERSAL**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LIMA - PERÚ

TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello
ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

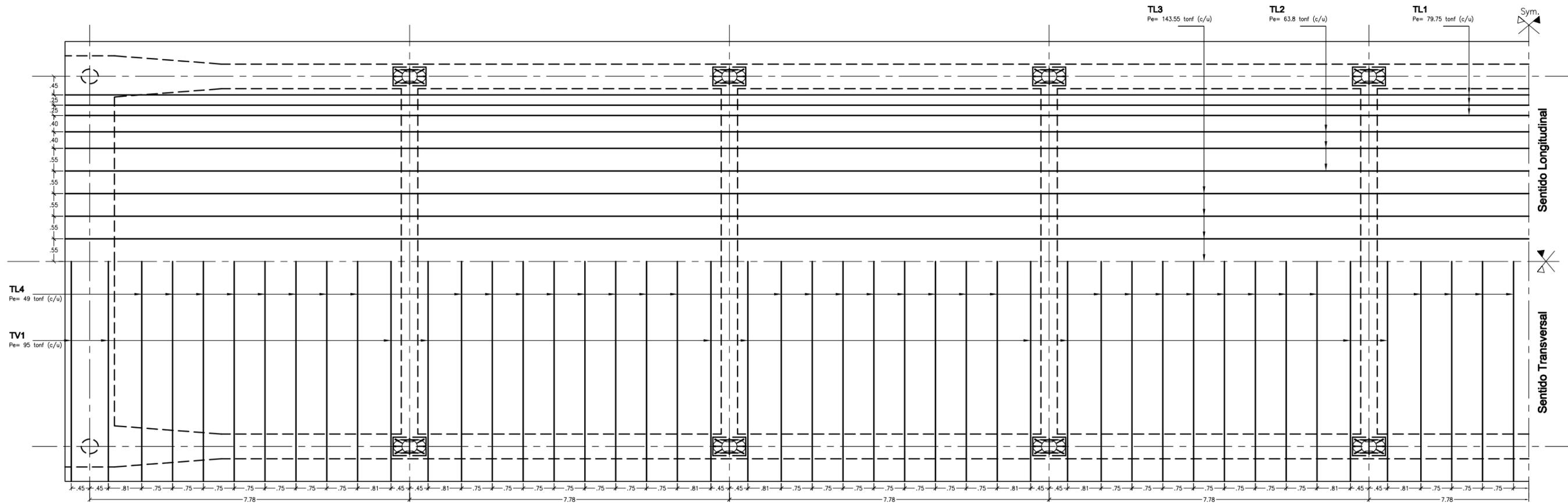
Rev.	Fecha	Descripción
A	01.04.20	Para aprobación interna
B	27.07.20	Acero nudos Bin

MODIFICACIONES:
TESIS:
OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO
DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

ALTERNATIVA:
ALTERNATIVA 1
PLANO:
ARMADURA BRIDAS Y
VIGA TRANSVERSAL

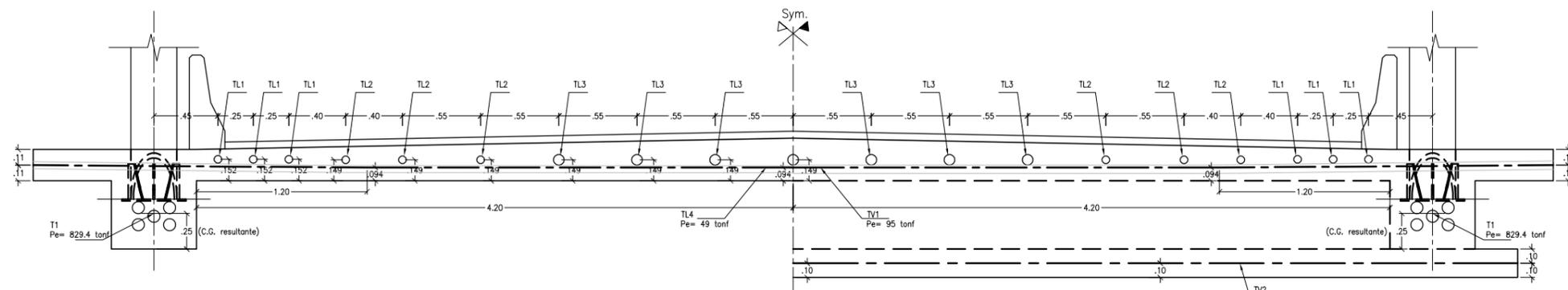
FORMATO:
A1
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
ABRIL 2020

PLANO:
P1-E03



PLANTA - POSTENSADO DE TABLERO

Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



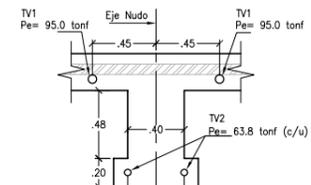
**DETALLE POSTENSADO
TABLERO ENTRE NUDOS**

Esc. 1:20 (A1)/1:40 (A3)

**DETALLE POSTENSADO
TABLERO EN NUDOS**

Esc. 1:20 (A1)/1:40 (A3)

FUERZA FINAL DE POSTENSADO EFECTIVO		
TENDÓN	FUERZA (tonf)	A _{ps} min (cm ²)
T1	829.4	72.8
TL1	79.75	7.0
TL2	63.8	5.6
TL3	143.55	12.6
TL4	49.0	4.2
TV1	95.0	8.4
TV2	63.8	5.6



**DETALLE POSTENSADO
VIGA TRANSVERSAL**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LIMA - PERÚ

TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello
ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

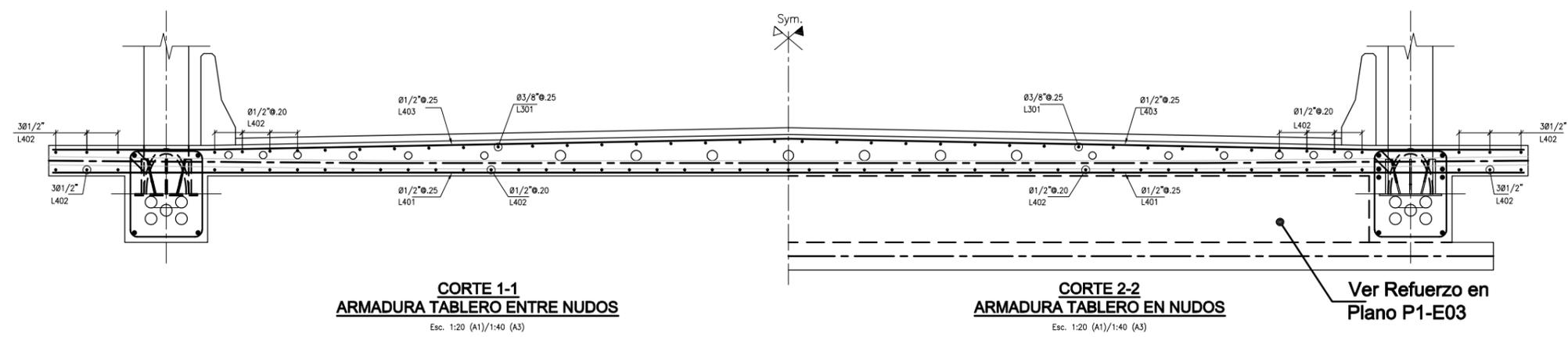
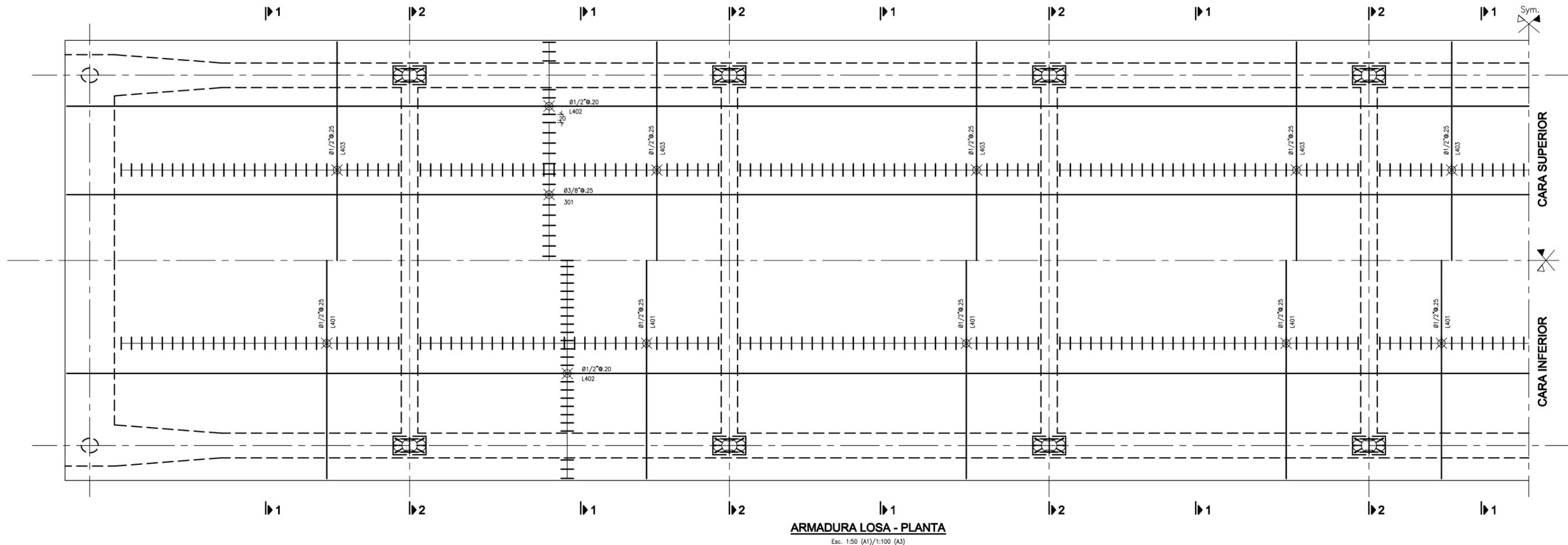
MODIFICACIONES:	
Rev.	Fecha Descripción
A	01.04.20 Para aprobación interna

TESIS:
OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO
DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

ALTERNATIVA:
ALTERNATIVA 1
PLANO:
POSTENSADO TABLERO

FORMATO:
A1
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
ABRIL 2020

PLANO:
P1-E04



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LIMA - PERÚ

TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello
ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

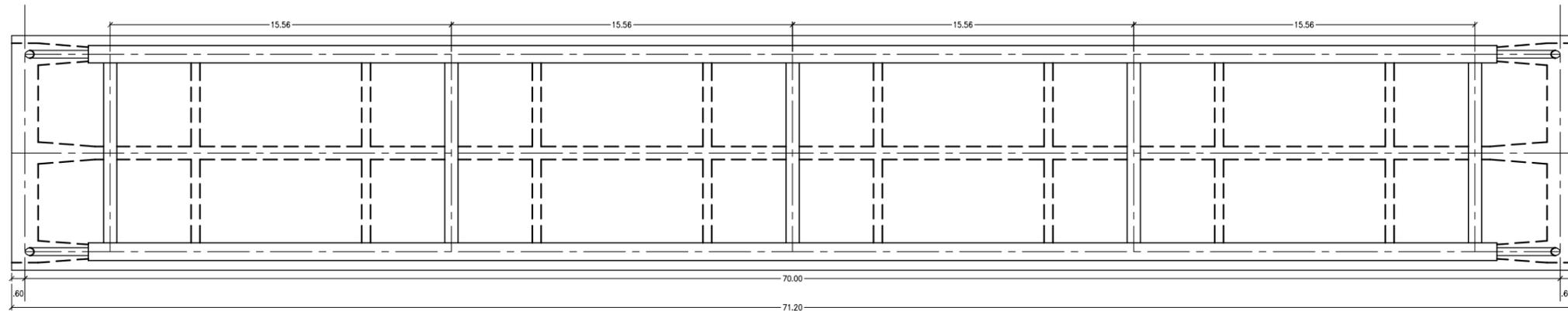
MODIFICACIONES:	
Rev.	Fecha Descripción
A	01.04.20 Para aprobación interna

TESIS:
OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO
DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

ALTERNATIVA:
ALTERNATIVA 1
PLANO:
ARMADURA LOSA

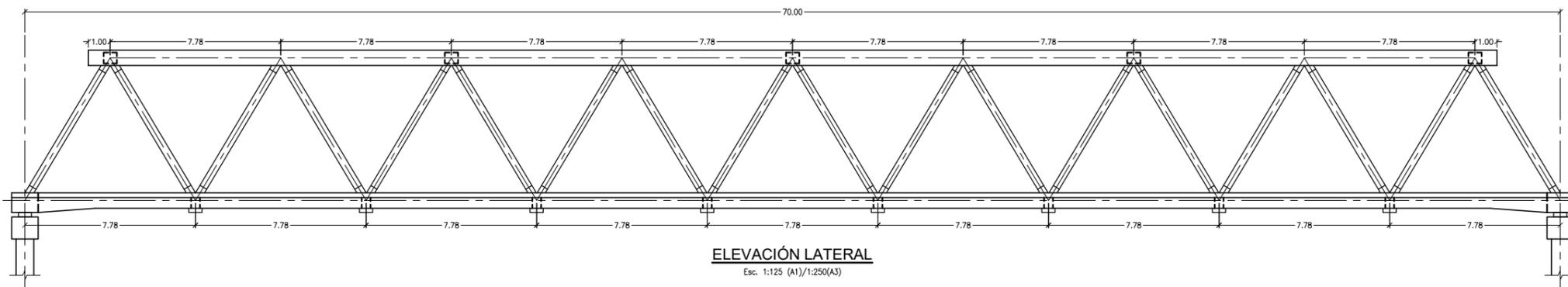
FORMATO:
A1
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
ABRIL 2020

PLANO:
P1-E05



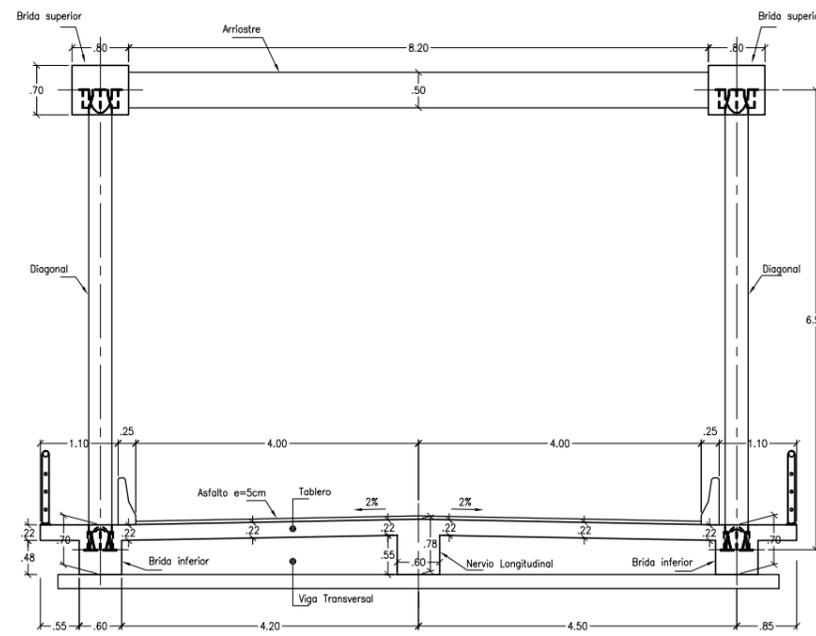
PLANTA

Esc. 1:125 (A1)/1:250 (A3)



ELEVACIÓN LATERAL

Esc. 1:125 (A1)/1:250(A3)



SECCIÓN TÍPICA

Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
 - ASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014
 - MTC Manual de Puentes 2016
 - Sobrecarga de Diseño: HL-93

CONCRETO
 Brida y Tablero inferior: $f'c=350$ kgf/cm²
 (El tablero será tensado al alcanzar la resistencia de $f_{ci}=350$ kgf/cm²)
 Brida superior: $f'c=350$ kgf/cm²

ACERO DE REFUERZO
 Acero corrugado ASTM A615-Grado 60 $f_y=4200$ kgf/cm²

ACERO PARA POSTENSADO
 Acero ASTM A416-C270 $f_{pu}=18900$ kgf/cm²

ACERO ESTRUCTURAL
 Diagonales: Tubos A53 Gr. B $f_y=2400$ kgf/cm²
 Conexiones: Planchas ASTM A709 Grado 50 $f_y=3500$ kgf/cm²

RECUBRIMIENTOS
 Bridas y Diafragmas: 40 mm
 Losa - Capa Superior: 30 mm
 Losa - Capa Inferior: 25 mm

LONGITUD DE ANCLAJE, EMPALMES Y GANCHOS*

Ø (Pulg.)	ANCLAJE (cm)	EMPALME (cm)	GANCHOS(cm)
1 3/8"	185.0	240.0	60.0
1"	95.0	125.0	40.0
3/4"	65.0	85.0	30.0
5/8"	55.0	70.0	25.0
1/2"	45.0	55.0	20.0
3/8"	35.0	45.0	15.0

* Salvo indicación específica en el plano
 * El acero empalmado en la sección traslapada es como máximo el 50% del acero provisto

NOTAS:
 - Todas las dimensiones en metros, a menos se indique lo contrario
 - Sym.: Simétrico



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 LIMA - PERÚ

TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello
 ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

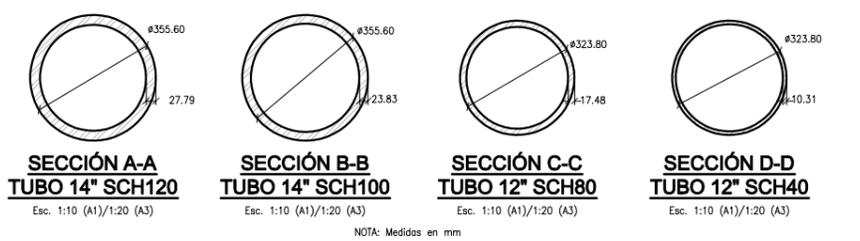
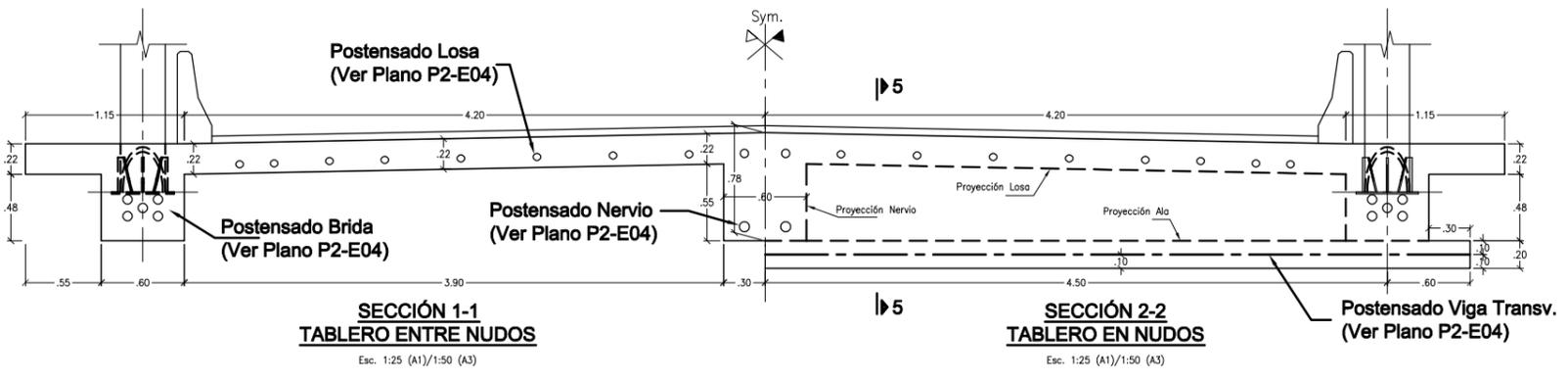
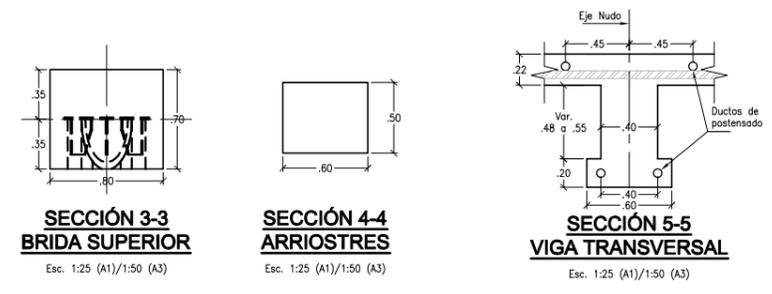
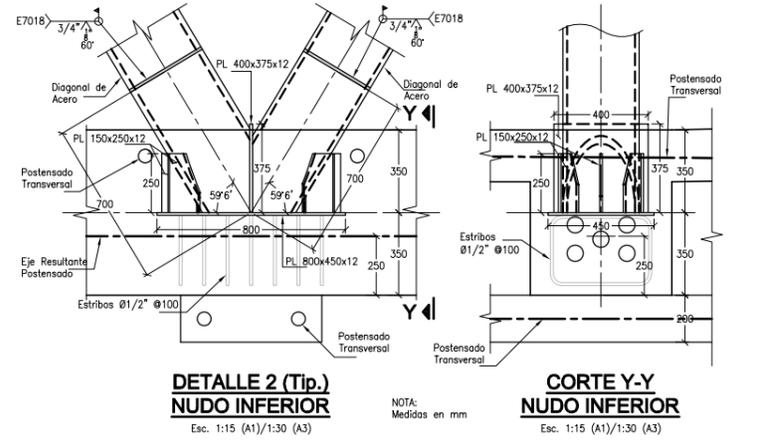
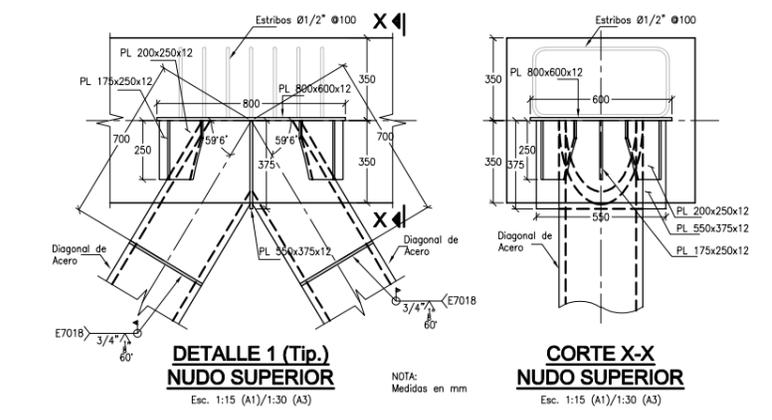
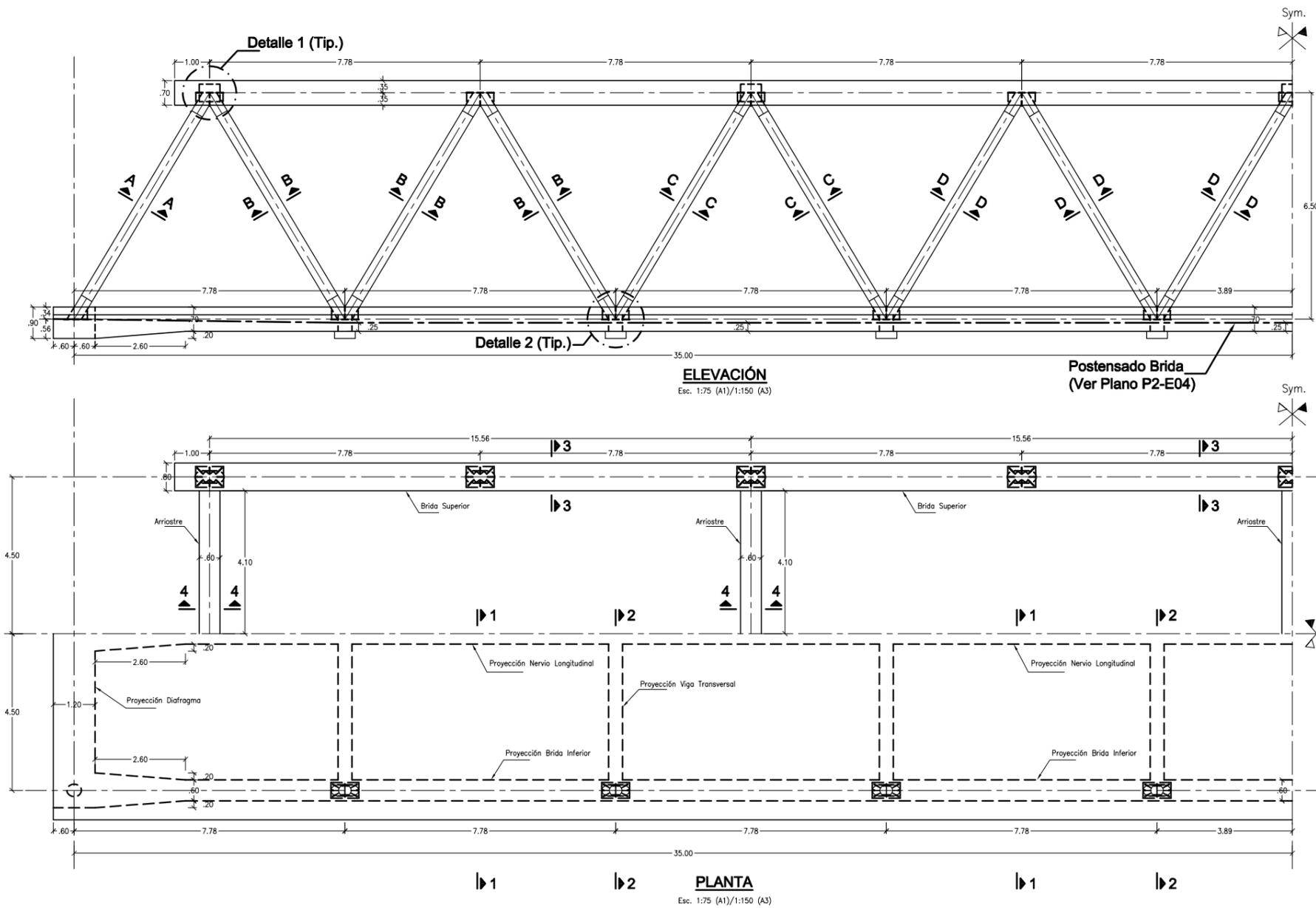
MODIFICACIONES:

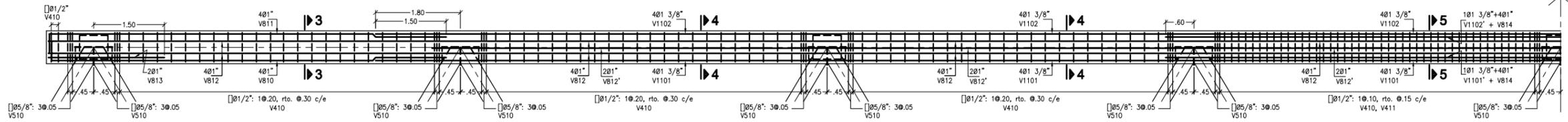
Rev.	Fecha	Descripción
A	01.04.20	Para aprobación interna

TESIS:
OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

ALTERNATIVA:
ALTERNATIVA 2
 PLANO:
VISTA GENERAL

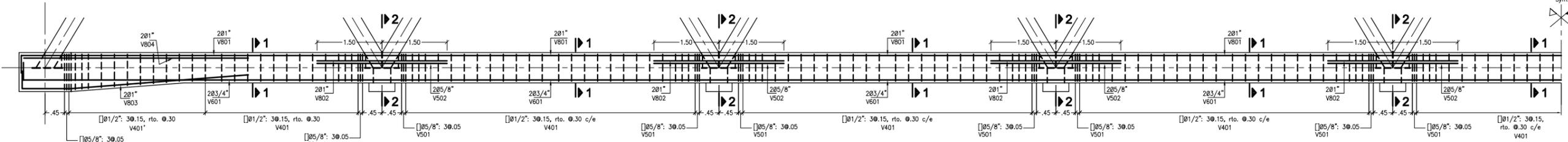
FORMATO:
 A1
 ESCALA:
 INDICADA
 FECHA:
 ABRIL 2020
P2-E01





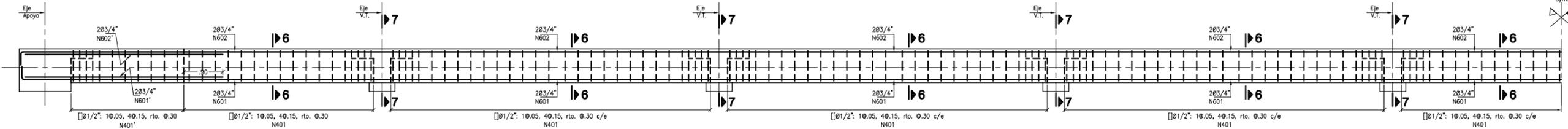
ARMADURA BRIDA SUPERIOR

Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



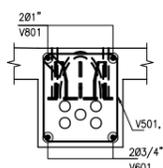
ARMADURA BRIDA INFERIOR

Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)

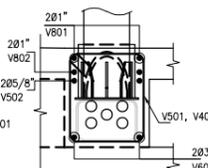


ARMADURA NERVO LONGITUDINAL

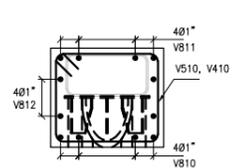
Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



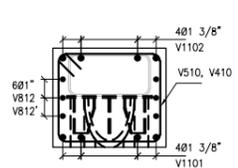
**SECCIÓN 1-1
BRIDA INFERIOR**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



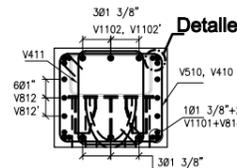
**SECCIÓN 2-2
BRIDA INFERIOR**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



**SECCIÓN 3-3
BRIDA SUPERIOR**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)

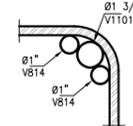


**SECCIÓN 4-4
BRIDA SUPERIOR**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)

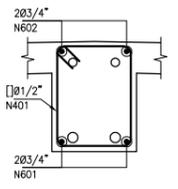


**SECCIÓN 5-5
BRIDA SUPERIOR**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)

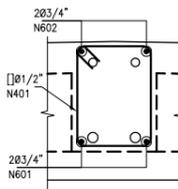
Detalle A



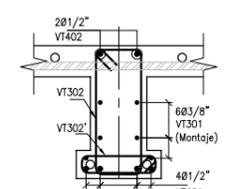
DETALLE A
Esc. 1:5 (A1)/1:10 (A3)



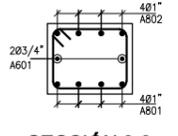
**SECCIÓN 6-6
NERVO LONG.**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



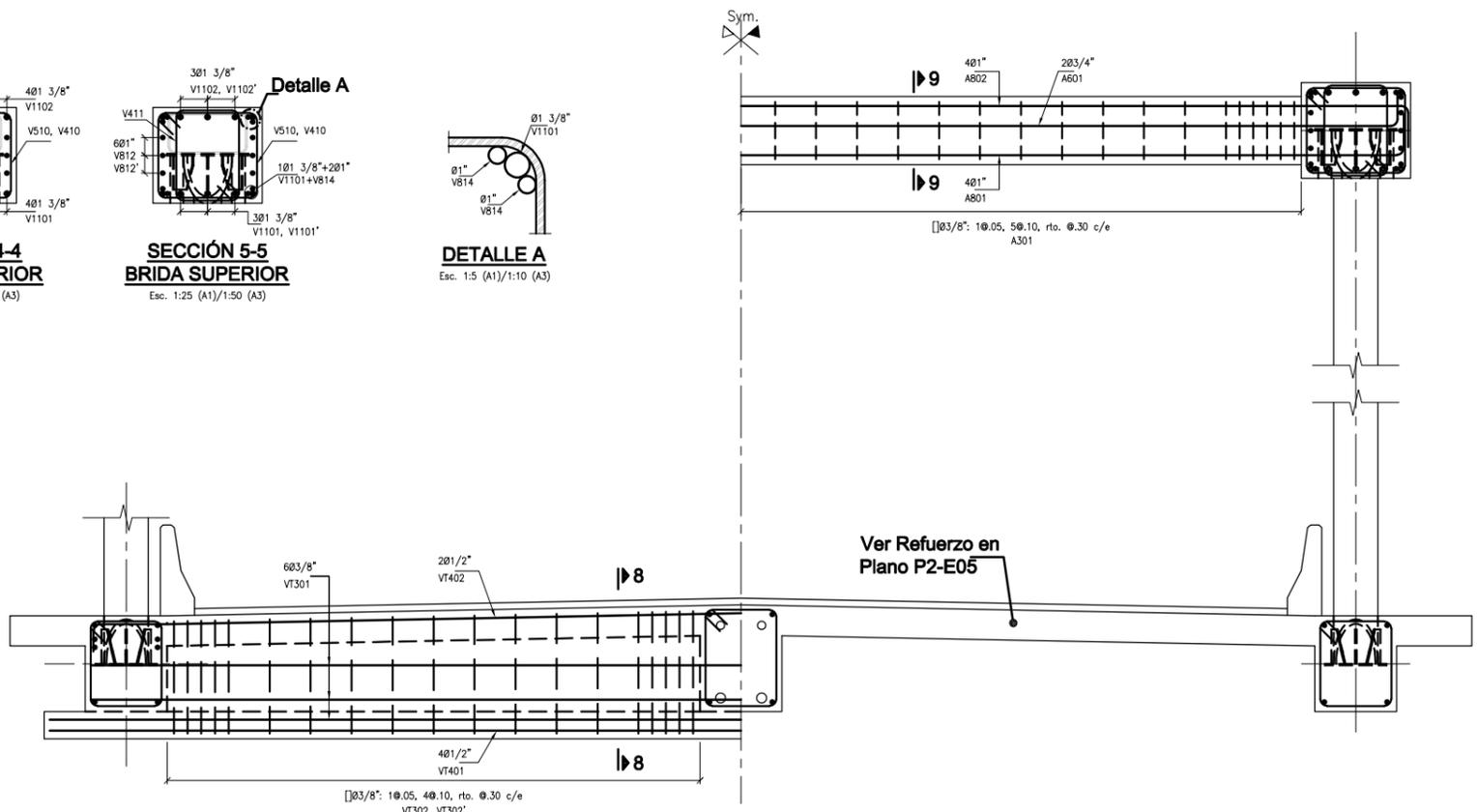
**SECCIÓN 7-7
NERVO LONG.**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



**SECCIÓN 8-8
VIGA TRANSVERSAL**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



**SECCIÓN 9-9
ARRIOSTRES**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



**ARMADURA
VIGA TRANSVERSAL**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)

Ver Refuerzo en Plano P2-E05

**ARMADURA
SECCIÓN TÍPICA**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LIMA - PERÚ

TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello
ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

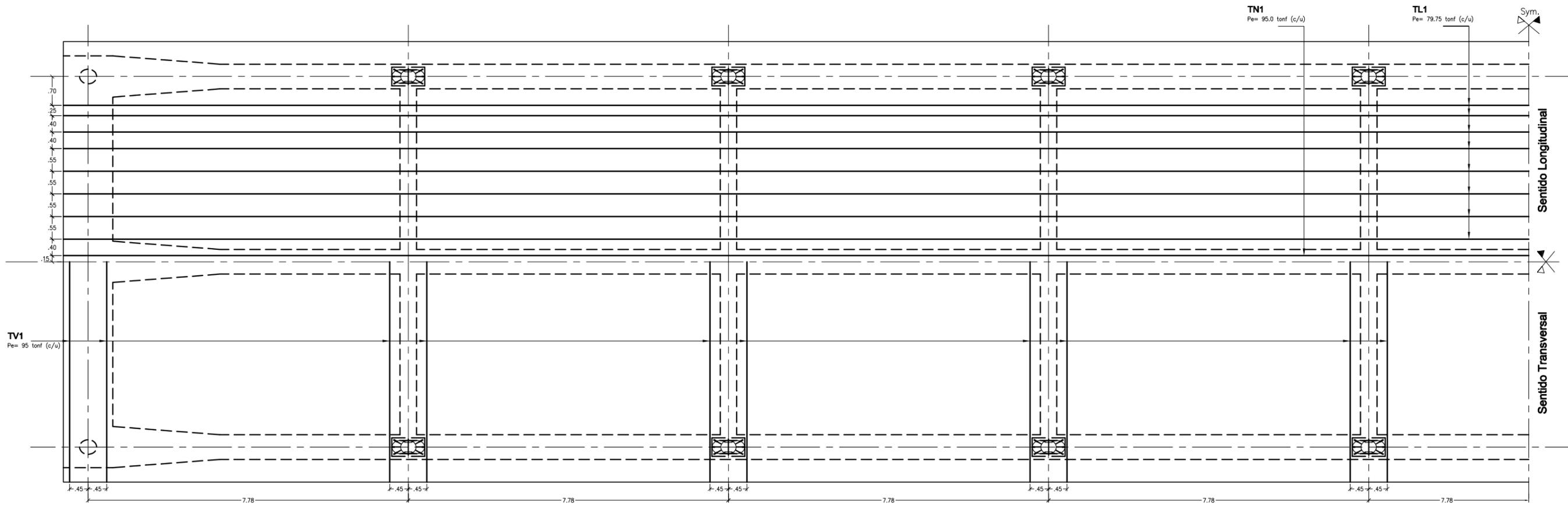
Rev.	Fecha	Descripción
A	01.04.20	Para aprobación interna
B	27.07.20	Acero nudo Blnf

MODIFICACIONES:
TESIS:
OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

ALTERNATIVA:
ALTERNATIVA 2
PLANO:
ARMADURA BRIDAS, NERVO Y VIGA TRANSVERSAL

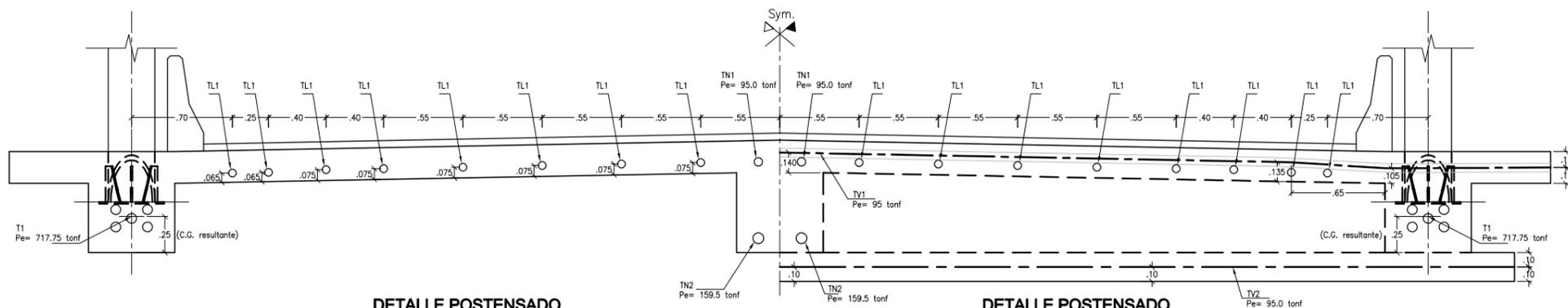
FORMATO:
A1
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
ABRIL 2020

PLANO:
P2-E03



PLANTA - POSTENSADO DE TABLERO

Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



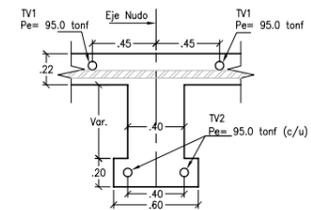
**DETALLE POSTENSADO
TABLERO ENTRE NUDOS**

Esc. 1:20 (A1)/1:40 (A3)

**DETALLE POSTENSADO
TABLERO EN NUDOS**

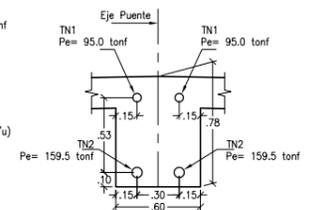
Esc. 1:20 (A1)/1:40 (A3)

FUERZA FINAL DE POSTENSADO EFECTIVO		
TENDÓN	FUERZA (tonf)	A _{ps} min (cm ²)
T1	717.75	63.0
TL1	79.75	7.0
TV1	95.0	8.4
TV2	95.0	8.4
TN1	95.0	8.4
TN2	159.5	14.0



**DETALLE POSTENSADO
VIGAS TRANSVERSAL**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



**DETALLE POSTENSADO
NERVIO LONGITUDINAL**

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LIMA - PERÚ

TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello
ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

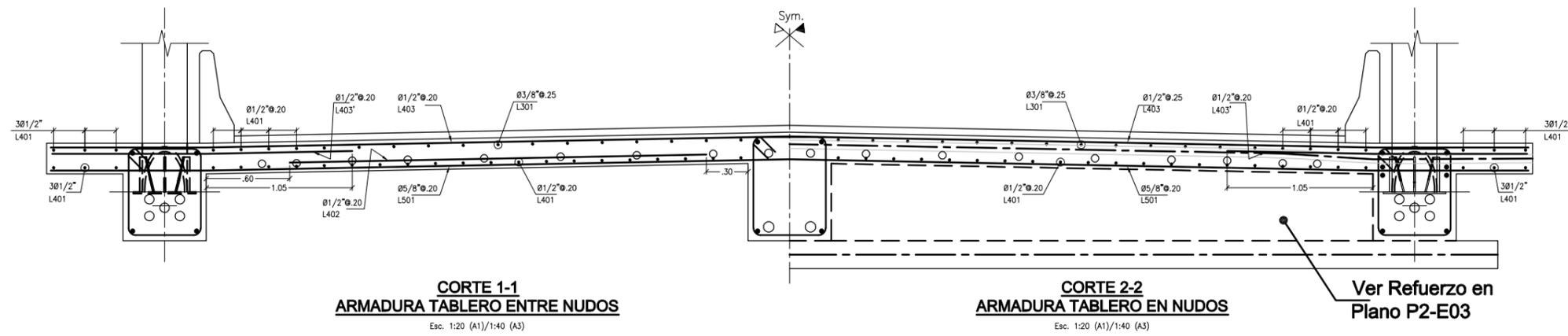
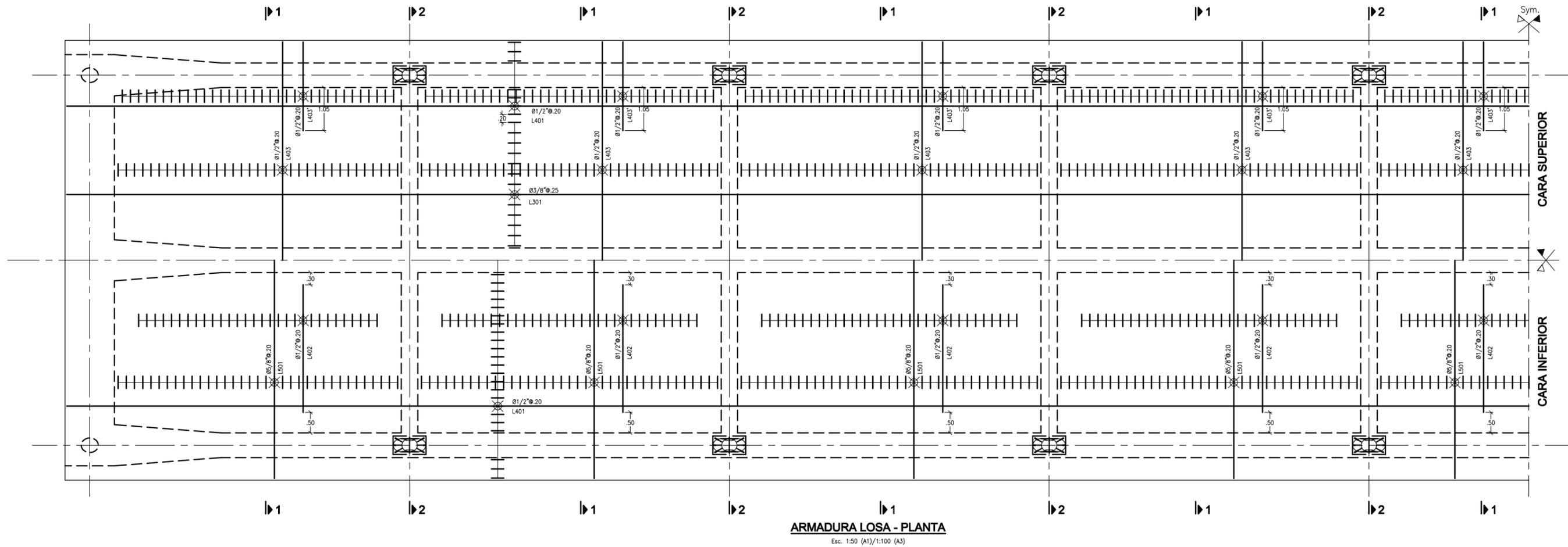
MODIFICACIONES:		
Rev.	Fecha	Descripción
A	01.04.20	Para aprobación interna

TESIS:

OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO
DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

ALTERNATIVA:
ALTERNATIVA 2
PLANO:
POSTENSADO TABLERO

FORMATO:
A1
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
ABRIL 2020
PLANO:
P2-E04



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LIMA - PERÚ

TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello

ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

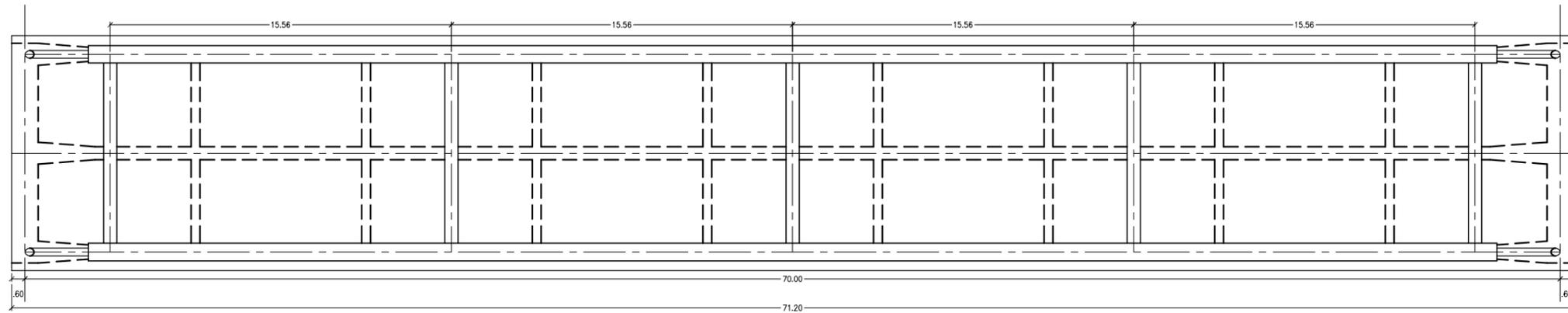
MODIFICACIONES:	
Rev.	Descripción
A	01.04.20 Para aprobación interna

TESIS:
OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO
DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

ALTERNATIVA:
ALTERNATIVA 2

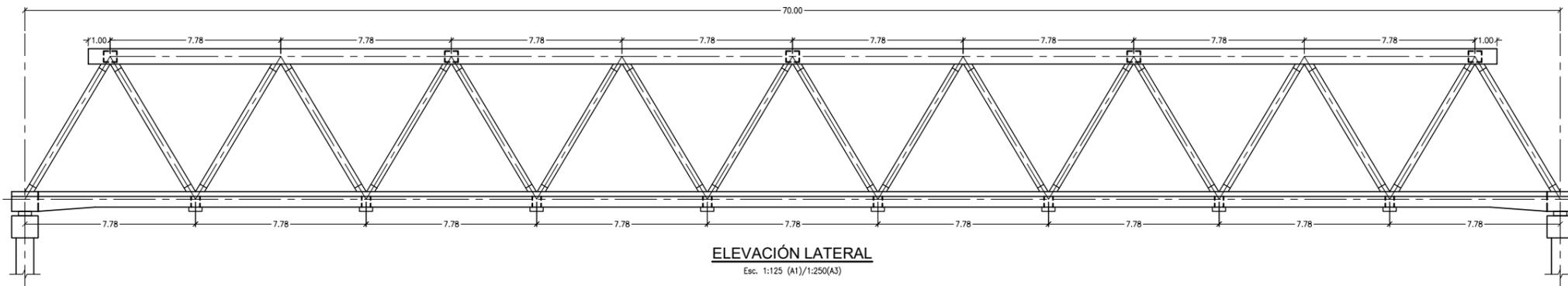
PLANO:
ARMADURA LOSA

FORMATO: A1	PLANO: P2-E05
ESCALA: INDICADA	
FECHA: ABRIL 2020	



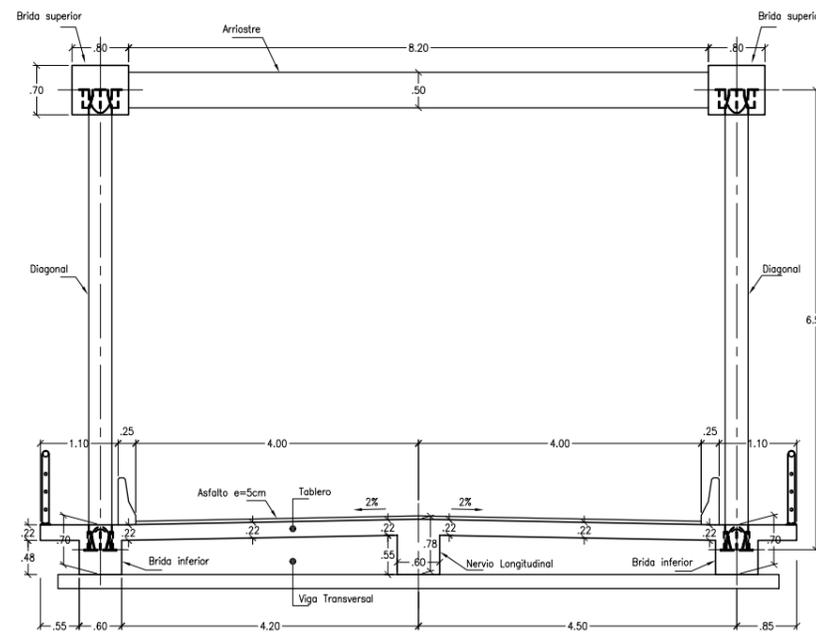
PLANTA

Esc. 1:125 (A1)/1:250 (A3)



ELEVACIÓN LATERAL

Esc. 1:125 (A1)/1:250(A3)



SECCIÓN TÍPICA

Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

- ASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2010
- MTC Manual de Puentes 2003
- Sobrecarga de Diseño: HL-93

CONCRETO

- Brida y Tablero inferior: $f'c=350$ kgf/cm²
- (El tablero será tensado al alcanzar la resistencia de $f_{ci}=350$ kgf/cm²)
- Brida superior: $f'c=350$ kgf/cm²

ACERO DE REFUERZO

- Acero corrugado ASTM A615-Grado 60 $f_y=4200$ kgf/cm²

ACERO PARA POSTENSADO

- Acero ASTM A416-C270 $f_{pu}=18900$ kgf/cm²

ACERO ESTRUCTURAL

- Diagonales: Tubos A53 Gr. B $f_y=2400$ kgf/cm²
- Conexiones: Planchas ASTM A709 Grado 50 $f_y=3500$ kgf/cm²

RECUBRIMIENTOS

- Bridas y Diafragmas: 40 mm
- Losa - Capa Superior: 30 mm
- Losa - Capa Inferior: 25 mm

LONGITUD DE ANCLAJE, EMPALMES Y GANCHOS*

Ø (Pulg.)	ANCLAJE (cm)	EMPALME (cm)	GANCHOS (cm)
1 3/8"	185.0	240.0	60.0
1"	95.0	125.0	40.0
3/4"	65.0	85.0	30.0
5/8"	55.0	70.0	25.0
1/2"	45.0	55.0	20.0
3/8"	35.0	45.0	15.0

- * Salvo indicación específica en el plano
- * El acero empalmado en la sección traslapada es como máximo el 50% del acero provisto

- NOTAS:
- Todas las dimensiones en metros, a menos se indique lo contrario
 - Sym.: Simétrico



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LIMA - PERÚ

TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello

ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

MODIFICACIONES:

Rev.	Fecha	Descripción
A	01.04.20	Para aprobación interna

TESIS:
OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

ALTERNATIVA:
ALTERNATIVA 3

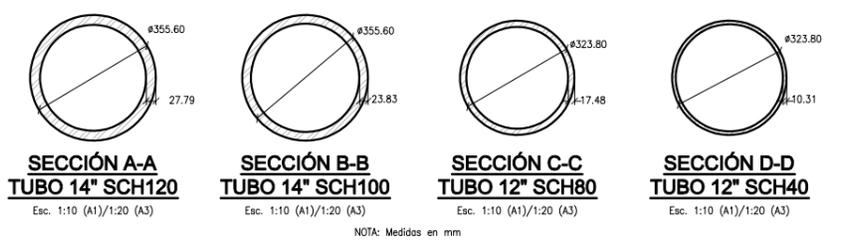
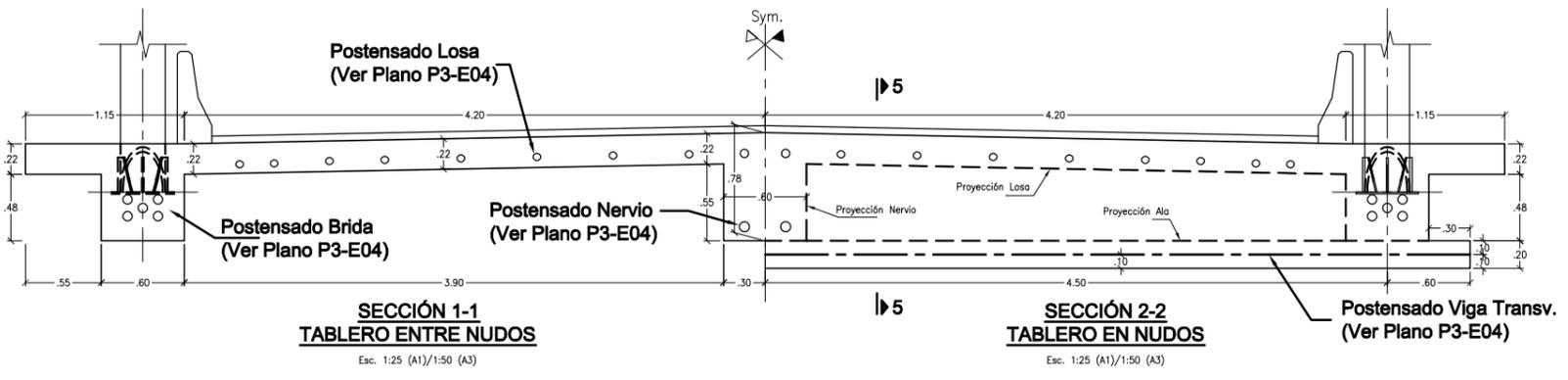
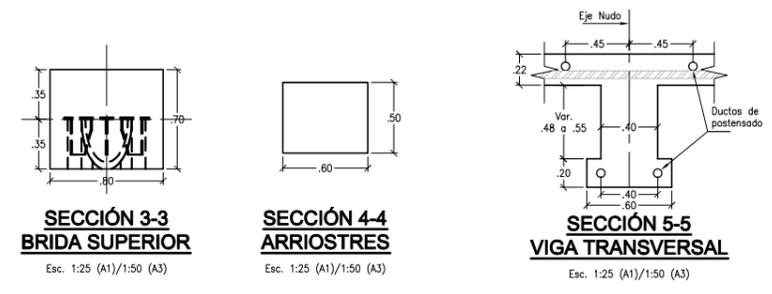
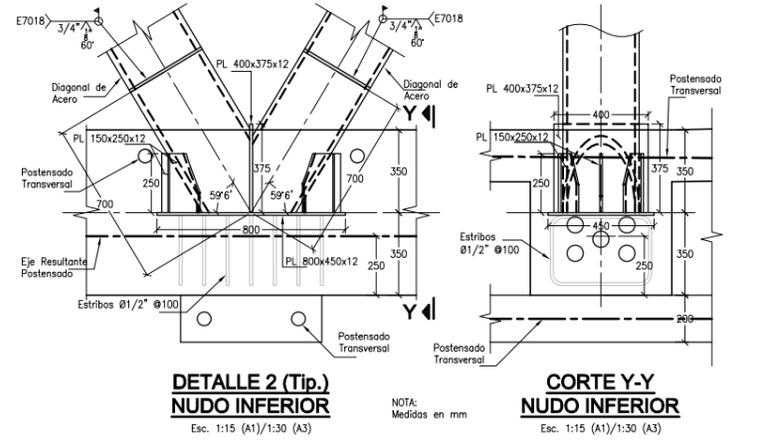
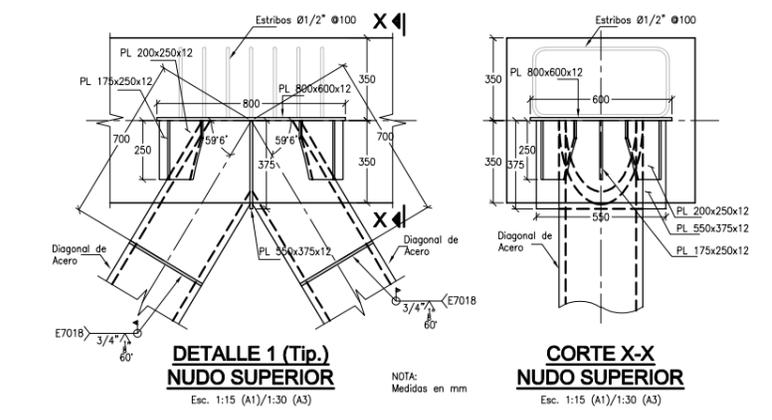
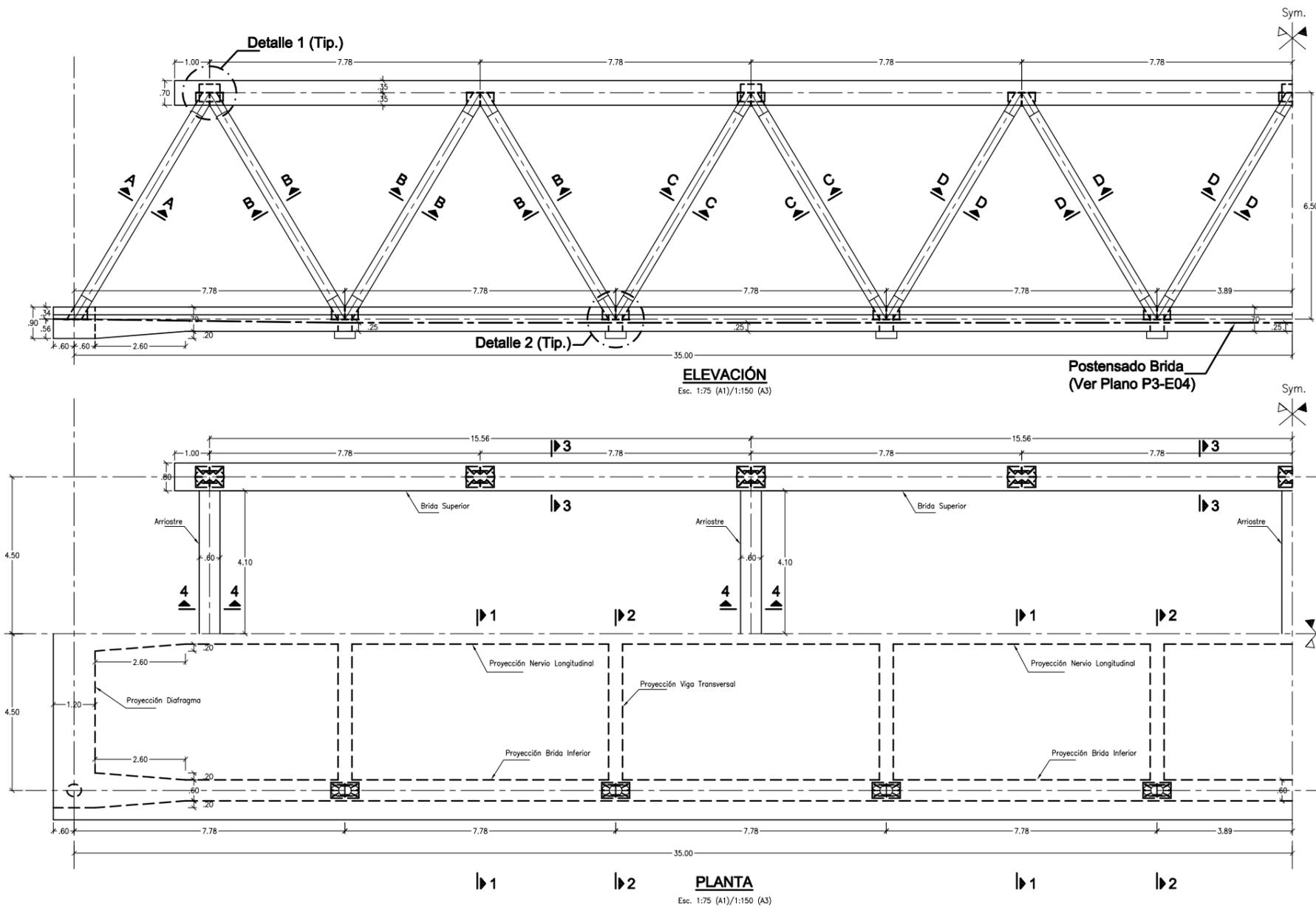
PLANO:
VISTA GENERAL

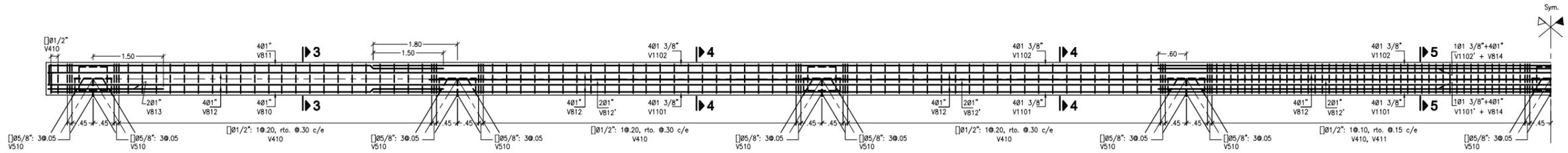
FORMATO:
A1

ESCALA:
INDICADA

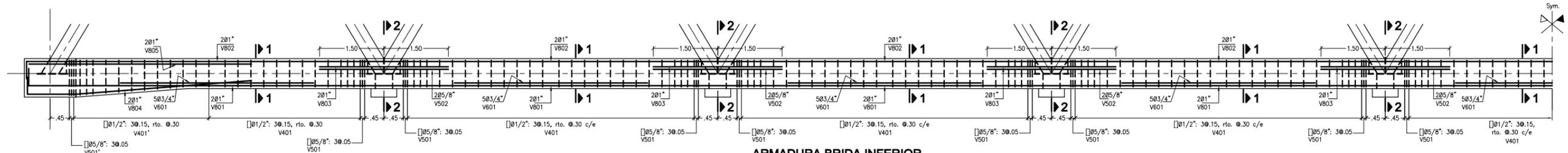
FECHA:
ABRIL 2020

PLANO:
P3-E01

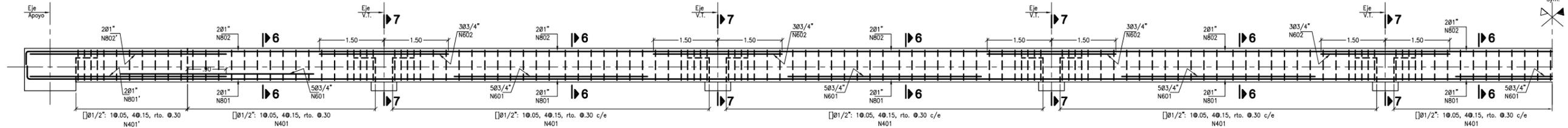




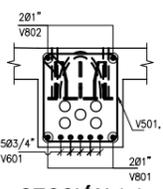
ARMADURA BRIDA SUPERIOR
Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



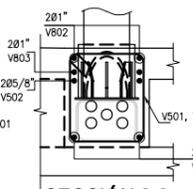
ARMADURA BRIDA INFERIOR
Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



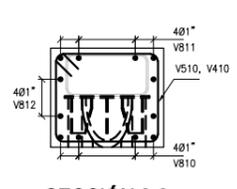
ARMADURA NERVIOS LONGITUDINALES
Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



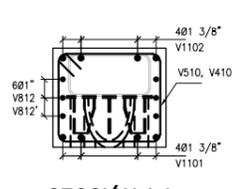
**SECCIÓN 1-1
BRIDA INFERIOR**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



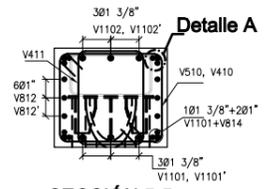
**SECCIÓN 2-2
BRIDA INFERIOR**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



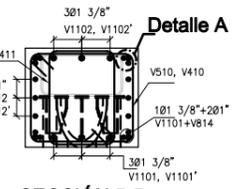
**SECCIÓN 3-3
BRIDA SUPERIOR**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



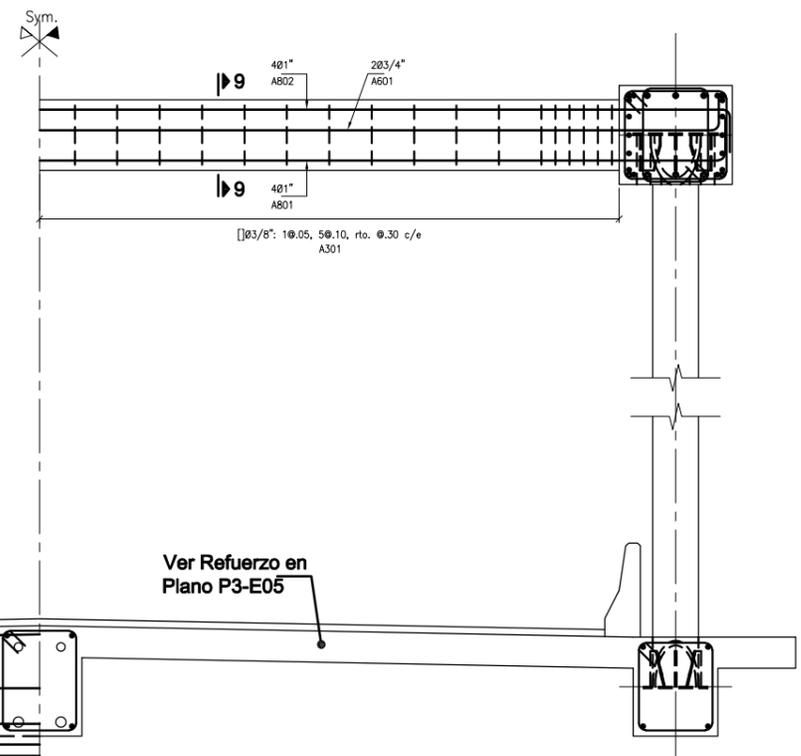
**SECCIÓN 4-4
BRIDA SUPERIOR**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



**SECCIÓN 5-5
BRIDA SUPERIOR**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)

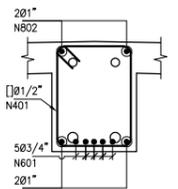


DETALLE A
Esc. 1:5 (A1)/1:10 (A3)

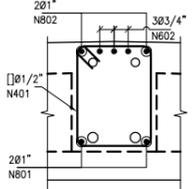


ARMADURA VIGA TRANSVERSAL
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)

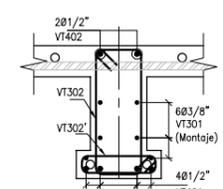
ARMADURA SECCIÓN TÍPICA
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



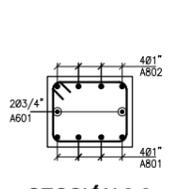
**SECCIÓN 6-6
NERVIOS LONG.**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



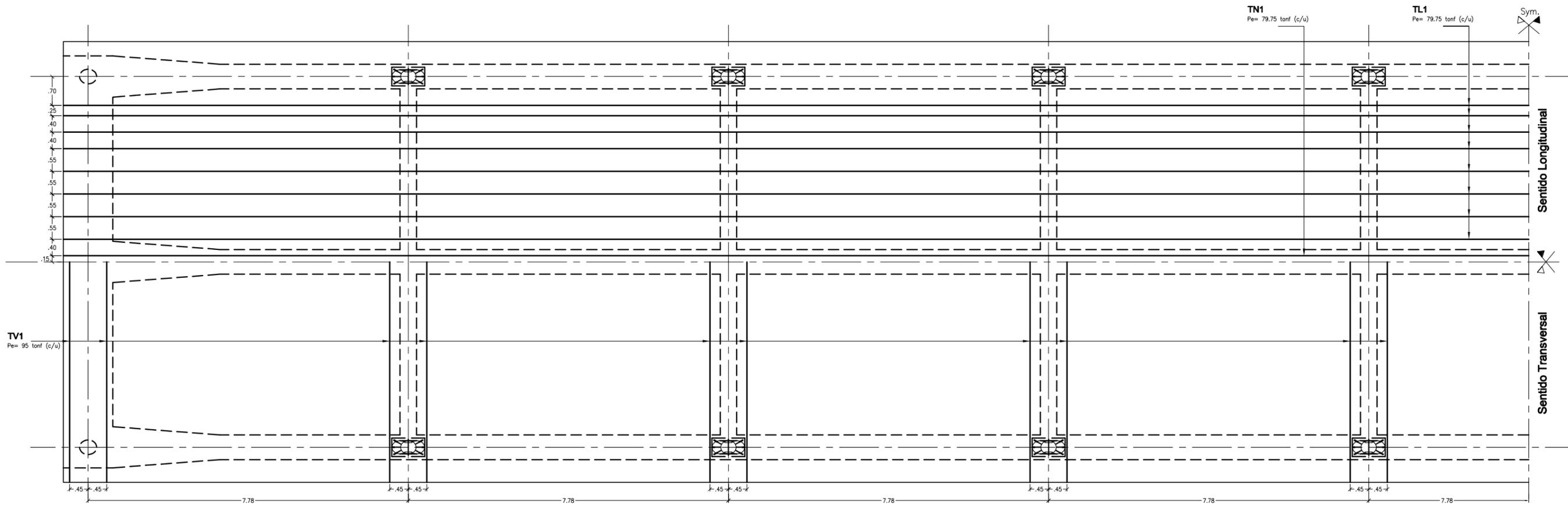
**SECCIÓN 7-7
NERVIOS LONG.**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



**SECCIÓN 8-8
VIGA TRANSVERSAL**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)

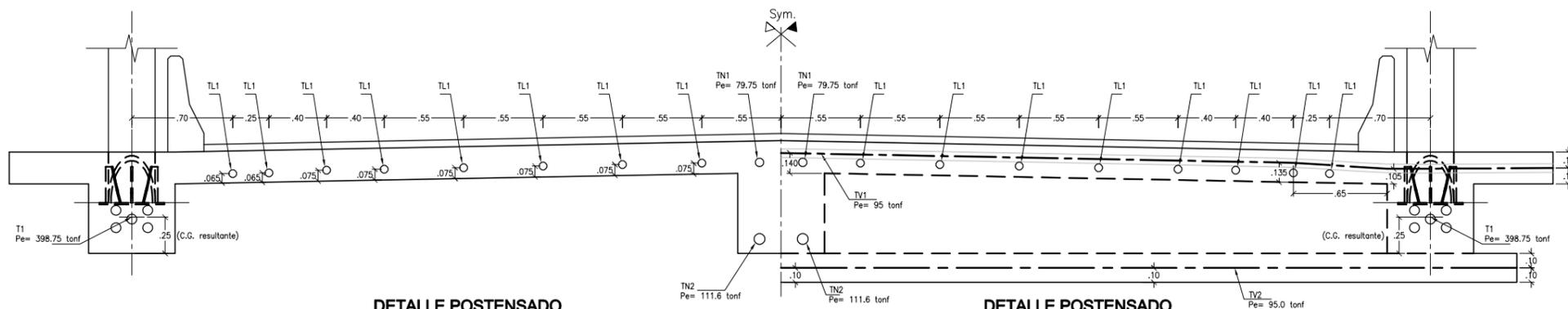


**SECCIÓN 9-9
ARRIOSTRES**
Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



PLANTA - POSTENSADO DE TABLERO

Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



DETALLE POSTENSADO TABLERO ENTRE NUDOS

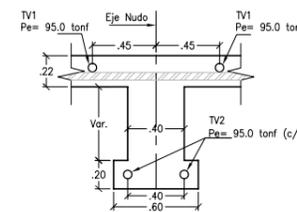
Esc. 1:20 (A1)/1:40 (A3)



DETALLE POSTENSADO TABLERO EN NUDOS

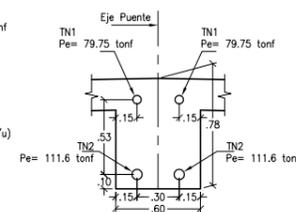
Esc. 1:20 (A1)/1:40 (A3)

FUERZA FINAL DE POSTENSADO EFECTIVO		
TENDÓN	FUERZA (tonf)	A _{ps} min (cm ²)
T1	398.75	35.0
TL1	79.75	7.0
TV1	95.0	8.4
TV2	95.0	8.4
TN1	79.75	7.0
TN2	111.6	9.8



DETALLE POSTENSADO VIGA TRANSVERSAL

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



DETALLE POSTENSADO NERVIOS LONGITUDINAL

Esc. 1:25 (A1)/1:50 (A3)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LIMA - PERÚ

TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello
ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

MODIFICACIONES:		
Rev.	Fecha	Descripción
A	01.04.20	Para aprobación interna

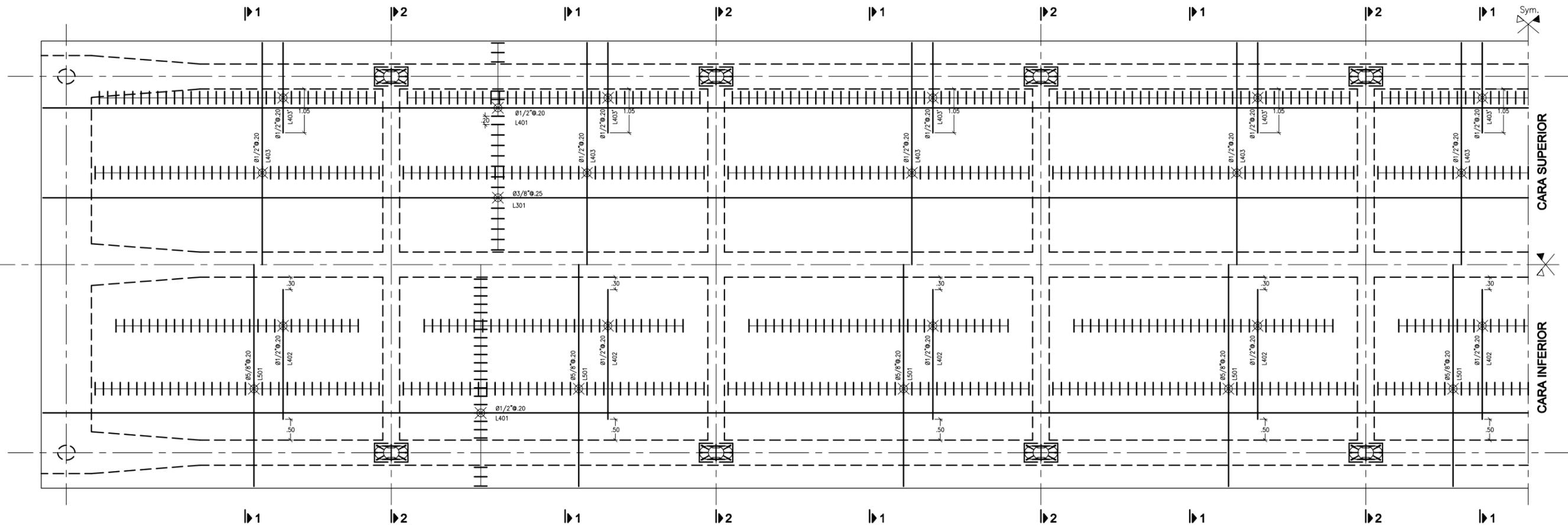
TESIS:

OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO
DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

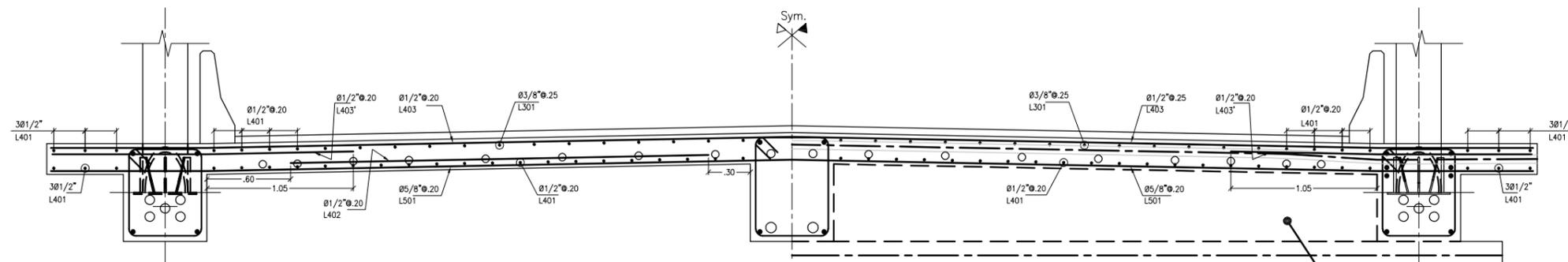
ALTERNATIVA:
ALTERNATIVA 3
PLANO:
POSTENSADO TABLERO

FORMATO:
A1
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
ABRIL 2020

PLANO:
P3-E04



ARMADURA LOSA - PLANTA
Esc. 1:50 (A1)/1:100 (A3)



CORTE 1-1
ARMADURA TABLERO ENTRE NUDOS
Esc. 1:20 (A1)/1:40 (A3)

CORTE 2-2
ARMADURA TABLERO EN NUDOS
Esc. 1:20 (A1)/1:40 (A3)

Ver Refuerzo en
Plano P3-E03



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LIMA - PERÚ

TESISTA:
Roberto Vladimir de la Torre Tello
ASESOR:
Dr. Víctor Sánchez Moya

MODIFICACIONES:	
Rev.	Descripción
A	01.04.20 Para aprobación interna

TESIS:
OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DEL TABLERO
DE UN PUENTE RETICULADO HÍBRIDO
ANEXO 2: PLANOS

ALTERNATIVA:
ALTERNATIVA 3
PLANO:
ARMADURA LOSA

FORMATO:
A1
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
ABRIL 2020
PLANO:
P3-E05

RESUMEN DE METRADOS - DISEÑO BASE

ITEM	DESCRIPCION	UND.	METRADO
100	SUPERESTRUCTURA		
101	CONCRETO F'C = 350 KG/CM2	m3	334.56
102	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m2	1,311.75
103	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	39,944.50
104	POSTENSADO DE CABLES	ton-m	353,123.88
105	FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA A53 GR. B	kg	40,684.39
106	FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA ASTM A709 GR 50	kg	2,867.68

100 SUPERESTRUCTURA

101 CONCRETO F'C = 350 KG/CM2

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m2)	L (m)	H (m)	Parcial
BRIDA SUPERIOR						
Brida superior	m3	2	0.80	64.22	0.70	71.93
ARRIOSTRES SUPERIORES						
Arriostres	m3	5	0.60	8.20	0.50	12.30
BRIDA INFERIOR						
Sección típica	m3	2	0.60	63.60	0.70	53.42
Ensanchamiento	m3	4	0.66	2.60	-	6.86
LOSA						
Paño entre bridas	m3	1	8.40	68.80	0.26	150.26
Losa en volado	m3	2	0.55	71.20	0.22	17.23
DIAFRAGMA DE APOYO						
Diafragma en apoyos	m3	2	1.20	10.00	0.94	22.56
Total =						334.56

102 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m2)	L (m)	Parcial
BRIDA SUPERIOR					
Brida superior	m2	2	2.20	64.22	282.57
ARRIOSTRES SUPERIORES					
Brida superior	m2	5	1.60	8.20	65.60
BRIDA INFERIOR					
Sección típica	m2	2	1.56	63.60	198.43
Ensanchamiento	m2	4	1.96	2.60	20.38
LOSA					
Paño entre bridas	m2	1	8.40	68.80	577.92
Losa en volado	m2	2	0.77	71.20	109.65
DIAFRAGMA DE APOYO					
Diafragma en apoyos	m2	2	2.86	10.00	57.20
Total =					1311.75

103 ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2

BRIDA INFERIOR

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
V801	1"	3.973	71.92	11.25	83.17	2	2	1321.74
V802	1"	3.973	71.92	11.25	83.17	2	2	1321.74
V803	1"	3.973	3.00	0.00	3.00	4	2	95.35
V804	1"	3.973	5.60	0.00	5.60	2	4	177.99
V805	1"	3.973	5.66	0.00	5.66	2	4	179.90
V601	3/4"	2.235	4.50	0.00	4.50	2	16	321.84
V501	5/8"	1.552	2.66	0.00	2.66	48	2	396.32
V501'	5/8"	1.552	3.86	0.00	3.86	3	4	71.89
V401	1/2"	0.994	2.66	0.00	2.66	192	2	1015.31
V401'	1/2"	0.994	3.86	0.00	3.86	12	4	184.17
Total =								5086.24

BRIDA SUPERIOR

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
V1101	1 3/8"	7.906	50.27	19.20	69.47	4	2	4393.84
V1101'	1 3/8"	7.906	16.75	4.80	21.55	1	2	340.75
V1102	1 3/8"	7.906	50.27	19.20	69.47	4	2	4393.84
V1102'	1 3/8"	7.906	16.75	4.80	21.55	1	2	340.75
V810	1"	3.973	8.84	0.00	8.84	4	4	561.94
V811	1"	3.973	8.84	0.00	8.84	4	4	561.94
V812	1"	3.973	64.54	10.00	74.54	4	2	2369.18
V812'	1"	3.973	47.86	7.50	55.36	4	2	1759.56
V813	1"	3.973	2.86	0.00	2.86	2	4	90.90
V814	1"	3.973	16.75	1.25	18.00	8	2	1144.22
V510	5/8"	1.552	3.00	0.00	3.00	54	2	502.85
V410	1/2"	0.994	3.00	0.00	3.00	220	2	1312.08
V411	1/2"	0.994	2.54	0.00	2.54	88	2	444.36
Total =								18216.21

ARRIOSTRES SUPERIORES

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
A801	1"	3.973	10.52	1.25	11.77	4	5	935.24
A802	1"	3.973	10.52	1.25	11.77	4	5	935.24
A601	3/4"	2.235	10.32	0.85	11.17	2	5	249.65
A301	3/8"	0.56	2.18	0.00	2.18	35	5	213.64
Total =								2333.78

DIAFRAGMA DE APOYO

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
D601	3/4"	2.235	10.52	0.85	11.37	6	2	304.94
D602	3/4"	2.235	10.52	0.85	11.37	6	2	304.94
D301	3/8"	0.56	4.34	0.00	4.34	32	2	155.55
Total =								765.43

LOSA

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
L501	5/8"	1.552	1.92	0.00	1.92	7	16	333.74
L502	5/8"	1.552	71.12	5.60	76.72	10	1	1190.69
L401	1/2"	0.994	10.64	0.55	11.19	275	1	3058.79
L402	1/2"	0.994	71.12	4.40	75.52	63	1	4729.21
L403	1/2"	0.994	10.64	0.55	11.19	275	1	3058.79
L301	3/8"	0.56	71.12	3.60	74.72	28	1	1171.61
Total =								13542.83

RESUMEN:

Brida Inferior	5086.24
Brida Superior	18216.21
Arriostres superiores	2333.78
Diafragma de Apoyo	765.43
Losa	13542.83
Total	39944.50

104 POSTENSADO DE CABLES

BRIDA INFERIOR

Descripción	Und	Cant	L (m)	F (tn)	Parcial
T1	ton-m	2	71.20	890.00	126736.00
Total =					126736.00

LOSA

Descripción	Und	Cant	L (m)	F (tn)	Parcial
TL1	ton-m	6	71.20	79.75	34069.20
TL2	ton-m	6	71.20	63.80	27255.36
TL3	ton-m	7	71.20	143.55	71545.32
TL4	ton-m	92	10.70	95.00	93518.00
Total =					226387.88

RESUMEN:

Brida Inferior	126736.00
Losa	226387.88
Total	353123.88

105 FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA A53 GR. B

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m ²)	L (m)	H (m)	γ (kg/m ³)	Parcial
Tubo 14" SCH120	kg	8	2.86E-02	7.57	-	7850	13605.83
Tubo 14" SCH100	kg	8	2.48E-02	7.57	-	7850	11808.84
Tubo 12" SCH80	kg	8	1.68E-02	7.57	-	7850	7996.16
Tubo 12" SCH40	kg	12	1.02E-02	7.57	-	7850	7273.56
Total =							40684.39

106 FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA ASTM A709 GR 50

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m ²)	L (m)	H (m)	γ (kg/m ³)	Parcial
NUDO SUPERIOR							
PL800x600x12	kg	18	0.60	0.80	0.012	7850	813.89
PL200x250x12	kg	72	0.20	0.25	0.012	7850	339.12
PL175x200x12	kg	36	0.18	0.20	0.012	7850	118.69
PL550x375x12	kg	18	0.55	0.38	0.012	7850	349.72
NUDO INFERIOR							
PL800x450x12	kg	18	0.45	0.80	0.012	7850	610.42
PL150x250x12	kg	108	0.15	0.25	0.012	7850	381.51
PL400x375x12	kg	18	0.40	0.38	0.012	7850	254.34
Total =							2867.68

RESUMEN DE METRADOS - ALTERNATIVA 1

ITEM	DESCRIPCION	UND.	METRADO
100	SUPERESTRUCTURA		
101	CONCRETO F'C = 350 KG/CM2	m3	359.05
102	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO CARA VISTA	m2	1,437.87
103	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	38,830.94
104	POSTENSADO DE CABLES	ton-m	319,468.20
105	FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA A53 GR. B	kg	39,785.89
106	FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA ASTM A709 GR 50	kg	2,867.68

100 SUPERESTRUCTURA

101 CONCRETO F'C = 350 KG/CM2

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m2)	L (m)	H (m)	Parcial
BRIDA SUPERIOR						
Brida superior	m3	2	0.80	64.22	0.70	71.93
ARRIOSTRES SUPERIORES						
Arriostres	m3	5	0.60	8.20	0.50	12.30
BRIDA INFERIOR						
Sección típica	m3	2	0.60	63.60	0.70	53.42
Ensanchamiento	m3	4	0.66	2.60	-	6.86
LOSA						
Paño entre bridas	m3	9	8.40	7.38	0.26	145.06
Losa en volado	m3	2	0.55	71.20	0.22	17.23
DIAFRAGMA DE APOYO						
Diafragma en apoyos	m3	2	1.20	10.00	0.94	22.56
VIGA TRANSVERSAL						
Alma	m3	8	0.40	8.40	0.74	19.89
Ala	m3	8	0.60	10.20	0.20	9.79
Total =						359.05

102 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m2)	L (m)	Parcial
BRIDA SUPERIOR					
Brida superior	m2	2	2.20	64.22	282.57
ARRIOSTRES SUPERIORES					
Brida superior	m2	5	1.60	8.20	65.60
BRIDA INFERIOR					
Sección típica	m2	2	1.56	63.60	198.43
Ensanchamiento	m2	4	1.96	2.60	20.38
LOSA					
Paño entre bridas	m2	9	8.40	7.38	557.93
Losa en volado	m2	2	0.77	71.20	109.65
DIAFRAGMA DE APOYO					
Diafragma en apoyos	m2	2	2.86	10.00	57.20
VIGA TRANSVERSAL					
Alma	m2	8	0.96	8.40	64.51
Ala	m2	8	1.00	10.20	81.60
Total =					1437.87

103 ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2

BRIDA INFERIOR

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
V801	1"	3.973	71.92	11.25	83.17	2	2	1321.74
V802	1"	3.973	3.00	0.00	3.00	4	2	95.35
V803	1"	3.973	5.60	0.00	5.60	2	4	177.99
V804	1"	3.973	5.66	0.00	5.66	2	4	179.90
V601	3/4"	2.235	71.72	6.80	78.52	2	2	701.97
V501	5/8"	1.552	2.66	0.00	2.66	48	2	396.32
V501'	5/8"	1.552	3.86	0.00	3.86	3	4	71.89
V401	1/2"	0.994	2.66	0.00	2.66	192	2	1015.31
V401'	1/2"	0.994	3.86	0.00	3.86	12	4	184.17
Total =								4144.63

BRIDA SUPERIOR

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
V1101	1 3/8"	7.906	50.27	19.20	69.47	4	2	4393.84
V1101'	1 3/8"	7.906	16.75	4.80	21.55	1	2	340.75
V1102	1 3/8"	7.906	50.27	19.20	69.47	4	2	4393.84
V1102'	1 3/8"	7.906	16.75	4.80	21.55	1	2	340.75
V810	1"	3.973	8.84	0.00	8.84	4	4	561.94
V811	1"	3.973	8.84	0.00	8.84	4	4	561.94
V812	1"	3.973	64.54	10.00	74.54	4	2	2369.18
V812'	1"	3.973	47.86	7.50	55.36	4	2	1759.56
V813	1"	3.973	2.86	0.00	2.86	2	4	90.90
V814	1"	3.973	16.75	1.25	18.00	8	2	1144.22
V510	5/8"	1.552	3.00	0.00	3.00	54	2	502.85
V410	1/2"	0.994	3.00	0.00	3.00	220	2	1312.08
V411	1/2"	0.994	2.54	0.00	2.54	88	2	444.36
Total =								18216.21

ARRIOSTRES SUPERIORES

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
A801	1"	3.973	10.52	1.25	11.77	4	5	935.24
A802	1"	3.973	10.52	1.25	11.77	4	5	935.24
A601	3/4"	2.235	10.32	0.85	11.17	2	5	249.65
A301	3/8"	0.56	2.18	0.00	2.18	35	5	213.64
Total =								2333.78

DIAFRAGMA DE APOYO

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
D601	3/4"	2.235	10.52	0.85	11.37	6	2	304.94
D602	3/4"	2.235	10.52	0.85	11.37	6	2	304.94
D301	3/8"	0.56	4.34	0.00	4.34	32	2	155.55
Total =								765.43

LOSA

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
L401	1/2"	0.994	10.64	0.55	11.19	266	1	2958.68
L402	1/2"	0.994	71.12	4.40	75.52	63	1	4729.21
L403	1/2"	0.994	10.64	0.55	11.19	266	1	2958.68
L301	3/8"	0.56	71.12	3.60	74.72	28	1	1171.61
Total =								11818.18

VIGAS TRANSVERSALES

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
VT401	1/2"	0.994	10.12	0.55	10.67	4	8	339.39
VT402	1/2"	0.994	9.92	0.55	10.47	2	8	166.51
VT301	3/8"	0.56	10.12	0.45	10.57	6	8	284.12
VT302	3/8"	0.56	2.86	0.00	2.86	38	8	486.89
VT302'	3/8"	0.56	1.62	0.00	1.62	38	8	275.79
Total =								1552.70

RESUMEN:

Brida Inferior	4144.63
Brida Superior	18216.21
Arriostres superiores	2333.78
Diafragma de Apoyo	765.43
Losa	11818.18
Vigas Transversales	1552.70
Total	38830.94

104 POSTENSADO DE CABLES

BRIDA INFERIOR

Descripción	Und	Cant	L (m)	F (tn)	Parcial
T1	ton-m	2	71.20	829.40	118106.56
Total =					118106.56

LOSA

Descripción	Und	Cant	L (m)	F (tn)	Parcial
TL1	ton-m	6	71.20	79.75	34069.20
TL2	ton-m	6	71.20	63.80	27255.36
TL3	ton-m	7	71.20	143.55	71545.32
TL4	ton-m	72	10.70	49.00	37749.60
Total =					170619.48

VIGAS TRANSVERSALES

Descripción	Und	Cant	L (m)	F (tn)	Parcial
TV1	ton-m	20	10.70	95.00	20330.00
TV2	ton-m	16	10.20	63.80	10412.16
Total =					30742.16

RESUMEN:

Brida Inferior	118106.56
Losa	170619.48
Vigas Transversales	30742.16
Total	319468.20

105 FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA A53 GR. B

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m ²)	L (m)	H (m)	γ (kg/m ³)	Parcial
Tubo 14" SCH120	kg	4	2.86E-02	7.57	-	7850	6802.92
Tubo 14" SCH100	kg	12	2.48E-02	7.57	-	7850	17713.25
Tubo 12" SCH80	kg	8	1.68E-02	7.57	-	7850	7996.16
Tubo 12" SCH40	kg	12	1.02E-02	7.57	-	7850	7273.56
Total =							39785.89

106 FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA ASTM A709 GR 50

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m ²)	L (m)	H (m)	γ (kg/m ³)	Parcial
NUDO SUPERIOR							
PL800x600x12	kg	18	0.60	0.80	0.012	7850	813.89
PL200x250x12	kg	72	0.20	0.25	0.012	7850	339.12
PL175x200x12	kg	36	0.18	0.20	0.012	7850	118.69
PL550x375x12	kg	18	0.55	0.38	0.012	7850	349.72
NUDO INFERIOR							
PL800x450x12	kg	18	0.45	0.80	0.012	7850	610.42
PL150x250x12	kg	108	0.15	0.25	0.012	7850	381.51
PL400x375x12	kg	18	0.40	0.38	0.012	7850	254.34
Total =							2867.68

RESUMEN DE METRADOS - ALTERNATIVA 2

ITEM	DESCRIPCION	UND.	METRADO
100	SUPERESTRUCTURA		
101	CONCRETO F'C = 350 KG/CM2	m3	359.30
102	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO CARA VISTA	m2	1,516.36
103	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	46,662.00
104	POSTENSADO DE CABLES	ton-m	265,133.60
105	FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA A53 GR. B	kg	39,785.89
106	FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA ASTM A709 GR 50	kg	2,867.68

100 SUPERESTRUCTURA

101 CONCRETO F'C = 350 KG/CM2

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m2)	L (m)	H (m)	Parcial
BRIDA SUPERIOR						
Brida superior	m3	2	0.80	64.22	0.70	71.93
ARRIOSTRES SUPERIORES						
Arriostres	m3	5	0.60	8.20	0.50	12.30
BRIDA INFERIOR						
Sección típica	m3	2	0.60	63.60	0.70	53.42
Ensanchamiento	m3	4	0.66	2.60	-	6.86
LOSA						
Paño entre bridas	m3	18	3.90	7.38	0.22	113.98
Losa en volado	m3	2	0.55	71.20	0.22	17.23
DIAFRAGMA DE APOYO						
Diafragma en apoyos	m3	2	1.20	10.00	0.94	22.56
VIGA TRANSVERSAL						
Alma	m3	8	0.40	8.40	0.74	19.89
Ala	m3	8	0.60	10.20	0.20	9.79
NERVIO LONGITUDINAL						
Nervio entre vigas transversales	m3	7	0.60	7.38	0.78	24.02
	m3	2	0.60	4.38	0.78	4.07
Ensanchamiento	m3	2	0.62	2.60	-	3.24
Total =						359.30

102 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO CARA VISTA

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m2)	L (m)	Parcial
BRIDA SUPERIOR					
Brida superior	m2	2	2.20	64.22	282.57
ARRIOSTRES SUPERIORES					
Brida superior	m2	5	1.60	8.20	65.60
BRIDA INFERIOR					
Sección típica	m2	2	1.56	63.60	198.43
Ensanchamiento	m2	4	1.96	2.60	20.38
LOSA					
Paño entre bridas	m2	18	3.90	7.38	518.08
Losa en volado	m2	2	0.77	71.20	109.65
DIAFRAGMA DE APOYO					
Diafragma en apoyos	m2	2	2.86	10.00	57.20
VIGA TRANSVERSAL					
Alma	m2	8	1.03	8.40	69.22
Ala	m2	8	1.00	10.20	81.60
NERVIO LONGITUDINAL					
Nervio entre vigas transversales	m2	7	1.70	7.38	87.82
	m2	2	1.70	4.38	14.89
Ensanchamiento	m2	2	2.10	2.60	10.92
Total =					1516.36

103 ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2

BRIDA INFERIOR

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
V801	1"	3.973	71.92	11.25	83.17	2	2	1321.74
V802	1"	3.973	3.00	0.00	3.00	4	2	95.35
V803	1"	3.973	5.60	0.00	5.60	2	4	177.99
V804	1"	3.973	5.66	0.00	5.66	2	4	179.90
V601	3/4"	2.235	71.72	6.80	78.52	2	2	701.97
V501	5/8"	1.552	2.66	0.00	2.66	48	2	396.32
V501'	5/8"	1.552	3.86	0.00	3.86	3	4	71.89
V401	1/2"	0.994	2.66	0.00	2.66	192	2	1015.31
V401'	1/2"	0.994	3.86	0.00	3.86	12	4	184.17
Total =								4144.63

BRIDA SUPERIOR

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
V1101	1 3/8"	7.906	50.27	19.20	69.47	4	2	4393.84
V1101'	1 3/8"	7.906	16.75	4.80	21.55	1	2	340.75
V1102	1 3/8"	7.906	50.27	19.20	69.47	4	2	4393.84
V1102'	1 3/8"	7.906	16.75	4.80	21.55	1	2	340.75
V810	1"	3.973	8.84	0.00	8.84	4	4	561.94
V811	1"	3.973	8.84	0.00	8.84	4	4	561.94
V812	1"	3.973	64.54	10.00	74.54	4	2	2369.18
V812'	1"	3.973	47.86	7.50	55.36	4	2	1759.56
V813	1"	3.973	2.86	0.00	2.86	2	4	90.90
V814	1"	3.973	16.75	1.25	18.00	8	2	1144.22
V510	5/8"	1.552	3.00	0.00	3.00	54	2	502.85
V410	1/2"	0.994	3.00	0.00	3.00	220	2	1312.08
V411	1/2"	0.994	2.54	0.00	2.54	88	2	444.36
Total =								18216.21

ARRIOSTRES SUPERIORES

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
A801	1"	3.973	10.52	1.25	11.77	4	5	935.24
A802	1"	3.973	10.52	1.25	11.77	4	5	935.24
A601	3/4"	2.235	10.32	0.85	11.17	2	5	249.65
A301	3/8"	0.56	2.18	0.00	2.18	35	5	213.64
Total =								2333.78

DIAFRAGMA DE APOYO

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
D601	3/4"	2.235	10.52	0.85	11.37	6	2	304.94
D602	3/4"	2.235	10.52	0.85	11.37	6	2	304.94
D301	3/8"	0.56	4.34	0.00	4.34	32	2	155.55
Total =								765.43

LOSA

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
L501	5/8"	1.552	10.64	0.70	11.34	329	1	5790.29
L401	1/2"	0.994	71.12	4.40	75.52	60	1	4504.01
L402	1/2"	0.994	3.00	0.00	3.00	284	2	1693.78
L403	1/2"	0.994	10.64	0.55	11.19	329	1	3659.42
L403'	1/2"	0.994	2.20	0.00	2.20	320	2	1399.55
L301	3/8"	0.56	71.12	3.60	74.72	26	1	1087.92
Total =								18134.98

VIGAS TRANSVERSALES

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
VT401	1/2"	0.994	10.12	0.55	10.67	4	8	339.39
VT402	1/2"	0.994	9.92	0.55	10.47	2	8	166.51
VT301	3/8"	0.56	10.12	0.45	10.57	6	8	284.12
VT302	3/8"	0.56	2.86	0.00	2.86	38	8	486.89
VT302'	3/8"	0.56	1.62	0.00	1.62	38	8	275.79
Total =								1552.70

NERVIO LONGITUDINAL

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
N601	3/4"	2.235	71.72	6.80	78.52	2	1	350.98
N601'	3/4"	2.235	5.00	0.00	5.00	2	2	44.70
N602	3/4"	2.235	71.72	6.80	78.52	2	1	350.98
N602'	3/4"	2.235	5.00	0.00	5.00	2	2	44.70
N401	1/2"	0.994	2.74	0.00	2.74	237	1	645.48
N401'	1/2"	0.994	3.54	0.00	3.54	11	2	77.41
Total =								1514.27

RESUMEN:

Brida Inferior	4144.63
Brida Superior	18216.21
Arriostres superiores	2333.78
Diafragma de Apoyo	765.43
Losa	18134.98
Vigas Transversales	1552.70
Nervio Longitudinal	1514.27
Total	46662.00

104 POSTENSADO DE CABLES

BRIDA INFERIOR

Descripción	Und	Cant	L (m)	F (tn)	Parcial
T1	ton-m	2	71.20	717.75	102207.60
Total =					102207.60

LOSA

Descripción	Und	Cant	L (m)	F (tn)	Parcial
TL1	ton-m	16	71.20	79.75	90851.20
Total =					90851.20

VIGAS TRANSVERSALES

Descripción	Und	Cant	L (m)	F (tn)	Parcial
TV1	ton-m	20	10.70	95.00	20330.00
TV2	ton-m	16	10.20	95.00	15504.00
Total =					35834.00

NERVIO LONGITUDINAL

Descripción	Und	Cant	L (m)	F (tn)	Parcial
TN1	ton-m	2	71.20	95.00	13528.00
TN2	ton-m	2	71.20	159.50	22712.80
Total =					36240.80

RESUMEN:

Brida Inferior	102207.60
Losa	90851.20
Vigas Transversales	35834.00
Nervio Longitudinal	36240.80
Total	265133.60

105 FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA A53 GR. B

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m2)	L (m)	H (m)	γ (kg/m3)	Parcial
Tubo 14" SCH120	kg	4	2.86E-02	7.57	-	7850	6802.92
Tubo 14" SCH100	kg	12	2.48E-02	7.57	-	7850	17713.25
Tubo 12" SCH80	kg	8	1.68E-02	7.57	-	7850	7996.16
Tubo 12" SCH40	kg	12	1.02E-02	7.57	-	7850	7273.56
Total =							39785.89

106 FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA ASTM A709 GR 50

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m2)	L (m)	H (m)	γ (kg/m3)	Parcial
NUDO SUPERIOR							
PL800x600x12	kg	18	0.60	0.80	0.012	7850	813.89
PL200x250x12	kg	72	0.20	0.25	0.012	7850	339.12
PL175x200x12	kg	36	0.18	0.20	0.012	7850	118.69
PL550x375x12	kg	18	0.55	0.38	0.012	7850	349.72
NUDO INFERIOR							
PL800x450x12	kg	18	0.45	0.80	0.012	7850	610.42
PL150x250x12	kg	108	0.15	0.25	0.012	7850	381.51
PL400x375x12	kg	18	0.40	0.38	0.012	7850	254.34
Total =							2867.68

RESUMEN DE METRADOS - ALTERNATIVA 3

ITEM	DESCRIPCION	UND.	METRADO
100	SUPERESTRUCTURA		
101	CONCRETO F'C = 350 KG/CM2	m3	359.30
102	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO CARA VISTA	m2	1,516.36
103	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	49,469.88
104	POSTENSADO DE CABLES	ton-m	210,715.44
105	FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA A53 GR. B	kg	39,785.89
106	FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA ASTM A709 GR 50	kg	2,867.68

100 SUPERESTRUCTURA

101 CONCRETO F'C = 350 KG/CM2

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m2)	L (m)	H (m)	Parcial
BRIDA SUPERIOR						
Brida superior	m3	2	0.80	64.22	0.70	71.93
ARRIOSTRES SUPERIORES						
Arriostres	m3	5	0.60	8.20	0.50	12.30
BRIDA INFERIOR						
Sección típica	m3	2	0.60	63.60	0.70	53.42
Ensanchamiento	m3	4	0.66	2.60	-	6.86
LOSA						
Paño entre bridas	m3	18	3.90	7.38	0.22	113.98
Losa en volado	m3	2	0.55	71.20	0.22	17.23
DIAFRAGMA DE APOYO						
Diafragma en apoyos	m3	2	1.20	10.00	0.94	22.56
VIGA TRANSVERSAL						
Alma	m3	8	0.40	8.40	0.74	19.89
Ala	m3	8	0.60	10.20	0.20	9.79
NERVIO LONGITUDINAL						
Nervio entre vigas transversales	m3	7	0.60	7.38	0.78	24.02
	m3	2	0.60	4.38	0.78	4.07
Ensanchamiento	m3	2	0.62	2.60	-	3.24
Total =						359.30

102 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO CARA VISTA

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m2)	L (m)	Parcial
BRIDA SUPERIOR					
Brida superior	m2	2	2.20	64.22	282.57
ARRIOSTRES SUPERIORES					
Brida superior	m2	5	1.60	8.20	65.60
BRIDA INFERIOR					
Sección típica	m2	2	1.56	63.60	198.43
Ensanchamiento	m2	4	1.96	2.60	20.38
LOSA					
Paño entre bridas	m2	18	3.90	7.38	518.08
Losa en volado	m2	2	0.77	71.20	109.65
DIAFRAGMA DE APOYO					
Diafragma en apoyos	m2	2	2.86	10.00	57.20
VIGA TRANSVERSAL					
Alma	m2	8	1.03	8.40	69.22
Ala	m2	8	1.00	10.20	81.60
NERVIO LONGITUDINAL					
Nervio entre vigas transversales	m2	7	1.70	7.38	87.82
	m2	2	1.70	4.38	14.89
Ensanchamiento	m2	2	2.10	2.60	10.92
Total =					1516.36

103 ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2

BRIDA INFERIOR

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
V801	1"	3.973	71.92	11.25	83.17	2	2	1321.74
V802	1"	3.973	71.92	11.25	83.17	2	2	1321.74
V803	1"	3.973	3.00	0.00	3.00	4	2	95.35
V804	1"	3.973	5.60	0.00	5.60	2	4	177.99
V805	1"	3.973	5.66	0.00	5.66	2	4	179.90
V601	3/4"	2.235	4.50	0.00	4.50	45	2	905.18
V501	5/8"	1.552	2.66	0.00	2.66	48	2	396.32
V501'	5/8"	1.552	3.86	0.00	3.86	3	4	71.89
V401	1/2"	0.994	2.66	0.00	2.66	192	2	1015.31
V401'	1/2"	0.994	3.86	0.00	3.86	12	4	184.17
Total =								5669.58

BRIDA SUPERIOR

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
V1101	1 3/8"	7.906	50.27	19.20	69.47	4	2	4393.84
V1101'	1 3/8"	7.906	16.75	4.80	21.55	1	2	340.75
V1102	1 3/8"	7.906	50.27	19.20	69.47	4	2	4393.84
V1102'	1 3/8"	7.906	16.75	4.80	21.55	1	2	340.75
V810	1"	3.973	8.84	0.00	8.84	4	4	561.94
V811	1"	3.973	8.84	0.00	8.84	4	4	561.94
V812	1"	3.973	64.54	10.00	74.54	4	2	2369.18
V812'	1"	3.973	47.86	7.50	55.36	4	2	1759.56
V813	1"	3.973	2.86	0.00	2.86	2	4	90.90
V814	1"	3.973	16.75	1.25	18.00	8	2	1144.22
V510	5/8"	1.552	3.00	0.00	3.00	54	2	502.85
V410	1/2"	0.994	3.00	0.00	3.00	220	2	1312.08
V411	1/2"	0.994	2.54	0.00	2.54	88	2	444.36
Total =								18216.21

ARRIOSTRES SUPERIORES

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
A801	1"	3.973	10.52	1.25	11.77	4	5	935.24
A802	1"	3.973	10.52	1.25	11.77	4	5	935.24
A601	3/4"	2.235	10.32	0.85	11.17	2	5	249.65
A301	3/8"	0.56	2.18	0.00	2.18	35	5	213.64
Total =								2333.78

DIAFRAGMA DE APOYO

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
D601	3/4"	2.235	10.52	0.85	11.37	6	2	304.94
D602	3/4"	2.235	10.52	0.85	11.37	6	2	304.94
D301	3/8"	0.56	4.34	0.00	4.34	32	2	155.55
Total =								765.43

LOSA

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
L501	5/8"	1.552	10.64	0.70	11.34	329	1	5790.29
L401	1/2"	0.994	71.12	4.40	75.52	60	1	4504.01
L402	1/2"	0.994	3.00	0.00	3.00	284	2	1693.78
L403	1/2"	0.994	10.64	0.55	11.19	329	1	3659.42
L403'	1/2"	0.994	2.20	0.00	2.20	320	2	1399.55
L301	3/8"	0.56	71.12	3.60	74.72	26	1	1087.92
Total =								18134.98

VIGAS TRANSVERSALES

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
VT401	1/2"	0.994	10.12	0.55	10.67	4	8	339.39
VT402	1/2"	0.994	9.92	0.55	10.47	2	8	166.51
VT301	3/8"	0.56	10.12	0.45	10.57	6	8	284.12
VT302	3/8"	0.56	2.86	0.00	2.86	38	8	486.89
VT302'	3/8"	0.56	1.62	0.00	1.62	38	8	275.79
Total =								1552.70

NERVIO LONGITUDINAL

Código	Fi pulg	(kg/m)	L pieza (m)	Traslapes (m)	L Total (m)	Nro piezas	N veces	Parcial (kg)
N801	1"	3.973	71.92	10.00	81.92	2	1	650.94
N801'	1"	3.973	5.00	0.00	5.00	2	2	79.46
N802	1"	3.973	71.92	10.00	81.92	2	1	650.94
N802'	1"	3.973	5.00	0.00	5.00	2	2	79.46
N601	3/4"	2.235	4.50	0.00	4.50	45	1	452.59
N602	3/4"	2.235	3.00	0.00	3.00	24	1	160.92
N401	1/2"	0.994	2.74	0.00	2.74	237	1	645.48
N401'	1/2"	0.994	3.54	0.00	3.54	11	2	77.41
Total =								2797.20

RESUMEN:

Brida Inferior	5669.58
Brida Superior	18216.21
Arriostres superiores	2333.78
Diafragma de Apoyo	765.43
Losa	18134.98
Vigas Transversales	1552.70
Nervio Longitudinal	2797.20
Total	49469.88

104 POSTENSADO DE CABLES

BRIDA INFERIOR

Descripción	Und	Cant	L (m)	F (tn)	Parcial
T1	ton-m	2	71.20	398.75	56782.00
Total =					56782.00

LOSA

Descripción	Und	Cant	L (m)	F (tn)	Parcial
TL1	ton-m	16	71.20	79.75	90851.20
Total =					90851.20

VIGAS TRANSVERSALES

Descripción	Und	Cant	L (m)	F (tn)	Parcial
TV1	ton-m	20	10.70	95.00	20330.00
TV2	ton-m	16	10.20	95.00	15504.00
Total =					35834.00

NERVIO LONGITUDINAL

Descripción	Und	Cant	L (m)	F (tn)	Parcial
TN1	ton-m	2	71.20	79.75	11356.40
TN2	ton-m	2	71.20	111.60	15891.84
Total =					27248.24

RESUMEN:

Brida Inferior	56782.00
Losa	90851.20
Vigas Transversales	35834.00
Nervio Longitudinal	27248.24
Total	210715.44

105 FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA A53 GR. B

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m ²)	L (m)	H (m)	γ (kg/m ³)	Parcial
Tubo 14" SCH120	kg	4	2.86E-02	7.57	-	7850	6802.92
Tubo 14" SCH100	kg	12	2.48E-02	7.57	-	7850	17713.25
Tubo 12" SCH80	kg	8	1.68E-02	7.57	-	7850	7996.16
Tubo 12" SCH40	kg	12	1.02E-02	7.57	-	7850	7273.56
Total =							39785.89

106 FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA ASTM A709 GR 50

Descripción	Und	Cant	B(m) o A(m ²)	L (m)	H (m)	γ (kg/m ³)	Parcial
NUDO SUPERIOR							
PL800x600x12	kg	18	0.60	0.80	0.012	7850	813.89
PL200x250x12	kg	72	0.20	0.25	0.012	7850	339.12
PL175x200x12	kg	36	0.18	0.20	0.012	7850	118.69
PL550x375x12	kg	18	0.55	0.38	0.012	7850	349.72
NUDO INFERIOR							
PL800x450x12	kg	18	0.45	0.80	0.012	7850	610.42
PL150x250x12	kg	108	0.15	0.25	0.012	7850	381.51
PL400x375x12	kg	18	0.40	0.38	0.012	7850	254.34
Total =							2867.68

ANEXO 4 – ALTERNATIVA 3

A4.1. DESCRIPCIÓN

Esta alternativa corresponde al diseño de la brida inferior como elemento presforzado parcialmente. El objetivo es disminuir la fuerza de postensado en el tablero, mantener una adecuada resistencia y cumplir los requisitos de la sección 2.4.2. La geometría es la misma que la adoptada para la Alternativa 2.

Al estudiar el diagrama de interacción de la porción de losa longitudinal (Figura 4.34), se observa que la resistencia del elemento es apenas mayor que la solicitación; además, la resistencia a flexión de la viga transversal es también ligeramente mayor que la solicitación. Disminuir el acero de presfuerzo en estos elementos conllevaría una reducción significativa de su capacidad. Por lo tanto, no se modifica el nivel de presfuerzo en dichos elementos.

Por otro lado, un análisis similar del diagrama de interacción de la brida inferior y del nervio longitudinal sugiere que la capacidad a momento positivo es mucho mayor que las solicitaciones. Por lo tanto, en estos elementos es posible una reducción del postensado y una adición de refuerzo pasivo de ser necesario.

A4.2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

A4.2.1. Postensado longitudinal

En un elemento de concreto presforzado parcialmente el nivel de postensado no está definido por la limitación de esfuerzos, sino por la resistencia del elemento.

En la Tabla 3-3 se reporta la fuerza axial en el total del tablero inferior en distintos estados límites; se observa que, en Resistencia I, la fuerza a tracción es de 2240.8 tonf. Con esta fuerza y la expresión (2.31), se calculó un mínimo de 1635 tonf para el postensado total del tablero. Sin embargo, una tracción por encima del postensado aplicado resultaría en una fisuración excesiva del tirante y una caída brusca de su rigidez axial. Por lo tanto, el postensado total del tablero para esta alternativa se elige por lo menos mayor a la tracción resultante en Resistencia I, esto es, mayor a 2240 Tonf.

Tras verificarse la resistencia de los elementos (secciones A4.2.2 y A4.2.3 de este anexo), la fuerza de postensado longitudinal es establecida en $P_e = 2456.2 \text{ tonf}$. Dicha fuerza se encuentra distribuida en las bridas inferiores (797.5 tonf), nervio longitudinal (382.7 tonf) y losa (1276 tonf).

A4.2.2. Verificación de brida inferior

Debido a que solo se ha modificado el nivel de postensado, las fuerzas actuantes en Resistencia I son las mismas que en el caso de la Alternativa 2. Sin embargo, la capacidad es modificada debido a la reducción del acero de presfuerzo.

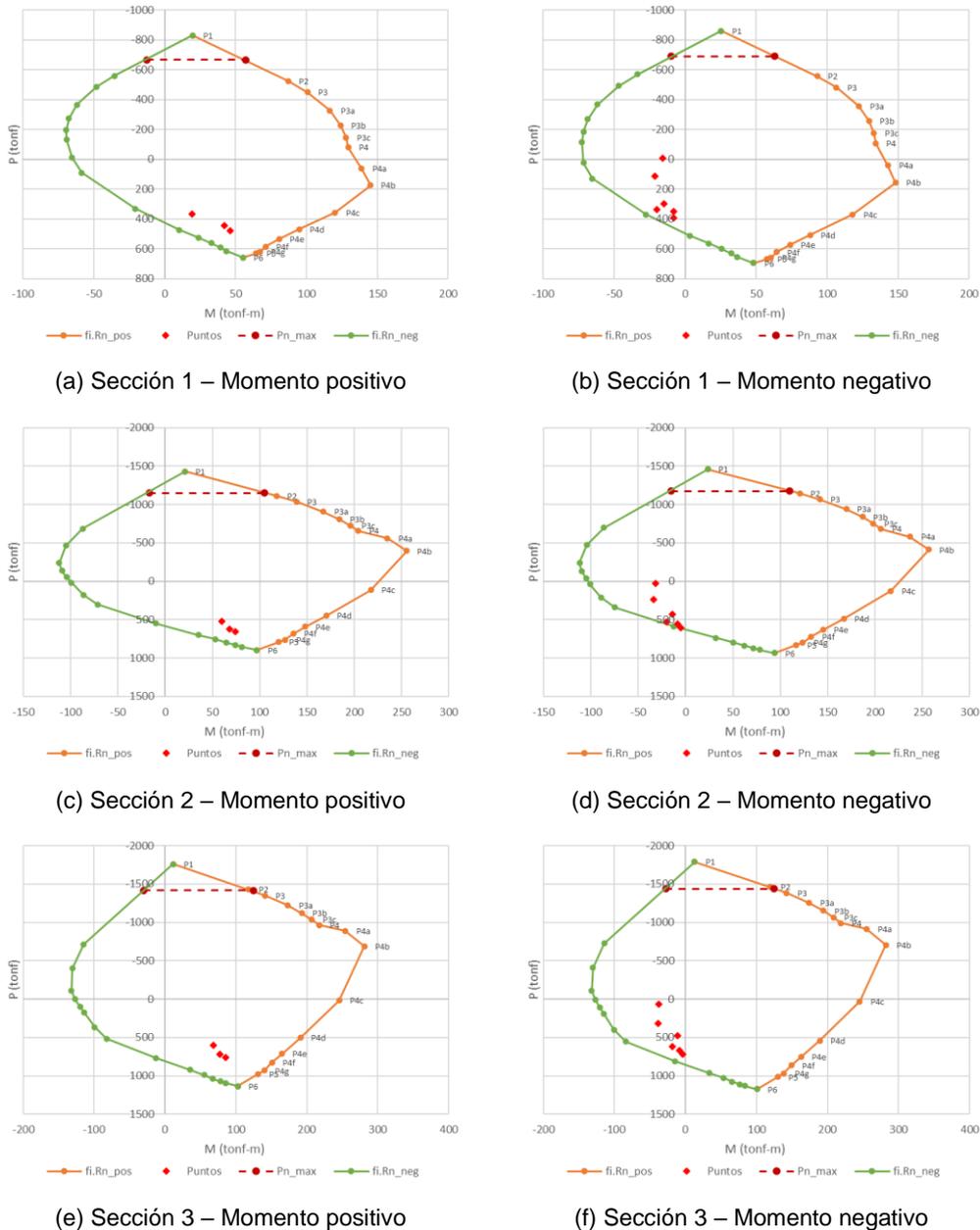


Figura D.1 Diagramas de interacción brida inferior Alternativa 3

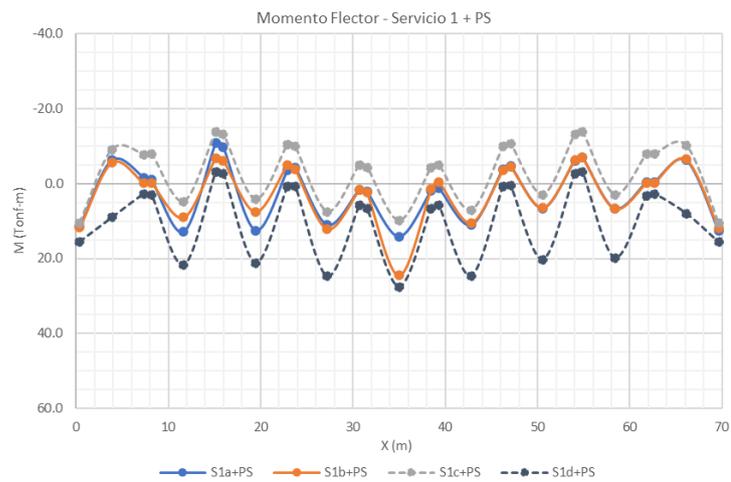
La figura anterior muestra el diagrama de interacción de las secciones de brida inferior consideradas. Se observa que la capacidad a momento y tracción combinados es adecuada, siendo la capacidad a momento negativo ligeramente mayor que las solicitaciones. En la brida inferior se disponen 2 Ø1" superior y 2

Ø3/4" inferior en la región de momento positivo; mientras que en la región de momento negativo se disponen 4 Ø1" superior y 2 Ø3/4" inferior.

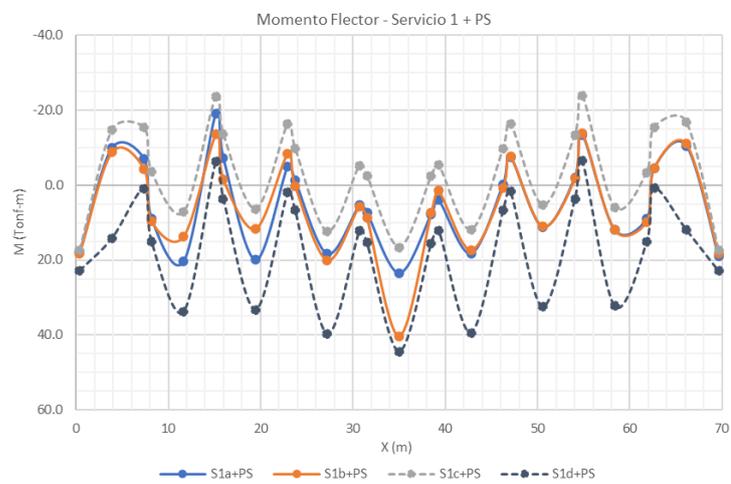
Luego, se realiza la verificación en servicio según lo indicado en la sección 2.4.2. Los momentos flectores y fuerzas axiales en el estado límite de Servicio I + Postensado se muestran en la Figura D.2 y Figura D.3, respectivamente.

En la región de flexión positiva, se tienen momentos del orden de 27.6, 44.4 y 51.9 tonf-m para las secciones 1, 2 y 3, respectivamente. Además, las fuerzas axiales correspondientes son 16.3, -66.8 y -127.9 tonf. Al considerar estos valores y la distribución de acero dispuesta líneas arriba para el cálculo de esfuerzos en la sección agrietada, se obtienen esfuerzos en el refuerzo muy por encima del esfuerzo de fluencia. Es por ello que, en la región de flexión positiva, el acero inferior se modifica a 2 Ø1" + 5 Ø3/4". Considerando esta distribución y los momentos y fuerzas axiales mencionados, el esfuerzo en el acero inferior es de 2296, 2176 y 2145 kgf/cm², para cada sección respectivamente, lo que representa menos del 55% del f_y . A su vez, los esfuerzos en la fibra extrema a compresión son de 93.9, 88.2 y 90.8 kgf/cm², los que representan menos del 27% del f'_c . Finalmente, considerando $\gamma_e = 1.0$, $f_{ss} = 0.6f_y$ (conservador), $d_c = 7 \text{ cm}$ y $h = 0.7 \text{ m}$ en las ecuaciones (2.42) y (2.43), se obtiene el espaciamiento máximo $s_{max} = 0.29 \text{ m}$; el refuerzo dispuesto se encuentra espaciado $s = 0.07 \text{ m}$.

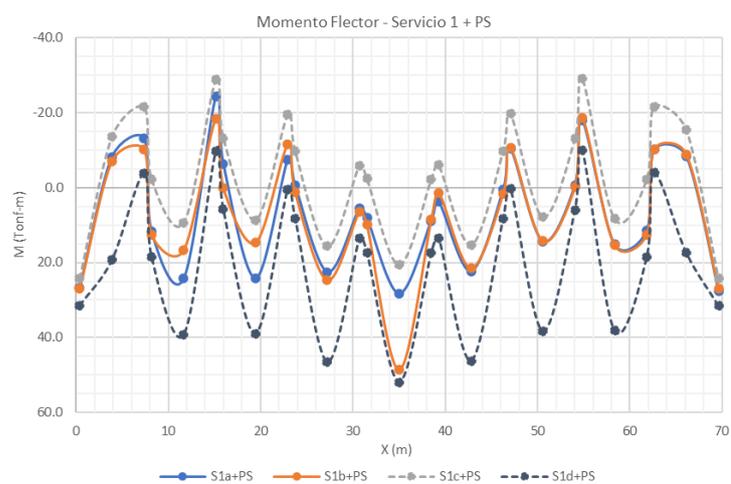
En la región de flexión negativa, se tienen momentos del orden de 13.9, 23.7 y 28.9 tonf-m para las secciones 1, 2 y 3, respectivamente. Además, las fuerzas axiales correspondientes son -172, -563 y -438 tonf. Para el cálculo, se consideran solo las 2 varillas de refuerzo superior de la brida inferior, y se desprecian las fuerzas axiales de compresión. Con ello, el esfuerzo en el acero superior es de 2306, 2418 y 2531 kgf/cm², para cada sección respectivamente, lo que representa alrededor del 60% del f_y . A su vez, los esfuerzos en la fibra extrema a compresión son de 70.3, 97.6 y 111.6 kgf/cm², los que representan menos del 32% del f'_c . Finalmente, considerando $\gamma_e = 1.0$, $f_{ss} = 0.6f_y$ (conservador), $d_c = 7 \text{ cm}$ y $h = 0.7 \text{ m}$ en las ecuaciones (2.42) y (2.43), se obtiene el espaciamiento máximo $s_{max} = 0.29 \text{ m}$; sin embargo, en el caso de la brida inferior, en la sección de los nudos no se puede disminuir el espaciamiento del refuerzo por la presencia de los mismos, por lo que se espera agrietamiento de esta zona.



(a) Sección de brida inferior 1

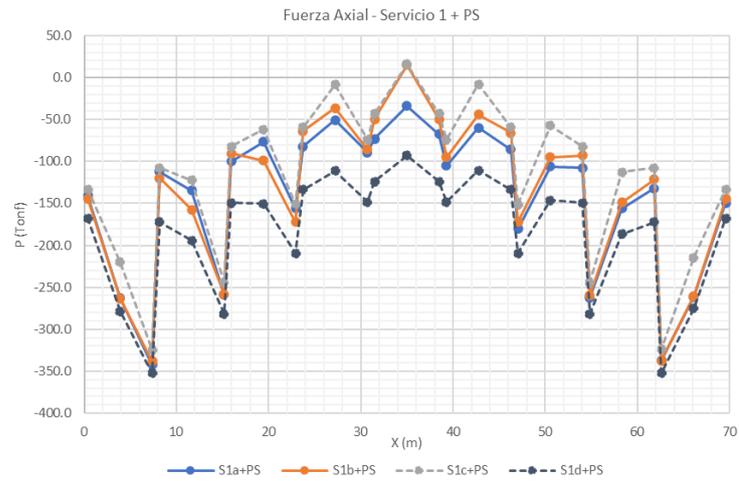


(b) Sección de brida inferior 2

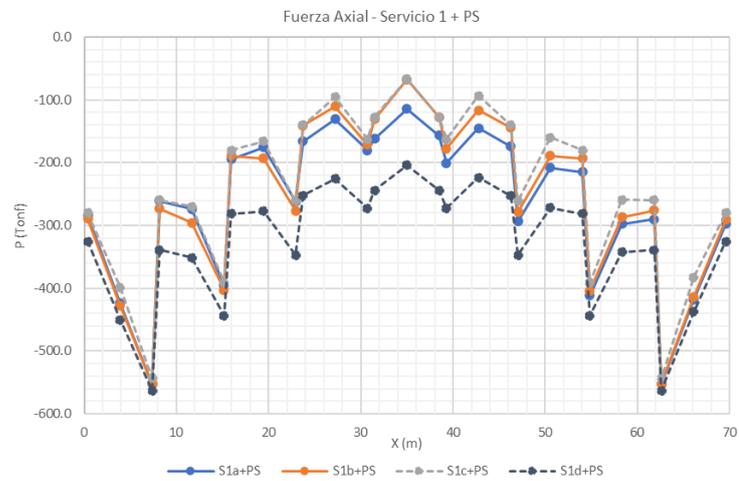


(c) Sección de brida inferior 3

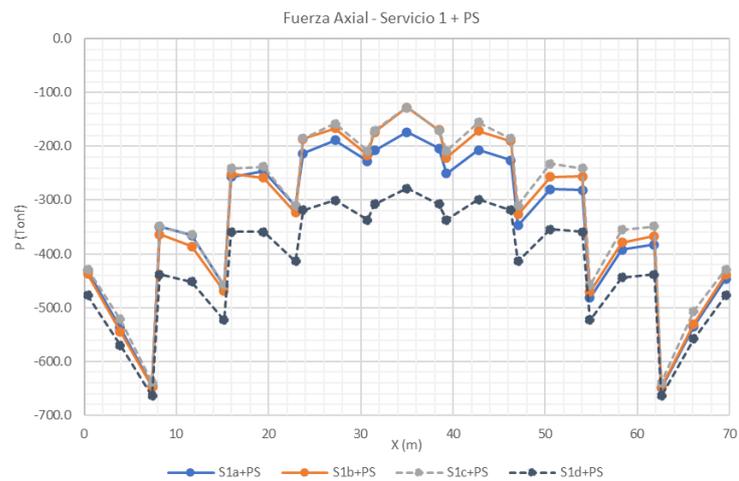
Figura D.2 Diagrama de momentos flectores en secciones de brida inferior Alternativa 3



(a) Sección de brida inferior 1



(b) Sección de brida inferior 2



(c) Sección de brida inferior 3

Figura D.3 Diagrama de fuerzas axiales en secciones de brida inferior Alternativa 3

A4.2.3. Verificación de nervio longitudinal

Similar al caso de la brida inferior, las fuerzas actuantes en Resistencia I no se modifican, por lo que se mantienen los diagramas de la Figura 4.40 y Figura 4.41. Por otro lado, el diagrama de interacción modificado se muestra en la figura siguiente.

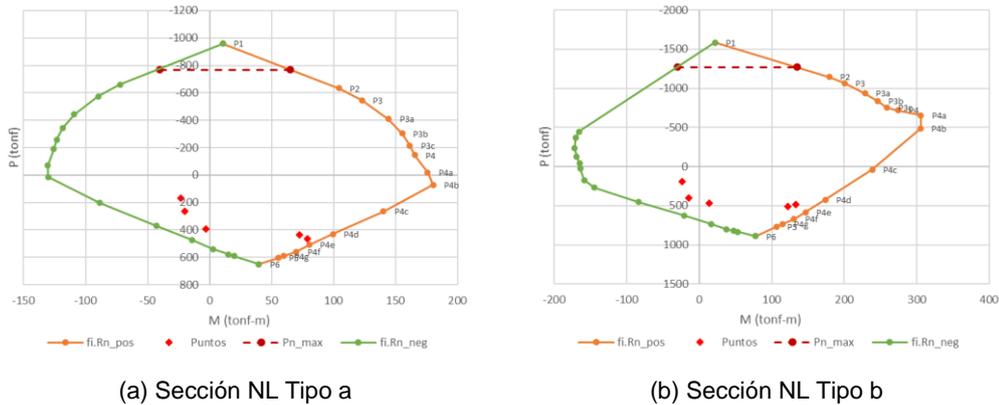
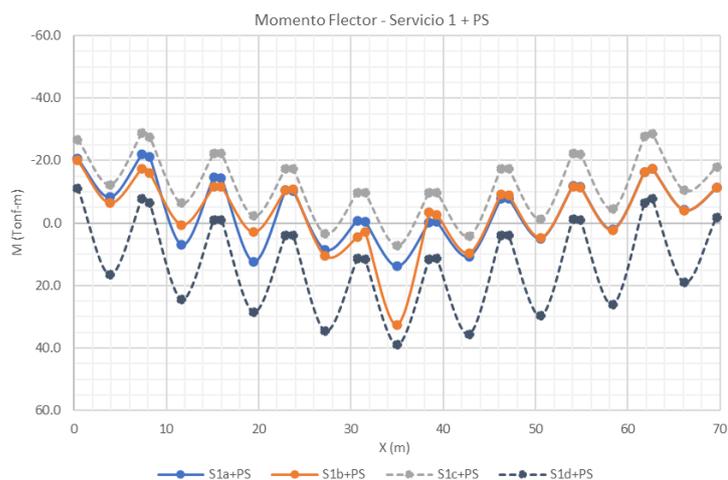


Figura D.4 Diagrama de interacción nervio longitudinal Alternativa 3

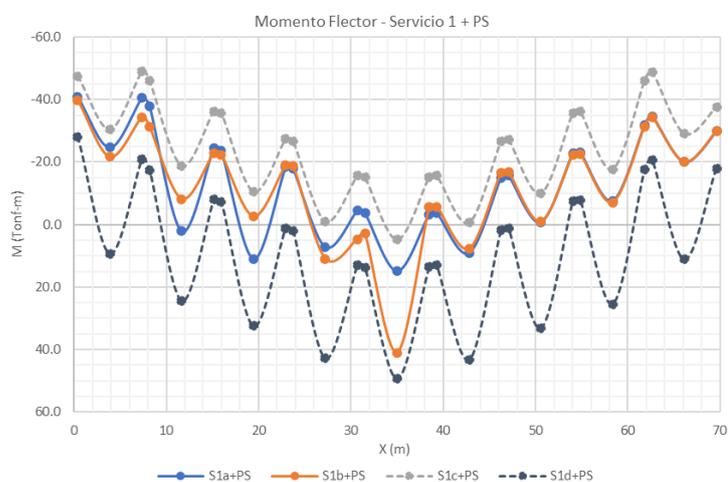
De la figura anterior, se observa que la capacidad a momento y tracción axial combinados es adecuada. Los diagramas han sido elaborados considerando 2 Ø1" superior y 2 Ø1" inferior, además del acero de presfuerzo.

Luego, se realiza la verificación en servicio según lo indicado en la sección 2.4.2. Los momentos flectores y fuerzas axiales en el estado límite de Servicio I + Postensado se muestran en la Figura D.5 y Figura D.6, respectivamente.

En la región de flexión positiva, se tienen momentos del orden de 39.8 y 49.3 tonf-m, en las secciones tipo a y b, respectivamente. Además, las fuerzas axiales correspondientes son -4.6 y -67.9 tonf. Similar al caso de la brida, el acero dispuesto líneas arriba es insuficiente; entonces, se disponen 2 Ø1" + 5 Ø3/4" en la capa inferior. Considerando esta distribución y las fuerzas actuantes descritas, el esfuerzo en el acero inferior es 2368 y 2083 kgf/cm², respectivamente, lo que representa menos del 56% del f_y . A su vez, los esfuerzos en la fibra extrema a compresión son de 114.9 y 79.3 kgf/cm², los que representan menos del 33% del f'_c . Finalmente, considerando $\gamma_e = 1.0$, $f_{ss} = 0.6f_y$ (conservador), $d_c = 7\text{ cm}$ y $h = 0.78\text{ m}$ en las ecuaciones (2.42) y (2.43), se obtiene el espaciamiento máximo $s_{max} = 0.29\text{ m}$; el refuerzo dispuesto se encuentra espaciado $s = 0.07\text{ m}$.



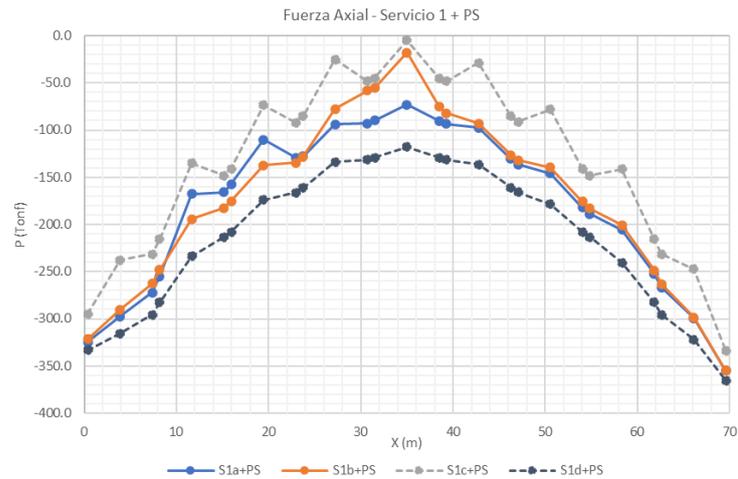
(a) Sección NL Tipo a



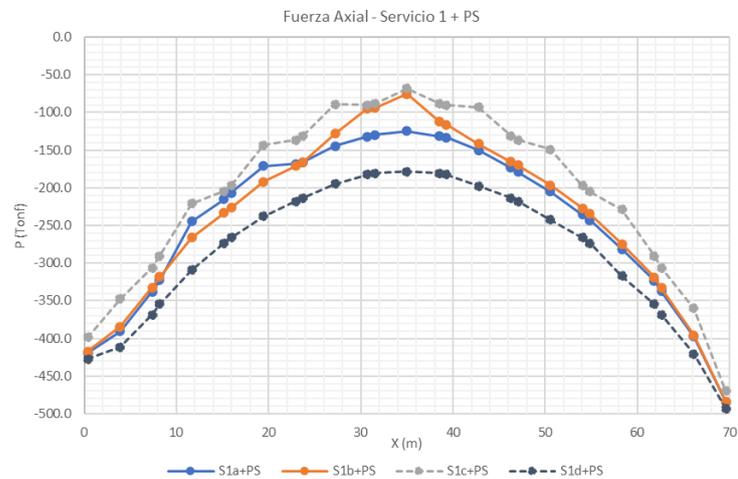
(b) Sección NL Tipo b

Figura D.5 Diagrama de momentos flectores en secciones de nervio longitudinal Alternativa 3

En la región de flexión negativa, se tienen momentos del orden de 27.6 y 49.0 tonf-m, en las secciones tipo a y b, respectivamente. Además, las fuerzas axiales correspondientes son -230 y -306 tonf. Similar al caso del acero inferior, el acero dispuesto por resistencia es insuficiente; entonces, se disponen 2 Ø1" + 3 Ø3/4" en la capa superior. Para el cálculo, se desprecian las fuerzas axiales en compresión. Esto en consideración, el esfuerzo en el acero superior es 2241 y 2239 kgf/cm², respectivamente, lo que representa menos del 53% del f_y . A su vez, los esfuerzos en la fibra extrema a compresión son de 89.8 y 148.2 kgf/cm², los que representan menos del 42% del f'_c . Finalmente, considerando $\gamma_e = 1.0$, $f_{ss} = 0.6f_y$ (conservador), $d_c = 7 \text{ cm}$ y $h = 0.78 \text{ m}$ en las ecuaciones (2.42) y (2.43), se obtiene el espaciamiento máximo $s_{max} = 0.29 \text{ m}$; el refuerzo dispuesto se encuentra espaciado $s = 0.07 \text{ m}$.



(a) Sección NL Tipo a



(b) Sección NL Tipo b

Figura D.6 Diagrama de fuerzas axiales en secciones de nervio longitudinal Alternativa 3

A4.2.4. Contraste con Alternativa 2

En esta alternativa se ha planteado el diseño del tablero inferior como un miembro postensado parcialmente en el sentido longitudinal. La geometría es la misma que en la Alternativa 2, siendo la cantidad de acero activo y pasivo la única diferencia entre ambas.

Con respecto al postensado efectivo total del tablero, se ha reducido de $P_e = 3220.5 \text{ tonf}$ en la Alternativa 2 a $P_e = 2456.2 \text{ tonf}$ en la Alternativa 3, lo cual representa una reducción del 23.7%. La reducción se efectúa principalmente en la brida inferior y el nervio longitudinal. Sin embargo, esto conlleva a que ciertas zonas se agrieten bajo cargas de servicio, lo que implica la adición de mayores cantidades de refuerzo pasivo.

Con respecto a la brida inferior, al comparar los diagramas de interacción de ambas alternativas, se observa que la capacidad a momento positivo disminuye considerablemente en la Alternativa 3, pero que es adecuada frente a las solicitaciones; similarmente, la capacidad a momento negativo se ve ligeramente afectada. Sin embargo, al considerar los requisitos de servicio se observa que se requiere de mayor acero de refuerzo pasivo para el control de agrietamiento, tal como se indica en la sección A4.2.2. Por lo tanto, en la brida inferior el refuerzo está gobernado por el estado límite de servicio.

Con respecto al nervio longitudinal, la situación es similar al de la brida inferior: el refuerzo pasivo está gobernado por el estado límite de servicio. Al comparar los diagramas de interacción de ambas alternativas, la reducción de acero de presfuerzo disminuye considerablemente la capacidad a momento positivo del nervio; sin embargo, ésta es adecuada frente a las cargas actuantes. Luego, al considerar los requisitos de servicio, se observa que se requiere de mayor acero de refuerzo pasivo para el control de agrietamiento (sección A4.2.3).

Con respecto a la losa, no se han hecho modificaciones longitudinal ni transversalmente del refuerzo dispuesto en la Alternativa 2.

Con respecto a las diagonales y la brida superior, que son diseñados en el estado límite de Resistencia I + Postensado, las fuerzas actuantes se ven modificadas por la reducción del postensado; sin embargo, la diferencia no es incidente y las secciones definidas en la Alternativa 2 verifican para las nuevas fuerzas de la Alternativa 3, por lo que no hay mayores modificaciones.

Con respecto a los nudos embebidos, que son diseñados en el estado límite de Resistencia I + Postensado, se espera una variación significativa de las fuerzas actuantes en los nudos inferiores por la reducción del postensado. En los nudos superiores, la variación es mínima (similar a la brida superior). Sin embargo, en este estudio, se mantiene el mismo diseño que en los casos anteriores.

En resumen, el diseño del tablero como miembro postensado parcialmente es posible a través de la reducción de acero de presfuerzo en la brida inferior y nervio longitudinal. Sin embargo, esto implica el incremento de acero de refuerzo pasivo por consideraciones de servicio para el control de agrietamiento.

Los planos correspondientes a esta alternativa se encuentran en el Anexo 2.

A4.3. CUANTIFICACIÓN DE MATERIALES

El detalle y sustento de la cuantificación se muestra en el Anexo 3 y se resume en la Tabla D4-1. Además, la Tabla D4-2 muestra la variación de las cantidades de cada alternativa con respecto al diseño base.

Tabla D4-1 Resumen de metrados de alternativas estudiadas

Partida	Unidad	Diseño Base	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Concreto $f'c=350$ kg/cm ²	m ³	334.56	359.05	359.30	359.30
Encofrado y desencofrado cara vista	m ²	1,311.75	1,437.87	1,516.36	1,516.36
Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	40,379.54	39,265.99	47,097.05	49,904.92
Postensado de cables	ton-m	353,123.88	319,468.20	265,133.60	210,715.44
Fabricación y montaje de estructura metálica A53 Gr. B	kg	40,684.39	39,785.89	39,785.89	39,785.89
Fabricación y montaje de estructura metálica ASTM A709 Gr. 50	kg	2,867.68	2,867.68	2,867.68	2,867.68

En la Alternativa 3 se tiene una reducción significativa de la cantidad de postensado con respecto al Diseño Base (alrededor de 40%). Sin embargo, hay un incremento importante de la cantidad de acero de refuerzo (alrededor de 24%).

Tabla D4-2 Porcentaje de variación de metrados con respecto al diseño base

Partida	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Concreto $f'c=350$ kg/cm ²	7.32%	7.39%	7.39%
Encofrado y desencofrado cara vista	9.61%	15.60%	15.60%
Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	-2.76%	16.64%	23.59%
Postensado de cables	-9.53%	-24.92%	-40.33%
Fabricación y montaje de estructura metálica A53 Gr. B	-2.21%	-2.21%	-2.21%
Fabricación y montaje de estructura metálica ASTM A709 Gr. 50	0.00%	0.00%	0.00%

A4.4. COMPARACIÓN DE COSTOS

Como se ha mencionado, se han considerado solo los precios unitarios promedio del mercado al momento de la elaboración de este estudio. Con ello, se obtiene el costo directo parcial de cada alternativa tal como se resume en la siguiente tabla.

Tabla D4-3 Estimación de costo parcial de alternativas

Partida	P.U. S/.	Diseño Base	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Concreto $f'c=350$ kg/cm ²	594.70	198,965.21	213,526.61	213,678.58	213,678.58
Encofrado y desencofrado cara vista	121.30	159,115.52	174,413.87	183,934.23	183,934.23
Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	5.08	205,128.08	199,471.23	239,253.01	253,517.02
Postensado de cables	2.85	1,006,403.06	910,484.37	755,630.76	600,539.00
Fabricación y montaje de estructura metálica A53 Gr. B	14.72	598,874.22	585,648.32	585,648.32	585,648.32
Fabricación y montaje de estructura metálica ASTM A709 Gr. 50	15.24	43,703.50	43,703.50	43,703.50	43,703.50
Subtotal (S/.)		2,212,189.58	2,127,247.89	2,021,848.39	1,881,020.64

Comparados con el Diseño Base, las Alternativas 1, 2 y 3 representan una disminución en el costo parcial de S/. 84,941.69 (3.8%), S/. 190,341.19 (8.6%) y S/. 331,168.94 (15.0%), respectivamente.

A4.5. COMENTARIOS

La Alternativa 3 corresponde a la misma geometría que la Alternativa 2, con diferencia de que la brida inferior y nervio longitudinal han sido diseñados como miembros postensados parcialmente. Se observa en el diseño que es posible disminuir la cantidad de postensado en estos elementos siempre que se agregue acero de refuerzo convencional para cumplir con los requisitos de control de agrietamiento en las zonas solicitadas a esfuerzos de tracción.

Por otro lado, de la estimación del costo parcial de esta alternativa se observa que constituye la opción de mayor ahorro, alrededor de S/. 331,000 (15.0%) menor con respecto al Diseño Base.

Por lo tanto, la Alternativa 3 constituye un diseño viable y más económico. Sin embargo, los requisitos de miembros postensados parcialmente no están incluidos en la normativa local más reciente y su discusión en este trabajo es solo con fines académicos y de comparación.

ANEXO 5 – EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

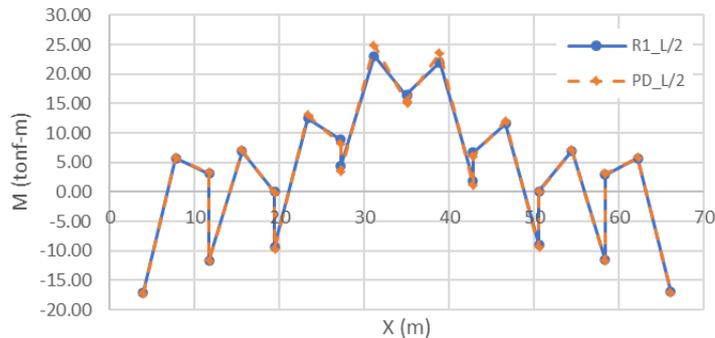
A5.1. GENERALIDADES

A lo largo del presente trabajo, se ha considerado que los efectos de segundo orden son bajos y poco incidentes en el diseño de los elementos. En este anexo se estudian tales efectos y su influencia en los momentos flectores de la brida superior y las diagonales de la Alternativa 2, a través de la comparación de las fuerzas resultantes entre un análisis lineal elástico y un análisis P-delta.

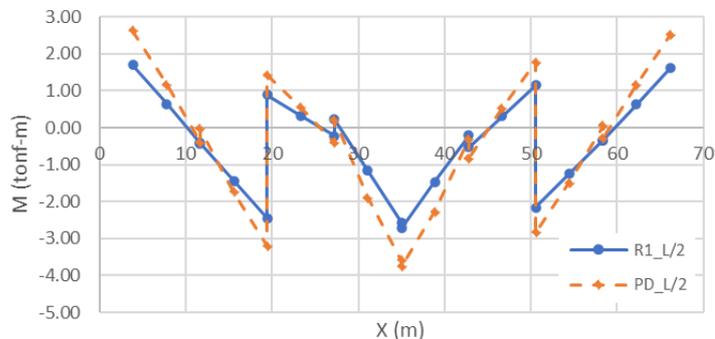
Para la brida superior, se comparan los momentos flectores alrededor de ambos ejes; mientras que para las diagonales se comparan los ratios de interacción entre ambos tipos de análisis.

Además, se han considerado dos posiciones fijas del camión de diseño: al centro de luz y a cuartos de luz. En ambos casos, la sobrecarga de carril se posiciona sobre la longitud total del puente.

A5.2. BRIDA SUPERIOR



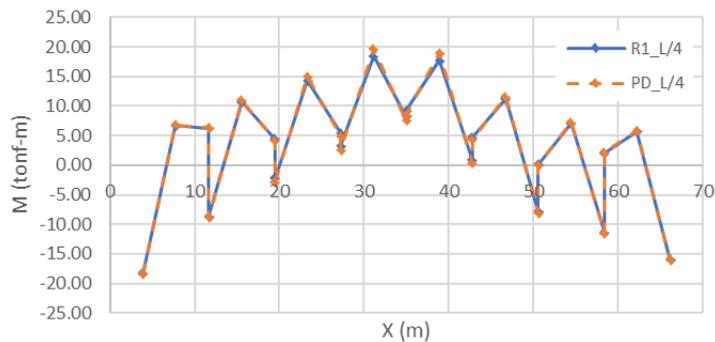
(a) Diagrama de momentos flectores M3



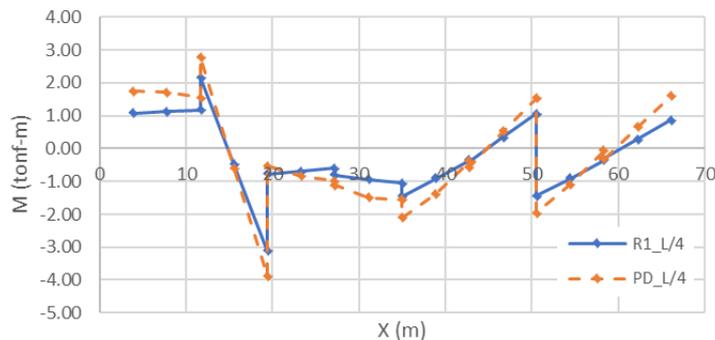
(b) Diagrama de momentos flectores M2

Figura E.1 Momentos flectores en brida superior en Resistencia I + PS; camión a L/2

En la figura anterior se presentan los momentos flectores para el caso en que el camión se posiciona en el centro de luz. Se observa que el máximo momento vertical del análisis convencional es 23.0 tonf-m, y que en el análisis P-delta se obtiene 24.8 tonf-m, lo que corresponde a una amplificación de 1.078. Por otro lado, el máximo momento horizontal del análisis convencional es -2.73 tonf-m, y en el análisis P-delta se obtiene -3.76 tonf-m, lo que corresponde a una amplificación de 1.377.



(a) Diagrama de momentos flectores M3



(b) Diagrama de momentos flectores M2

Figura E.2 Momentos flectores en brida superior en Resistencia I + PS; camión a L/4

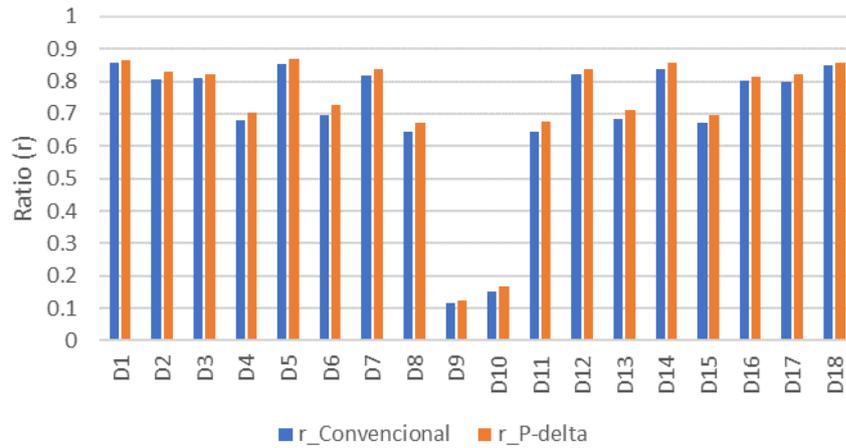
Para el posicionamiento del camión a cuarto de luz se observa un comportamiento similar. El máximo momento vertical en un análisis convencional es 18.4 tonf-m, y en el análisis P-delta resulta 19.7 tonf-m, lo que corresponde a una amplificación de 1.071. Por otro lado, el máximo momento horizontal en un análisis convencional es -3.12 tonf-m, y en el análisis P-delta resulta -3.88 tonf-m, lo que corresponde a una amplificación de 1.244.

Si bien la amplificación es considerable en porcentaje del actuante, los momentos resultantes son muy bajos en comparación con la resistencia a flexión de la brida

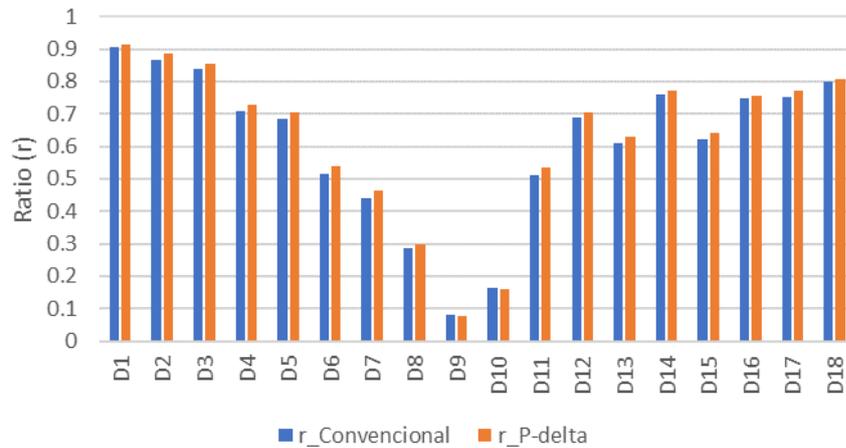
(ver Figura 3.19), por lo que se confirma que la amplificación por efectos de segundo orden no es incidente en este elemento.

A5.3. DIAGONALES

En las diagonales, los momentos flectores también son amplificados por los efectos de segundo orden. La incidencia de estos momentos se puede evaluar a través de su influencia en el ratio de interacción de la diagonal. Esto se muestra en la siguiente figura.



(a) Ratios de interacción; camión a L/2



(b) Ratios de interacción; camión a L/4

Figura E.3 Ratios de interacción en diagonales en Resistencia I + PS

De la figura anterior se observa que el ratio de interacción calculado a partir de las fuerzas de un análisis P-delta es ligeramente mayor que aquel calculado de un análisis convencional. Por lo tanto, se comprueba que los efectos de segundo orden son poco significativos en el diseño de la estructura.