

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Sistemas hiperestáticos para puentes de luces cortas
compuestos por vigas pretensadas prefabricadas como
alternativa a los sistemas isostáticos tradicionales
implementados en Guatemala**

Trabajo de graduación presentado por Katerine Jazmin Miranda
Morales para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2020

**Sistemas hiperestáticos para puentes de luces cortas
compuestos por vigas pretensadas prefabricadas como
alternativa a los sistemas isostáticos tradicionales
implementados en Guatemala**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Sistemas hiperestáticos para puentes de luces cortas
compuestos por vigas pretensadas prefabricadas como
alternativa a los sistemas isostáticos tradicionales
implementados en Guatemala**

Trabajo de graduación presentado por Katerine Jazmin Miranda
Morales para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil


Guatemala,

2020

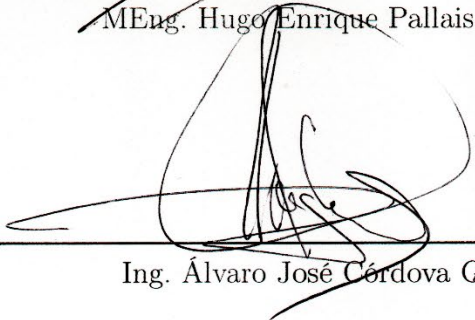
Vo.Bo.:

(f) 
MEng. Hugo Enrique Pallais B.

Tribunal Examinador:

(f) 
MBA. Roberto Godo Levensen

(f) 
MEng. Hugo Enrique Pallais B.

(f) 
Ing. Álvaro José Córdova G.

Fecha de aprobación: Guatemala, 14 de enero de 2020

AGRADEZCO A:

MI DIOS

Por permitir el puente de comunicación entre la tierra y el cielo, de esta forma hacerme sentir protegida y capaz de lograr mis metas (Filipenses 4:13). Por ser mi compañía y ser el creador de las personas que más amo. Estaré agradecida contigo mi Dios cada día de mi vida, por las oportunidades que iras colocando mientras crezco en tu amor.

MI FAMILIA

A mis padres, Eddy Arnoldo Miranda Ramos y Patricia Morales de Miranda por el infinito amor y dedicación para mi crecimiento. Por ser los pilares donde puedo apoyarme sin miedo a derrumbarme. Por enseñarme a seguir caminando, aunque el camino sea largo. Por ser mi motivación para culminar una de tantas metas. Gracias por la guianza y el ejemplo que me han dado para ser una persona responsable y de bien.

A mis hermanos, Kate Jamileth y Hans Dreamer, por colorear y llenar mi mundo de sonrisas. Por el apoyo incondicional y por estar cuando más lo necesito.

A mi familia en general, por ser parte de mi cimiento para lograr llegar hasta aquí.

MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS

Gracias por ayudarme a construir el inicio de mis sueños. Serán siempre esa promoción de estudiantes que me enseñó que con respeto se puede lograr una amistad para siempre. Agradezco a cada uno de ustedes por cada sonrisa provocada, por tantas tonterías y por el aliento que me brindaron para seguir adelante. Sin esperar nada a cambio, me compartieron de su amor y amistad.

También agradezco a esas personas que ocupan un lugar muy especial en mi corazón, las que me hicieron creer en mí, aún en los días grises. Por enseñarme que el verdadero amor puede llegar hasta la estrella más lejana.

MI ASESOR

Durante el último año de mi carrera el tiempo lo volvió mi mano derecha, la persona correcta que con paciencia pudo guiarme en cada proceso para la realización de mi tesis. Hugo Pallais, muchísimas gracias por la dedicación, orientación y conocimiento transmitido a mi persona. El resultado ha sido mejor de lo que esperaba y eso gracias al amplio conocimiento de una persona como usted. Gracias por convertirse en un amigo sincero, de quien también recibí sabios consejos. Por su confianza y exhortación estoy muy agradecida.

Que Dios lo siga bendiciendo.

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA, DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y MAESTROS

Agradezco grandemente a mi director de carrera, MBA. Roberto Godo Levensen, por tener el cuidado de brindarnos la mejor experiencia durante estos cinco años de carrera universitaria. Por ser tan comprensivo y por animarnos cada día a ser mejores en lo que hacemos.

A todos los que son parte del departamento de Ingeniería Civil, gracias por las diversas oportunidades ofrecidas en estos años de mi educación, especialmente a la Licenciada Eugenia Barillas.

A cada maestro, por el conocimiento impartido en cada semestre, en especial a mis profesores Ing. Otoniel Echeverría y Arq. Al Moshe Asturias.

Y por permitirme forjar mi primer gran anhelo en sus salones de estudio, agradezco a la Universidad del Valle de Guatemala. Por darme la oportunidad de lograr obtener el grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil.

Prefacio	VI
Lista de figuras	XII
Lista de cuadros	XV
Resumen	XVII
Abstract	XIX
1. Introducción	1
2. Objetivos	3
2.1. Objetivo general	3
2.2. Objetivos específicos	3
3. Marco teórico	5
3.1. Normas, Códigos y Especificaciones para el diseño de puentes en Guatemala .	5
3.1.1. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2017	5
3.1.2. Normas AGIES NSE 2018	6
3.2. Componentes de un puente	6
3.2.1. Sub-estructura de un puente	6
3.2.2. Súper-estructura de un puente	6
3.3. Tipología de puentes	7
3.3.1. Según su geometría	7
3.3.2. Según el tipo de material	8
3.3.3. Según su uso	9
3.4. Puentes hiperestáticos en Guatemala	10
3.5. Cargas sobre superestructuras	10
3.5.1. Cargas gravitacionales	10
3.5.2. Cargas muertas	11
3.5.3. Cargas vivas de diseño utilizadas en Guatemala	11
3.5.4. Cargas vivas vehiculares según especificaciones estándar AASHTO . .	14

3.5.5.	Otras cargas vivas para el diseño de puentes en Guatemala	16
3.5.6.	Acuerdo Gubernativo 379-2010	17
3.6.	Método de superposición	22
3.7.	Líneas de fluencia	22
3.7.1.	Líneas de fluencia de sistema hiperestático	23
3.7.2.	Líneas de fluencia en sistemas isostáticos	23
3.7.3.	Teorema de Barré	24
3.8.	Especificaciones de diseño según AASHTO LRFD 2017	25
3.8.1.	Combinación de cargas según AASHTO LRFD 2017	25
3.8.2.	Factores y combinaciones de carga	26
3.8.3.	Factor de presencia múltiple	29
3.8.4.	Incremento por carga dinámica	29
3.8.5.	Tipos comunes de superestructuras según AASHTO LRFD 2017	30
3.8.6.	Factores de distribución para cortante y momento flector por carga viva	31
3.9.	Deflexiones según la AASHTO LRFD 2017	36
3.10.	Diseño de cargas vivas vehiculares	38
3.11.	Cargas durante la construcción	38
3.11.1.	Encofrado	38
3.11.2.	Carga viva durante construcción	38
3.12.	Métodos de diseño	38
3.12.1.	Método de diseño ASD	39
3.12.2.	Método de diseño LRFD	39
3.13.	Especificaciones del concreto	40
3.13.1.	Factor de resistencia	40
3.13.2.	Resistencia del concreto	41
3.13.3.	Resistencia del concreto a la compresión	42
3.13.4.	Resistencia del concreto al esfuerzo cortante	42
3.13.5.	Módulo de elasticidad del concreto	42
3.13.6.	Módulo de ruptura del concreto	43
3.13.7.	Contracción y fluencia lenta del concreto	43
3.13.8.	Fricción elástica	44
3.14.	Relación modular entre el concreto y acero	45
3.15.	Concreto presforzado	45
3.15.1.	Sistema de concreto pretensado	46
3.15.2.	Concreto postensado	46
3.16.	Vigas tipo AASHTO	46
3.16.1.	Vigas AASHTO tipo I	47
3.16.2.	Vigas AASHTO tipo T	47
3.17.	Esfuerzos permisibles para el concreto preesforzado	48
3.17.1.	Esfuerzo permisible en el concreto en elementos preesforzados	48
3.17.2.	Esfuerzo de tensión	49
3.18.	Acero de preesfuerzo	50
3.18.1.	Propiedades de los cables de pretensado	51
3.18.2.	Esfuerzos permisibles en el acero de preesfuerzo	51
3.18.3.	Módulo de elasticidad del acero pretensado	52
3.18.4.	Armadura para limitar la fisuración	52
3.18.5.	Armadura por contracción y temperatura	54
3.18.6.	Tipos de torones y sus resistencias	55

3.19. Pérdidas en elementos pretensados	57
3.19.1. Pérdidas previas de pretensado	57
3.19.2. Pérdidas instantáneas de pretensado	58
3.19.3. Pérdidas diferidas de pretensado	58
3.19.4. Pérdidas por acortamiento elástico	58
3.19.5. Pérdidas por contracción	59
3.19.6. Pérdidas por fluencia lenta del hormigón	60
3.19.7. Pérdidas por relajación del acero después de transferencia	60
3.19.8. Pérdida por contracción a largo plazo, fluencia del concreto y relajación del acero	61
4. Metodología	63
5. Análisis de resultados	67
5.1. Solicitaciones máximas e integración de cargas	68
5.2. Análisis de sistemas isostáticos	69
5.3. Análisis de sistema hiperestático	75
5.4. Costos obtenidos	79
6. Discusión de resultados	81
7. Conclusiones	83
8. Recomendaciones	85
9. Bibliografía	87
10. Anexos	91
10.1. Continuación de tipos de superestructuras según AASHTO LRFD 2017	91
10.2. Análisis de cargas vivas aplicando el Teorema de Barré	93
10.3. Integración de cargas	100
10.4. Cálculo de factores de distribución para carga viva (camiones de diseño)	101
10.5. Análisis de viga AASHTO tipo IV	103
10.6. Análisis de viga AASHTO tipo III	106
10.6.1. Análisis de viga AASHTO tipo III en sistema isostático	106
10.6.2. Análisis de viga AASHTO tipo III en sistema hiperestático	110
10.7. Verificación de espesor para deflexiones	111
11. Glosario	123

Lista de figuras

1.	Tipos de puentes según su geometría	8
2.	Ejemplos de puentes según su material	9
3.	Ejemplos de puentes según su uso	10
4.	Diseño de carga: Carril de diseño + camión de diseño	12
5.	Diseño de carga: Carril de diseño + Tándem	12
6.	Características del vehículo de diseño HS20-44	14
7.	Camión H estándar	15
8.	Carga de carril según AASHTO Standard	15
9.	Pesos según el tipo de carga H especificada por AASHTO Standard	16
10.	Máximas dimensiones para un vehículo en circulación en Guatemala	17
11.	Tipos de camiones simples que circulan en Guatemala	20
12.	Tipos de vehículos articulados	20
13.	Diferentes tipos de combinación vehiculares	21
14.	Diferentes tipos de combinaciones vehiculares (continuación)	21
15.	Tipo de camión T3-S2-R4 en circulación sobre Guatemala	22
16.	Ejemplo de superposición en viga simplemente apoyada	22
17.	Cargas vivas simulando HS20-44	24
18.	Opciones para encontrar momentos de flexión máximos	25
19.	Variación de ϕ con resistencia a la tensión neta para refuerzos no pretensado y para acero pretensado	41
20.	Vigas AASHTO tipo I y T	47
21.	Ejemplo de fisuras en una estructura de hormigón hipotética	52
22.	Detallamiento de un torón	55
23.	Función del sistema hidráulico de un monotorón	56
24.	Propiedades de un monotoron T7Z	57
25.	Geometría de viga AASHTO tipo III y IV	67
26.	Diagrama de momentos en sistema hiperestático para viga AASHTO tipo III	75
27.	Diagrama de momentos en sistema hiperestático para viga AASHTO tipo IV	76
28.	Esquema para análisis del Teorema de Barré aplicado en el primer eje de carga viva (T3-S2-R4)	93

29.	Nuevo esquema para análisis del Teorema de Barré en el primer eje de carga viva (T3-S2-R4)	93
30.	Esquema para análisis del Teorema de Barré aplicado en el segundo eje de carga viva (T3-S2-R4)	93
31.	Nuevo esquema para análisis del Teorema de Barré en el segundo eje de carga viva (T3-S2-R4)	94
32.	Esquema para análisis del Teorema de Barré en el tercer eje de carga viva (T3-S2-R4)	94
33.	Esquema para análisis del Teorema de Barré en el cuarto eje de carga viva (T3-S2-R4)	94
34.	Esquema para análisis del Teorema de Barré en el quinto eje de carga viva (T3-S2-R4)	94
35.	Esquema para análisis del Teorema de Barré en el sexto eje de carga viva (T3-S2-R4)	95
36.	Esquema para análisis del Teorema de Barré aplicado en el séptimo eje de carga viva (T3-S2-R4)	95
37.	Nuevo esquema para análisis del Teorema de Barré en el séptimo eje de carga viva (T3-S2-R4)	95
38.	Esquema para análisis del Teorema de Barré aplicado en el octavo eje de carga viva (T3-S2-R4)	96
39.	Nuevo esquema para análisis del Teorema de Barré en el octavo eje de carga viva (T3-S2-R4)	96
40.	Esquema para análisis del Teorema de Barré aplicado en el noveno eje de carga viva (T3-S2-R4)	96
41.	Nuevo esquema para análisis del Teorema de Barré en el noveno eje de carga viva (T3-S2-R4)	97
42.	Esquema para análisis de cortante máximo en el eje derecho de la carga viva T3-S2-R4	97
43.	Esquema para análisis del Teorema de Barré en el primer eje de carga viva (HS20-44)	97
44.	Esquema para análisis del Teorema de Barré en el segundo eje de carga viva (HS20-44)	98
45.	Esquema para análisis del Teorema de Barré en el tercer eje de carga viva (HS20-44)	98
46.	Esquema para análisis de cortante máximo en el eje derecho de la carga viva HS20-44	98
47.	Esquemas para análisis del Teorema de Barré en los dos ejes de la carga viva para Tándem	98
48.	Diagrama de momentos en sistema hiperestático para viga AASHTO tipo IV - Tramo 1	110
49.	Diagrama de momentos en sistema hiperestático para viga AASHTO tipo IV - Tramo 2	110
50.	Diagrama de momentos en sistema hiperestático para viga AASHTO tipo IV - Tramo 3	111
51.	Niveles de Humedad Relativa promedio anual en Guatemala	112

Lista de cuadros

1.	Densidad de materiales	11
2.	Tipos de vehículos según el Reglamento para control de pesos y dimensiones de vehículos de carga en Guatemala	18
3.	Separación mínima entre ejes y peso máximo permitido para circulación de diferentes tipos de vehículos en Guatemala	19
4.	Separación mínima entre ejes y peso máximo permitido para circulación de diferentes tipos de vehículos en Guatemala (continuación)	20
5.	Combinación de carga y factores de carga	28
6.	Factores de carga permanentes, γ_p	28
7.	Factores de carga viva para combinación de carga en Servicio III, γ_{LL}	29
8.	Factor de presencia múltiple (m)	29
9.	Incremento de carga dinámica (carga de impacto)	30
10.	Superestructuras habituales para puentes	31
11.	Longitud para usar en las ecuaciones de distribución de sobrecarga	32
12.	Factor de distribución de carga viva para momento en vigas interiores	33
13.	Factor de distribución de carga viva para momento en vigas exteriores	34
14.	Factor de distribución de carga viva para corte en vigas interiores	35
15.	Factor de distribución de carga viva para corte en vigas exteriores	36
16.	Límite de deflexión para estructuras de puentes	37
17.	Espesor mínimo utilizado tradicionalmente para estructuras de espesor constante	37
18.	Combinación de cargas según el método de diseño especificado	40
19.	Factores de resistencia del concreto	40
20.	Coefficiente de cohesión y coeficiente de fricción en el concreto	44
21.	Propiedades de secciones AASHTO tipo I	47
22.	Propiedades de secciones AASHTO tipo T	47
23.	Límites para el esfuerzo a compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas en elementos totalmente pretensados	48
24.	Límites para el esfuerzo a tensión temporaria en el concreto antes de las pérdidas en elementos totalmente pretensado	49
25.	Límites para el esfuerzo de tensión en el concreto pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas en elementos totalmente pretensado	50
26.	Propiedades de los cables y barras de pretensado	51

27.	Límite de tensión para los tendones de pretensado	51
28.	Propiedades geométricas de los distintos torones	56
29.	Fuerzas y esfuerzos últimos permisibles aplicados en los torones	56
30.	Propiedad de materiales utilizados	68
31.	Geometría de vigas AASHTO tipo III y IV, utilizadas para el análisis	68
32.	Cargas muertas tomadas en cuenta para el análisis de vigas interiores preten- sadas	69
33.	Cargas vivas con sus factores de distribución y el incremento dinámico, según el tipo de camión analizado	69
34.	Momentos de cargas muertas y vivas utilizadas para viga AASHTO tipo IV .	70
35.	Momentos de cargas muertas y vivas utilizadas para determinación de arreglo en viga AASHTO tipo III	70
36.	Cantidad de torones requeridos para viga AASHTO TIPO IV	71
37.	Cálculo de pérdidas por acortamiento elástico y pérdida en el largo plazo para viga AASHTO tipo IV	72
38.	Esfuerzos límites al momento de transferencia en el concreto	73
39.	Chequeo de esfuerzos superior e inferior a la mitad de luz, con diversas com- binaciones en viga AASHTO tipo IV	73
40.	Chequeo de esfuerzos superior e inferior a la mitad de luz, con diversas com- binaciones en viga AASHTO tipo III	74
41.	Chequeo de flexión en viga AASHTO tipo IV	74
42.	Chequeo de refuerzo mínimo en viga AASHTO tipo IV	75
43.	Chequeo de esfuerzo superior por compresión en la viga AASHTO tipo III en sistema hiperestático	76
44.	Chequeo de esfuerzo superior por tensión en la viga AASHTO tipo III en sistema hiperestático	77
45.	Refuerzo mínimo para contrarrestar el momento negativo en sistema hiperes- tático	77
46.	Verificación de deflexión para vigas en sistema isostático	78
47.	Cálculo de deflexión producido por arreglo de torones en viga AASHTO tipo III	78
48.	Verificación de deflexión para vigas en sistema hiperestático	78
49.	Costo total para un sistema isostático para puentes de luces cortas compuesto por vigas pretensadas prefabricadas	79
50.	Costo total para un sistema hiperestático para puentes de luces cortas com- puesto por vigas pretensadas prefabricadas	79
51.	Superestructuras habituales para puentes	91
52.	Superestructuras habituales para puentes (continuación)	92
53.	Momento máximo creado por el segundo eje de la carga viva T3-S2-R4	99
54.	Momento máximo creado por la carga viva HL-93	99
55.	Datos para combinación de cargas muertas	100
56.	Cálculo de factor de cortante de vigas interiores y exteriores	101
57.	Cálculo de factor de momento de vigas interiores y exteriores	102
58.	Propiedades geométricas para viga AASHTO tipo IV	103
59.	Cálculo de centroide de torones propuestos y módulo de sección para viga AASHTO tipo IV	104

60.	Estimación de porcentaje de pérdida pretensado para determinación de cantidad de torones en viga AASHTO tipo IV	104
61.	Fuerza de pretensado después de pérdidas para viga AASHTO tipo IV	105
62.	Chequeo de esfuerzos en la cabeza de la viga AASHTO tipo IV	105
63.	Propiedades geométricas para viga AASHTO tipo III	106
64.	Cálculo de centroide de torones propuestos y módulo de sección para viga AASHTO tipo III	107
65.	Estimación de porcentaje de pérdida pretensado para determinación de cantidad de torones en viga AASHTO tipo III	107
66.	Cantidad de torones requeridos para viga AASHTO TIPO III	108
67.	Cálculo de pérdidas por acortamiento elástico y pérdida en el largo plazo para viga AASHTO tipo III	108
68.	Chequeo de esfuerzos en la cabeza de la viga AASHTO tipo III	109
69.	Fuerza de pretensado después de pérdidas para viga AASHTO tipo III	109
70.	Chequeo de flexión en viga AASHTO tipo III	109
71.	Chequeo de refuerzo mínimo en viga AASHTO tipo III	110
72.	Verificación de espesor mínimo para no realizar verificación de deflexiones	111

A continuación, se presenta el análisis creado para un puente vehicular de tres tramos continuos compuesto por vigas pretensadas prefabricadas de 20 metros de longitud con relación a un sistema isostático equivalente, con el objetivo de evaluar su eficiencia. Esto se realiza con la ayuda de normativas y códigos vigentes como lo es la AASHTO LRFD 2017 y AGIES NSE 2018.

Se procede a realizar cálculos estructurales con el objetivo de analizar un sistema isostático y un sistema hiperestático equivalente. Con esto, se efectúa un comparativo entre ellos y así proseguir a validar la eficiencia económica que presenta el segundo sistema mencionado. Se utilizará un sistema de diseño llamado "Risa 2D", con el cual se obtendrán resultados comparativos a los cálculos realizados en "Microsoft Excel".

Con los cálculos obtenidos de las diferentes superestructuras se determina la reducción de secciones que pueden aplicar para estas longitudes en puentes, y obteniendo datos como volúmenes y alturas de tirantes de ríos principales en Guatemala se podrá determinar qué diseño conviene y se propone a nivel nacional.

Se espera que el resultado tenga impacto para el país y de igual forma que sea una base para el interesado. También se espera impulsar la implementación de sistemas hiperestáticos compuestos por elementos prefabricados dentro del territorio nacional, tanto por parte de la iniciativa privada como por las instituciones gubernamentales, con el objetivo de reducir costos de construcción. Así como mitigar el riesgo de colapso de este tipo de estructuras por los niveles de crecidas en los ríos como resultado de fenómenos naturales que afectan al país.

The following analysis is created for a vehicular three continuous sectioned bridge made up of pre-stressed, prefabricated 20-meter-long beams, in relation to an equivalent isostatic system, with the aim of evaluating its efficiency. This is done with the help of normative and codes such as AASHTO LRFD 2017 and AGIES NSE 2018.

Structural calculations are carried out with the aim of analyzing an isostatic system and an equivalent hyperstatic system. A comparison is then made between them and thus proceed to validate the economic efficiency presented by the second system mentioned. A design system called "Risa 2D" will be used, with which comparative results will be obtained based on the calculations made in "Microsoft Excel".

With the resulting calculations from the different superstructures, the reduction of sections can be applied for these lengths, and by obtaining volumes and height of main rivers in Guatemala, it will be possible to determine which design is appropriate and proposed for the country.

The outcome is expected to have an impact on the country as well as to be a basis for the stakeholder. It is also expected to promote the implementation of hyperstatic systems composed of prefabricated elements within the national territory, both by private and government institutions, with the aim of reducing construction costs. It will also mitigate the risk of collapse of this type of structures due to varying levels of flooding in rivers as a result of natural phenomena that affects the country.

Un puente, es el encargado de conectar un poblado con otro debido a accidentes geográficos. Puede variar en sus componentes como superficie de rodamiento, elementos divisorios, subestructura y superestructura, entre otros. Un puente está conformado por la superestructura y subestructura, ambos estarán diseñados para soportar cargas permanentes y móviles. El estudio a continuación se enfocará en la superestructura, esta está compuesta por elementos tales como losas, mordiente, postes, voladizos y vigas.

Las cargas consideradas en una estructura para puentes se dividen sobre la infraestructura y la superestructura. La superestructura soporta cargas gravitacionales, fuerzas longitudinales, fuerzas laterales, cargas debido a peatones y cargas en movimiento provocadas por vehículos. Las vigas, apoyada en la superestructura de los puentes, tienen la función de soportar dichas cargas y dar soporte. Estas según sus dimensiones, son diseñadas para cargas móviles que se desplazan sobre la estructura creando momentos flectores máximos. Las reacciones y momentos dependen de los vehículos en circulación, pueden variar según su tamaño y cantidad de ejes. Es decir, las cargas son trasladadas a las vigas por los ejes del vehículo en movimiento, llegando como fuerzas resultantes transmitidas a las vigas de soporte.

La mayoría de los puentes vehiculares utilizan vigas de concreto reforzado simplemente apoyadas sobre los apoyos correspondiente, estas pertenecen a estructuras con sistemas isostáticos. Este tipo de estructuras tienden a obtener momentos flectores máximos al centro de la luz del elemento o próximo a este, por ende, los costos de construcción son elevados. Un sistema hiperestático presenta momentos por flexión redistribuidos entre los extremos y el centro de la longitud de las vigas. Con la redistribución de momentos se logra diseñar elementos con menores dimensiones y teóricamente, estructuras más económicas.

Un sistema hiperestático compuesto por vigas pretensadas, consisten en cables tensionados antes de fundirse con concreto. De esta manera se crean esfuerzos de tensión. El concreto se adhiere al acero en el proceso de fraguado y cuando éste alcanza la resistencia esperada se retiran las tensiones. Con esto se logra una transferencia de tensión en forma de compresión al concreto. Una de las ventajas de vigas pretensadas es la obtención de menores deformaciones.

Los puentes en Guatemala son amenazados con fuertes tormentas tropicales en la época de invierno cada año. Los ríos tienden a aumentar de caudales en estos meses, provocando que algunos puentes lleguen al punto de colapso. Es por lo que se analizará el comportamiento y la eficiencia de un puente vehicular de tres tramos continuos compuestos por vigas pretensadas prefabricadas de 20 metros de longitud con relación a un sistema isostático equivalente. Asimismo, se realizará un análisis de costos entre el sistema de vigas isostático y el hiperestático, y así implementar ciertas ventajas de construcción para nuestro país.

2.1. Objetivo general

Evaluar la eficiencia de un puente vehicular de tres tramos continuos compuestos por vigas pretensadas prefabricadas de 20 metros de longitud, con relación a un sistema isostático equivalente implementando las especificaciones AASHTO LRFD 2017.

2.2. Objetivos específicos

- Evaluar la viabilidad de un sistema hiperestático para puentes vehiculares de luces cortas como alternativas a los sistemas isostáticos tradicionales implementados en el país.
- Determinar el costo de un sistema hiperestático de tres tramos, siendo 20 metros de longitud, compuesto por vigas pretensadas versus el costo de un sistema isostático equivalente.
- Establecer la máxima reducción posible en las dimensiones de una viga hiperestática prefabricada de 20 metros de longitud con relación a las dimensiones de una viga isostática de la misma longitud.

3.1. Normas, Códigos y Especificaciones para el diseño de puentes en Guatemala

3.1.1. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2017

AASHTO LRFD Bridge Design specifications es una norma americana que se creó para el diseño, evaluación y rehabilitación de puentes fijos y móviles para carreteras. Solo incluye especificaciones para la superestructura y subestructura. No incluye aspectos eléctricos, mecánicos, o especiales de seguridad vehicular y peatonal.

El significado de sus siglas en inglés es por American Association of State Highway and Transportation Officials lo cual traducido al español significa Asociación Americana de los funcionarios de autopistas y transporte estatales. Este establece normas y hace pruebas de protocolos y guías de diseño y construcción en Estados Unidos.

Las Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, es frecuentemente revisado por el Subcomité AASHTO sobre Puentes y Estructuras Viales y sus veinte Comités Técnicos, las especificaciones fueron desarrolladas por un equipo de más de cincuenta miembros. Se incluyen algunos de los ingenieros más prominentes de Estados Unidos y extranjeros, guiados por un distinguido panel de expertos. Los esfuerzos realizados incluyeron la incorporación de los conocimientos más avanzados disponibles, además de la cooperación y el aporte de la industria. Pasó por cinco borradores sucesivos, meticulosas revisiones, y han sido ensayadas sistemáticamente en la división de diseño de puentes de catorce departamentos miembros de AASHTO, así como por otras personas y organizaciones. Representan un gran avance hacia un diseño mejorado y métodos de análisis más precisos, lo que permitirá construir puentes con mayor serviciabilidad, de mantenimiento más sencillo y niveles de seguridad uniformes [1].

El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) se desarrollaron a partir de la teoría

de fiabilidad basada en el conocimiento estadístico de las cargas y el rendimiento estructural.

3.1.2. Normas AGIES NSE 2018

AGIES se refiere con sus siglas a la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. Estas normas son sumamente importantes para la regulación del diseño estructural en el país desde 1986, hasta su última actualización en 2018.

La última actualización se llevó a cabo por la revisión y modificación a través de Comités de Actualización de Norma, cada comité fue integrado por Profesionales Miembros de AGIES con experiencia en la materia. El resultado fueron 14 normas, actualizadas y otras creadas para naturaleza comunitario.

La Norma de Seguridad Estructural 5.2 (NSE 5.2) llamada “Puentes de tamaño y altura limitados” es una de las normas actualizadas y utilizadas para la construcción de puentes en Guatemala. Esta toma de referencia la AASHTO para sus factores y dimensiones, es por lo mismo que los análisis y resultados obtenidos se trabajaran más adelante únicamente desde la norma AASHTO LRFD 2017.

3.2. Componentes de un puente

Se le llama puente a cualquier estructura que tenga una abertura mayor a 20 pies, esta debe estar ubicada sobre o debajo de una carretera [1]. Un puente debe ser parte de una carretera, es decir debe ser la conexión de dos puntos.

La regla de Minnesota 8810.8000 Subp.2 define un puente como una estructura que tiene una abertura medida horizontalmente a lo largo del centro de la superficie de rodadura de 10 pies o más entre las distancias de los pilares. Un puente también incluye varias tuberías e instalaciones eléctricas [2].

Es una estructura que se soporta a sí misma, las cargas de vehículos, peatones y accesorios no estructurales. Este da continuidad a los caminos cuando existe una topografía accidentada.

3.2.1. Sub-estructura de un puente

Es el conjunto de elementos que soportan el peso transmitido por la superestructura, trasladan los esfuerzos al suelo. Está conformada por pilares, estribos que soportan directamente la superestructura y los cimientos que trasladan las fuerzas al suelo [3].

3.2.2. Súper-estructura de un puente

Se compone por vigas que sostienen la superficie de rodadura, diafragma, tableros, capas de rodaduras, entre otros. Las cargas que soporta son: cargas gravitacionales, fuerzas

longitudinales, fuerzas laterales, cargas debido a los peatones y cargas por vehículos en circulación.

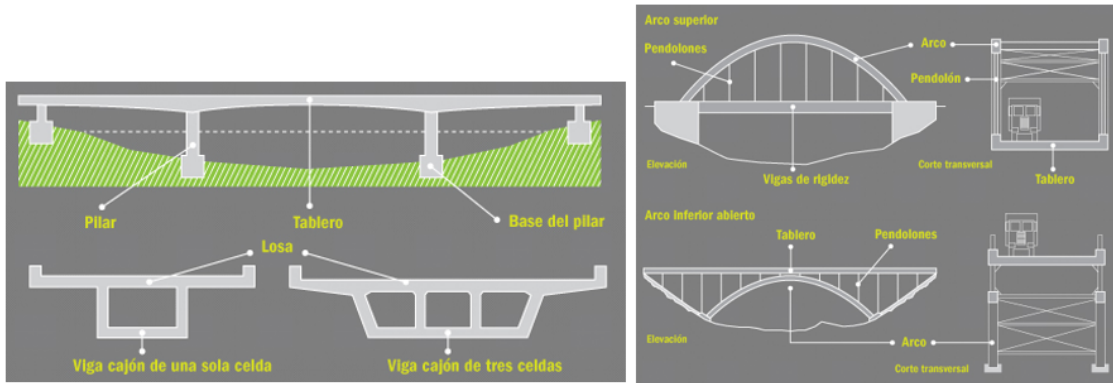
Las vigas, principalmente analizadas en este estudio, son elementos diseñados para soportar cargas permanentes y por carga viva de vehículos con solicitaciones máximas. La viga es un elemento variable en sus longitudes, tamaños y/o dimensiones.

3.3. Tipología de puentes

Para la construcción de puentes, varios factores como: la longitud, altura, cargas vivas y/o muertas o incluso el clima, son importantes para la decisión de cómo este se construirá. Los materiales, uso de obra y su geometría son de suma importancia para su diseño.

3.3.1. Según su geometría

- Puentes de vigas: Abarcan luces entre 160 a 500 ft. Son el tipo de puentes más común. Las vigas pueden ser tipo I, cajón, dovelas prefabricadas o tipo T. Las cargas se transmiten a los apoyos.
- Puentes en arco: Este tipo de puente trabaja a compresión ante cargas gravitacionales, necesita disposición de estribos capaces de absorber los empujes creados por los arcos. Se utiliza para salvar grandes luces.
- Puentes colgantes: Se utilizan principalmente para ríos navegables. Consisten en un arco invertido formado por varios cables de acero. Las fuerzas actuantes son de tensión en los cables y compresión en las columnas. Generalmente su estructura es de acero o puede ser combinado con concreto.
- Puente atirantado: Los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios.
- Puente extradosado: Es un híbrido resultante de los puentes por dovelas sucesivas y los atirantados.

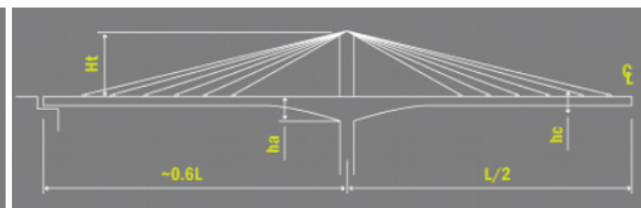


Puente de Vigas

Puente en arco



Puente atirantado



Puente extradosado

Puente colgante

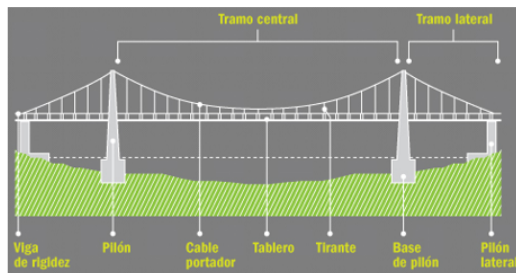


Figura 1: Tipos de puentes según su geometría

3.3.2. Según el tipo de material

La determinación del material a utilizar para la construcción de los puentes es importante por el costo que estos causan. Estos pueden ser de:

- Madera: Los puentes de madera son los más antiguos, siendo construidos por árboles para poder enlazar dos riberas de una corriente. Estos aún se utilizan por su facilidad y rapidez de construcción, sin embargo, hoy en día han sido reemplazados principalmente por el acero y el concreto. Se les considera de categoría inferior por su tiempo de durabilidad.
- Mampostería: Estos se desarrollaron después de utilizar la madera. Su costo es elevado y se dejaron de construir en 1905 aproximadamente.
- Metal: Se construyen desde 1820 cuando Estados Unidos comenzó con la idea de mezclar estructuras metálicas y madera. El material ha evolucionado significativamente,

hoy en día el hierro no es el mismo que se utilizó en los orígenes, las diferencias están en las características y calidad de este. La solución metálica es la única a plantearse para puentes móviles, giratorios y levadizos.

- **Concreto armado:** Se necesita del concreto y acero trabajando juntos para resistir esfuerzos de flexión. El hormigón resiste compresiones y el acero resiste tensiones. La subestructura del puente tendrá elementos por concreto reforzado.
- **Concreto pretensado:** Este concreto pretensado es un sistema utilizado últimamente en estructuras como lo son los puentes. La diferencia con el concreto armado es que esta es una armadura pasiva (entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura), mientras que un sistema pretensado es una armadura activa (se tesa previamente a la actuación de las cargas que va a recibir la estructura). El concreto pretensado se pone a tensión previamente a la actuación de las cargas y con esto lograr que el concreto se comprima, de forma que no tenga tensiones.



Figura 2: Ejemplos de puentes según su material

3.3.3. Según su uso

La clasificación de puentes según su uso se ha creado según la naturaleza de la vía soportada, correspondiendo al tipo de cargas que se calculan.

- **Puentes de carreteras:** este permite el paso de vehículos. Su longitud y anchura depende de las necesidades a cubrir. Se utiliza para pasos en autopistas, paso agrícola, unión de carreteras principales e incluso secundarias y terciarias.
- **Puentes peatonales:** permite el paso de peatones sobre cuerpos de agua, vías de tráfico o entre montañas. Estos pueden ser fijos o móviles que pueden girar o elevarse. Estos puentes han sido ventaja para no inferir en el tráfico.
- **Puentes de acueductos:** permiten el paso de las aguas del cauce. Su proporción dependen de la importancia del río a salvar.
- **Puentes de viaducto:** su principal función es salvar una depresión de terrenos en su totalidad. Estos pueden ser aéreos o subterráneos.
- **Puentes canal:** este contiene agua como el acueducto, pero este permite el paso de barcos. Este tipo de puentes puede elevar o descender las naves utilizando esclusas. [4]



Figura 3: Ejemplos de puentes según su uso

3.4. Puentes hiperestáticos en Guatemala

Existen diversas formas de analizar, diseñar y construir estructuras. En toda estructura se debe determinar las incógnitas estáticas y cinemáticas relacionadas entre sí. Estas pueden ser por sistemas hiperestáticos, isostático o hipostáticos.

Guatemala posee tres importantes puentes construidos con sistema hiperestático en concreto postensado. Estos son: puente Martín Prado Vélez (Puente el Incienso), puente El Naranjo y puente Río Dulce [5].

Debido a que los cálculos y la construcción es más sencilla, nuestro país cuenta con un amplio uso de estructuras con sistema isostático. Algunos puentes con sistema isostático en concreto postensado que pueden servir de ejemplo son: puente El Trébol, puente intersección Bolevard Los próceres – Diagonal 6, distribuidor vial Tecún Umán, paso elevado Las Charcas y paso elevado San Cristóbal [5].

También se cuenta con sistemas isostáticos en concreto pretensado, en esta clasificación se pueden mencionar algunos como: paso a desnivel Obelisco, paso a desnivel Rafael Carrera (Vista Hermosa), paso a desnivel Okland Mall y puente San Juan del Obispo en Antigua Guatemala [5].

3.5. Cargas sobre superestructuras

3.5.1. Cargas gravitacionales

Las cargas sobre los puentes se dividen en: cargas que actúan sobre la superestructura y las que actúan sobre la subestructura [5].

Para el diseño de un puente se deben tomar en cuenta las cargas gravitacionales (muertas/permanentes, vivas e impacto), las fuerzas longitudinales (implica cambios de temperatura y fuerzas debidas a la carga viva) y fuerzas transversales (provocadas por viento, sismo y fuerzas centrífugas) [5].

3.5.2. Cargas muertas

Estas también llamadas cargas permanentes. Las cargas muertas deben incluir el peso de todos propio de todos los elementos de la estructura, accesorios, coberturas y futuras ampliaciones. Son todas las cargas y fuerzas que son, o se suponen que son, constantes al finalizar la construcción. Pueden variar solo en un intervalo de tiempo [1]. Las densidades utilizadas principalmente para cargas muertas, según la AASHTO 2017 en la sección 3.5.1, se presentan en el Cuadro 1.

Material		Densidad (kcf)
Aleaciones de aluminio		0.175
Superficie de rodamiento bituminosas		0.140
Hierro fundido		0.450
Escoria		0.060
Arena, limo o arcilla compactados		0.120
Concreto	Agregados de baja densidad	0.110 a 0.135
	Densidad normal $f'_c \leq 5.0ksi$	0.145
	Densidad normal $5.0 < f'_c \leq 5.0ksi$	$0.140 + 0.001f'_c$
Arena, limo o grava suelta		0.100
Arcilla blanda		0.100
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		0.140
Acero		0.490
Mampostería		0.170
Madera	Dura	0.060
	Blanda	0.050
Agua	Dulce	0.0624
	Salada	0.0640
Elemento		Masa por unidad de longitud (klf)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0.200

Cuadro 1: Densidad de materiales
[1]

3.5.3. Cargas vivas de diseño utilizadas en Guatemala

Cargas vivas vehiculares según AASHTO LRFD 2017

Definición y ancho del carril de diseño

El número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/12.0$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras en "in" [1].

Al menos que se especifique, el ancho de los carriles de diseño se debe tomar como 12.0 ft. Si los carriles son menores a este ancho, el número de carriles de diseño debe ser igual al número de carriles de tránsito.

Si la carretera tiene un ancho entre 20.0 a 24.0 ft, se debe analizar dos carriles de diseño cada uno con un ancho de la mitad de la carretera.

Las cargas vivas se refieren a las cargas de servicio, las cargas concentradas que se aplican en un solo punto. Estas corresponden a las cargas móviles de vehículos, trenes de cargas idealizadas, peatones y cargas distribuidas equivalentes a las cargas puntuales en los ejes. Todas estas cargas producen reacciones y momentos máximos, los puentes deben ser diseñados para soportar cargas móviles durante toda su vida útil.

Modelo matemático HL-93

Las cargas vehiculares en las carreteras de los puentes consisten en la combinación de: carga del vehículo de diseño o tándem y carga de carril de diseño [1].

Con el objetivo de representar una condición “lo más real posible” para el flujo vehicular sobre un puente, AASHTO LRFD realizó una evaluación de los pesos, dimensiones, tiempos de frenado, velocidad de circulación, probabilidad de coincidencia, etc. de los trenes de carga existentes en el año de 1935. A partir de dicho estudio surge la denominada “carga uniforme equivalente”, hoy conocida como “carga del carril de diseño” [5].

El modelo de carga HL-93 no corresponde a un vehículo físico. Este corresponde a una combinación de cargas con el objetivo de simular una condición “real” de carga para el diseño de una estructura vehicular [5].

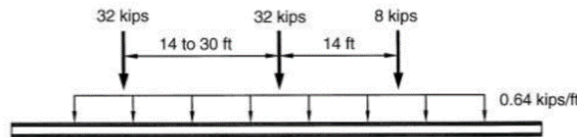


Figura 4: Diseño de carga: Carril de diseño + camión de diseño

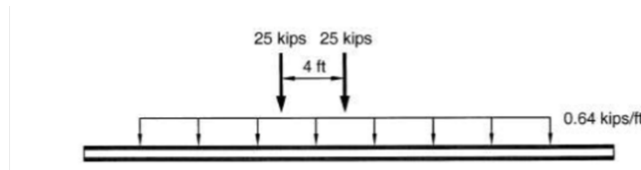


Figura 5: Diseño de carga: Carril de diseño + Tándem

A finales del 2010, la Dirección general de caminos (DGC) adoptó el modelo de carga citado anteriormente para el diseño de nuevas estructuras vehiculares en Guatemala. Reemplazando de esta forma al tren de carga “T3-S2-R4” de 57 toneladas métricas. Sin embargo, dependiendo de la luz libre del puente, se debe realizar el análisis de la mayor sollicitación entre ambas cargas.

Según la AASHTO LRFD 2017 en su comentario 3.6.1.2.1 se deben tomar las modificaciones específicas para el diseño de carga de vehículo, diseño de tándem o de carril bajo las siguientes condiciones:

- La carga legal de la jurisdicción dada es significativamente mayor a la típica
- Se espera que los porcentajes altos de tráfico pesados
- El control de flujo, señalización de paradas, señalizaciones de tráfico o cabinas de peaje, causa que los camiones interrumpan en ciertas áreas del puente o se interrumpan por tráfico liviano
- Cargas especiales industriales son comunes debido a la ubicación del puente.

Tándem

El diseño de carga para tándem consiste en un par de fuerzas, 25 kip cada una, con una separación de 4.0 ft. El espaciado transversal entre llantas es de 6.0 ft [2].

Carga de carril de diseño

La carga estipulada para el carril es de 0.64 klf, uniformemente distribuida en dirección longitudinal [2].

Vehículo de diseño HS20-44

El espaciamiento entre las cargas de 32.0 kips puede variar entre 14.0 ft a 30.0 ft para producir efectos de fuerzas extremas. HS consiste en el significado para H como Highway y la S denota Semitrailer, el 20 da significado a su peso en toneladas y el 44 al año cuando se estipuló. Este camión es utilizado para el diseño de puentes para autopistas de primer, segundo y tercer orden. Para el diseño de vías de comunicación internas en extensiones privadas puede realizarse el análisis con camiones menos pesados, esto queda a criterio del ingeniero que diseña [5].

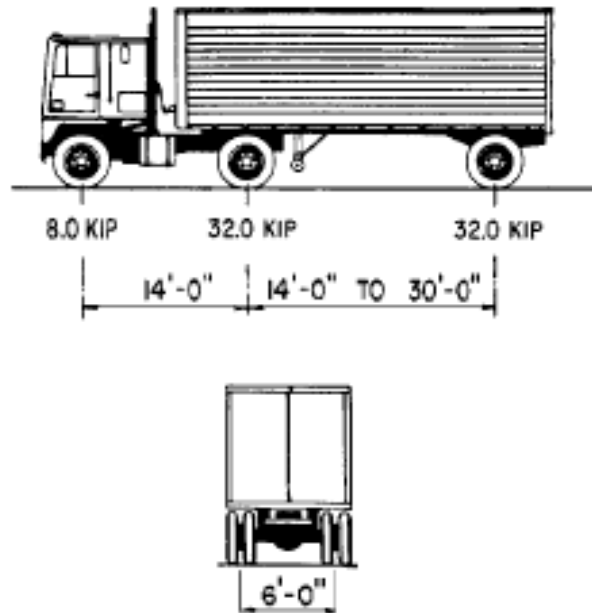


Figura 6: Características del vehículo de diseño HS20-44
[1]

3.5.4. Cargas vivas vehiculares según especificaciones estándar AASHTO

La carga viva consiste en el peso de las cargas de vehículos móviles y peatones aplicada [6].

Carga de carril de diseño

La carga de carril o el camión estándar ocuparan un ancho de 10 ft.

Las cargas se colocarán en carriles de diseño de 12 ft de ancho, espaciados en todo el ancho de la carretera del puente, a fin de producir la tensión máxima en el miembro en consideración.

Cargas de carretera

Las cargas vivas que se desplazan sobre la carretera del puente son camiones estándar o carriles de diseño que son equivalentes a los camiones de diseño. La AASHTO Standard proporciona dos sistemas de cargas [6]:

- Cargas H
- Cargas HS: Estas son más pesadas que las cargas H.

Para el cálculo de cortes y momentos, se utilizarán diferentes cargas concentradas como se muestra en la Figura 8.

Las cargas concentradas más ligeras se utilizarán cuando las tensiones sean principalmente por esfuerzos de flexión.

Las cargas concentradas más pesadas se utilizarán cuando las tensiones son causadas principalmente por esfuerzos cortantes [6].

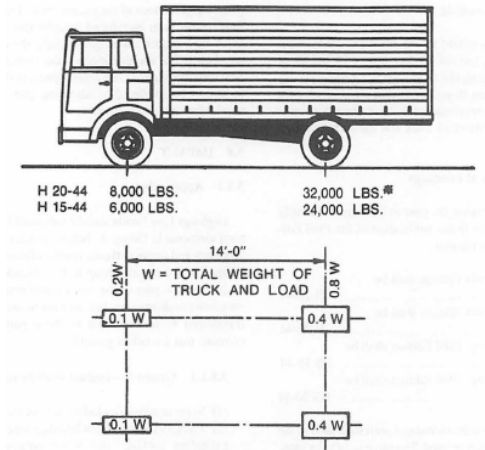


Figura 7: Camión H estándar [6]

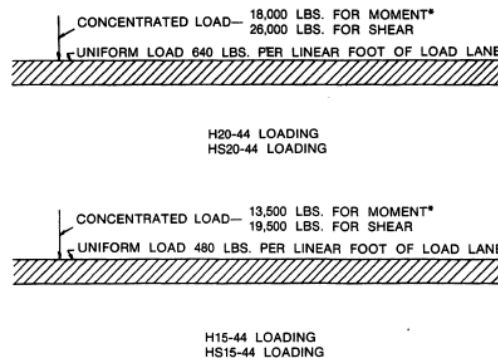


Figura 8: Carga de carril según AASHTO Standard [6]

Clases de cargas según la AASHTO Standard

Existen cuatro clases de cargas sobre carretera:

- H 20
- H 15: Esta es el 75 % de la carga H 20.
- HS 20
- HS 15: Esta es el 75 % de la carga HS 20.

Estas cargas fueron designadas en 1944, es por esto que las cargas se les agrega un 44 al final. Es decir: H 15-44, H 20-44, HS 15-44 y HS 20-44. El sufijo permanecerá sin cambios hasta el momento que se revise la especificación de carga por la AASHTO [6].

Puentes diseñados para carreteras interestatales o carreteras que cargara cargas pesadas, deben ser diseñados con la carga HS 20-44 o con la carga militar alternativa (llamada desde el 2002 como Tándem), la cual consiste en 25 kips separadas por 4 ft. Esta última mencionada puede provocar mayores esfuerzos, principalmente en luces cortas.

Existe también una carga designada HS-25, la cual es una interpretación de la carga de camiones HL-93 mencionada anteriormente. Se define como un 25% más que la carga de camiones de diseño HS-20. Su existencia proviene por la preocupación que la carga del camión HS20 no reflejara adecuadamente las condiciones reales. El eje de 32,000 lb se convirtió en un eje de 40,000 lb. Las diferentes combinaciones se pueden apreciar de forma gráfica en la Figura 9 a continuación:

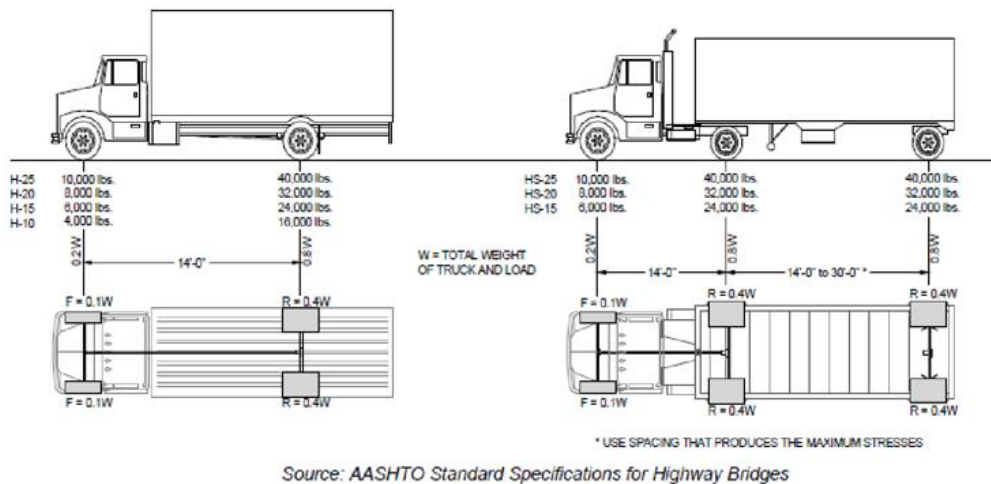


Figura 9: Pesos según el tipo de carga H especificada por AASHTO Standard

Cargas H y HS

Las cargas H consisten en un camión de dos ejes con las cargas correspondientes en sus ejes, como se muestra en la Figura 7. Estas se designan H seguidas por un número que indica el peso bruto del camión estándar.

Las cargas HS consisten en un camión/tractor con un semirremolque o la carga de carril correspondiente como se muestra en las Figuras 6 y 8. Estas también se designan con un número que indica el peso bruto del camión.

3.5.5. Otras cargas vivas para el diseño de puentes en Guatemala

Guatemala presenta el Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores de carga y sus combinaciones, el cual se utilizará para especificar distintos vehículos a utilizar en dicha investigación.

3.5.6. Acuerdo Gubernativo 379-2010

Este acuerdo emite el Reglamento para el Control de Pesos y Dimensiones de Vehículos Automotores de Carga y sus Combinaciones. Quien actualiza las normas que determinan los pesos y dimensiones máximas de los vehículos de carga permitiéndoles circular por las carreteras del país. Como lo especifica el artículo 1º. del reglamento nombrado anteriormente, en Guatemala “únicamente se permitirá circular en las carreteras del país a los vehículos automotores o combinaciones de estos que llenen los requisitos establecidos por el presente reglamento” [7]. Los estudios y actualizaciones se realizan con el apoyo de la Unidad Ejecutora de Conservación Vial y la Dirección General de Caminos.

En Guatemala los camiones tienen una restricción de 3.62 ft (4.15 m) de altura y 8.53 ft (2.60 m) de ancho máximo para circular. Además, según el reglamento anteriormente descrito, restringe diversas reglas para el uso de puentes, estas son:

- Para la circulación por determinadas rutas, si los vehículos o combinaciones de vehículos exceden los límites establecidos, además de tener una previa solicitud para su circulación a través de la forma 1-83 se debe tomar en cuenta que en puentes se debe ceder el paso, y al transitar sobre estos deberá realizarse por el centro a una velocidad de (0.62mph) 10 km/h sin hacer cambios de velocidad ni frenar.
- Un camión que sobre pase el límite de peso tiene terminantemente prohibido transitar por puentes Bailey, recomendando el uso de vados o desvíos.
- Se deben verificar alturas antes de pasar por los puentes que tengan estructura metálica.
- Está prohibido circular en convoy al transitar sobre puentes y en carreteras deberán guardar una distancia prudente definida por el departamento de tránsito.

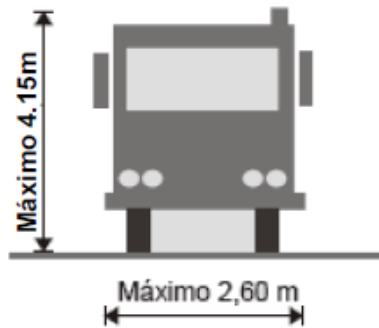


Figura 10: Máximas dimensiones para un vehículo en circulación en Guatemala [7]

A continuación, en los Cuadros 2 y 3, se presentan las abreviaturas y definiciones del vehículo. Además los pesos de cada combinación, separaciones máximas y mínimas y longitudes máximas totales.

Abreviatura	Definiciones
C-2	Es un camión o autobús, consistente en un automotor con eje simple (eje direccional) y un eje de rueda doble (eje de tracción)
C-3	Es un camión o autobús, consistente en un automotor con eje simple (eje direccional) y un eje de doble o Tándem (eje de tracción).
C-4	Es un camión o autobús, consistente en un automotor con eje simple (eje direccional) y un eje triple (eje de tracción).
T-2	Es un tractor o cabezal con un eje simple (eje direccional) y un eje simple de rueda doble (eje de tracción).
T-3	Es un tractor o cabezal con un eje simple (eje direccional) y un eje doble o Tándem (eje de tracción).
T-4	Es un tractor o cabezal con un eje simple (eje direccional) y un eje triple (eje de tracción).
S-1	Es un semi-remolque con un eje trasero simple de rueda doble.
S-1	Es un semi-remolque con un eje trasero simple de rueda doble.
S-2	Es un semi-remolque con un eje trasero doble o Tándem.
S-3	Es un semi-remolque con un eje trasero triple.
S-4	Es un semi-remolque con un eje trasero cuádruple.
R-2	Es un remolque con un eje delantero simple o de rueda doble y un eje trasero simple o de rueda doble.
R-3	Es un remolque con un eje delantero simple o de rueda doble y un eje trasero doble Tándem.
R-4	Es un remolque con dos ejes de rueda doble o Tándem en cada uno de sus extremos.

Cuadro 2: Tipos de vehículos según el Reglamento para control de pesos y dimensiones de vehículos de carga en Guatemala

[7]

Tipo de vehículo autorizado	Tipo de rueda	Separación mínima entre ejes distantes (m)	Peso total (kg)
C-2	-	5	15,500
C-3	-	5	22,000
C-3	Rueda de doble ancho	5	26,000
C-4	-	5	25,000
T2-S1	-	6.67	23,000
T2-S2	-	10.5	30,000
T2-S3	-	10.5	34,000
T3-S1	-	10.5	30,000
T3-S2	-	14.4	37,000
T3-S3	-	14.4	41,000
T3-S4	-	14.4	45,000
C2-R2	Remolque con rueda sencilla	12.38	25,500
C2-R2	Remolque con rueda sencilla y rueda doble	12.38	27,500
C2-R2	Remolque con rueda doble	12.38	29,500
C3-R2	Remolque con rueda sencilla	14.4	32,000
C3-R2	Remolque con rueda sencilla y rueda doble	14.4	34,000
C3-R2	Remolque con rueda doble	14.4	36,000
C3-R3	Remolque con rueda sencilla	14.4	37,000
C3-R3	Remolque con rueda sencilla y rueda doble	16	39,000
T2-SI-R2	Remolque con rueda sencilla	16	33,000
T2-SI-R2	Remolque con rueda sencilla y rueda doble	16	35,500
T2-SI-R2	Remolque con rueda sencilla y rueda doble	16	38,000

Cuadro 3: Separación mínima entre ejes y peso máximo permitido para circulación de diferentes tipos de vehículos en Guatemala

[7]

Tipo de vehículo autorizado	Tipo de rueda	Separación mínima entre ejes distantes (m)	Peso total (kg)
T3-SI-R2	Remolque con rueda sencilla	16	40,000
T3-SI-R2	Remolque con rueda sencilla y rueda doble	16	42,500
T3-SI-R2	Remolque con rueda doble	16	45,000
T3-SI-R4	Remolque con ejes tándem	16	50,000
T3-S2-R2	Remolque con rueda sencilla	16	47,000
T3-S2-R2	Remolque con rueda sencilla y rueda doble	16	49,500
T3-S2-R2	Remolque con rueda doble	16	52,000
T3-S2-R4	Remolque con ejes tándem	16	57,000

Cuadro 4: Separación mínima entre ejes y peso máximo permitido para circulación de diferentes tipos de vehículos en Guatemala (continuación)

[7]

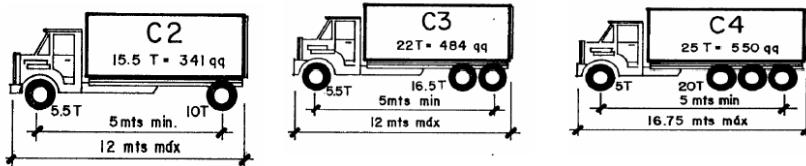


Figura 11: Tipos de camiones simples que circulan en Guatemala

[7]

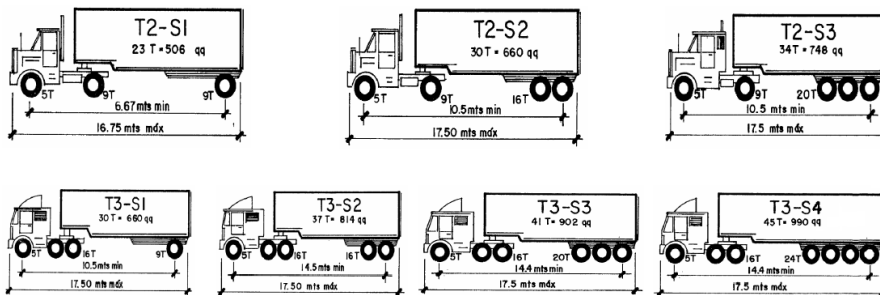


Figura 12: Tipos de vehículos articulados

[7]

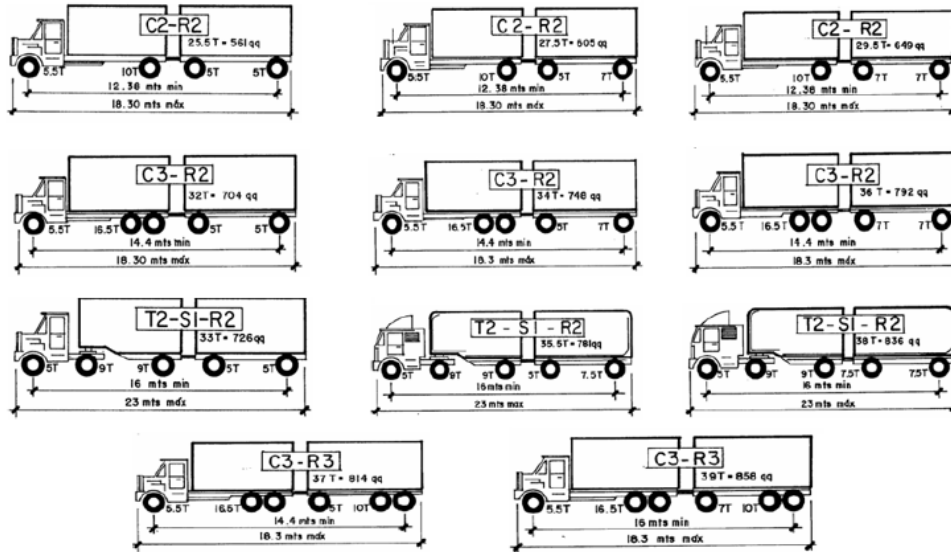


Figura 13: Diferentes tipos de combinación vehiculares [7]

Camión de diseño T3-S2-R4

El reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores de carga y sus combinaciones permite que el transporte T3-S2-R4 tenga un incremento en sus longitudes de 82.02 ft (25 m) para las combinaciones siempre y cuando circule dentro del territorio nacional. Este camión es el más pesado y el tipo de combinación de camión más crítico que circula en Guatemala.

Su nomenclatura tiene el siguiente significado:

T-3: Es un tractor o cabezal con un eje simple (eje direccional) y un eje doble o Tándem (eje de tracción).

S-2: Es un semi-remolque con un eje trasero doble o Tándem.

R-4: Es un remolque con dos ejes de rueda doble o Tándem en cada uno de sus extremos.

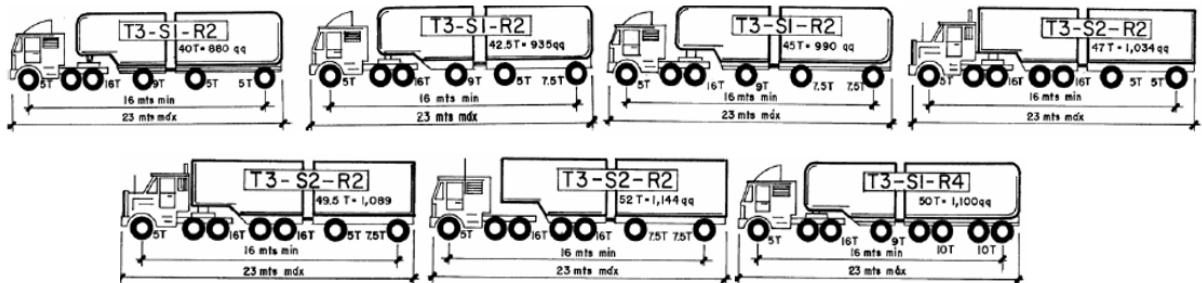


Figura 14: Diferentes tipos de combinaciones vehiculares (continuación) [7]

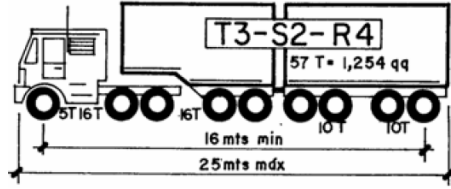


Figura 15: Tipo de camión T3-S2-R4 en circulación sobre Guatemala [7]

Carga peatonal

Si el puente incluye acera peatonal se debe aplicar una carga de 0.075 ksf como lo indica la sección 3.6.1.6 de la AASHTO LRFD 2017. Esta carga será aplicada a las aceras mayores a 2.0 ft de ancho, simultáneamente con la sobrecarga viva vehicular de diseño.

3.6. Método de superposición

“Es un método eficiente para la solución de muchos problemas al permitir obtener resultados totales conociendo y sumando los efectos parciales, pues con frecuencia es más sencillo obtener un momento, un diagrama o una deformación total sumando los debidos a cada una de las cargas actuando aisladamente el lugar de efectuar cálculos complicados. Este método se utiliza fundamentalmente en el cálculo de vigas hiperestáticas” [8].

“Cuando una viga se somete a cargas concentradas o distribuidas, a menudo es conveniente calcular de manera separada la pendiente y la deflexión causadas por cada carga. La pendiente y la deflexión totales se obtiene aplicando el principio de superposición y sumando los valores de la pendiente o la deflexión correspondiente a las diversas cargas” [9].

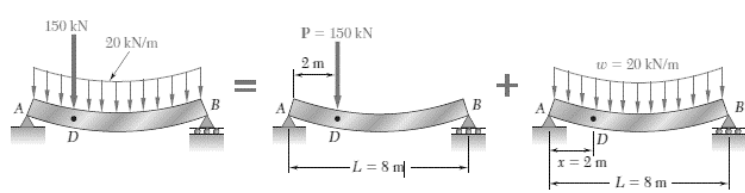


Figura 16: Ejemplo de superposición en viga simplemente apoyada [10]

3.7. Líneas de fluencia

“La línea de fluencia representa el efecto que una carga móvil tiene sobre la fuerza normal, la fuerza cortante, el momento flector, una reacción o una deformación, en una sección determinada de una estructura. La línea de fluencia de una fuerza interna o de una reacción de una estructura estáticamente determinada es siempre una línea recta, si es indeterminada la línea es siempre curva” [11].

El método de análisis de líneas de fluencia es donde se examinan diversos patrones posibles de líneas de fluencia con el objetivo de determinar la capacidad portante. Para cualquier método de análisis que satisfaga los requisitos de equilibrio y utilice relaciones de tensión-deformación se puede usar este método. Se utiliza para cargas vivas sobre puentes, puentes grúas y especialmente en aquellas estructuras con cargas móviles [1].

La línea de influencia es diferente al diagrama de momento o cortante o a la elástica de la viga, esta representa la variación de la función a lo largo de la viga para una serie de cargas definidas, mientras los otros definen como varía el corte, momento o deformación en un punto específico.

En puentes las cargas no son fijas sobre las vigas carril, sino móviles, a lo largo de la estructura.

3.7.1. Líneas de fluencia de sistema hiperestático

Se puede aplicar el principio de Müller-Breslau que refiere si una reacción o fuerza interna actúa a lo largo de un desplazamiento producido el perfil deformado es la línea de influencia para la reacción en particular o fuerza interna [12].

Para estructuras hiperestáticas se debe recurrir a condiciones de equilibrio y a condiciones suplementarias de deformaciones. Es decir, un sistema hiperestático recurre a más procedimientos que un sistema isostático para encontrar las líneas de fluencia.

“Para una estructura dada, el grado de hiperestaticidad es único y perfectamente definido. Sin embargo, existe la posibilidad de elegir varias alternativas de conjuntos de vínculos que al eliminarse hacen isostática a la estructura, con la salvedad que en cada conjunto el número de vínculos es siempre el mismo. El número o cantidad de vínculos que se deben eliminar para que un sistema hiperestático se convierta en isostático se denomina grado de hiperestaticidad” [13].

3.7.2. Líneas de fluencia en sistemas isostáticos

En vigas isostáticas el análisis se puede realizar por medio de ecuaciones de estática y por principios de los trabajos virtuales. Los cálculos se hacen fáciles cuando se obtienen las líneas de influencia de las reacciones en los apoyos.

La línea de influencia por medio de ecuaciones de estática puede calcularse por medio de (a grandes rasgos):

- Primero, aplicar la ecuación de equilibrio de momentos. Si la viga se encuentra empujado de un sentido.
- Después, aplicar la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales, con esto se encuentra la línea de influencia de las reacciones verticales del empotramiento o ambos apoyos.
- Aislando ciertos tramos, dependiendo el lado a estudiar de la viga; ya sea derecha o izquierda, se despejan las ecuaciones y se encuentran los valores de las reacciones o

líneas de influencia en cada punto.

La línea de influencia por medio de los trabajos virtuales se enuncia de la siguiente forma:

“La línea de influencia de una reacción (o de un esfuerzo de sección) es igual a la configuración deformada que adopta la estructura (considerada como rígida) cuando se elimina de la estructura original la ligadura correspondiente a esa reacción o esfuerzo, y se comunica a la estructura liberada un desplazamiento (o rotación) unidad en el lugar y dirección de esa reacción o esfuerzo, de tal forma que únicamente esta respuesta estructural y la carga unidad realicen trabajo exterior” [14].

3.7.3. Teorema de Barré

Es utilizado para encontrar la resultante del momento máximo para un puente con vigas simplemente apoyadas. El valor máximo de momento ocurre en el punto de localización de la carga del camión de diseño más cercana a la resultante. El análisis se puede realizar mediante pasos:

1. Encontrar la resultante de las cargas que el vehículo transfiere a la viga, mediante equilibrio de fuerzas actuantes.
2. Determinar la distancia a la que se encontrará la resultante, por medio de sumatoria de momentos. Se facilita tomar como referencia una de las esquinas de la viga a analizar.
3. Considerar las diversas opciones donde el vehículo causara momentos flectores máximos. Cada caso, la resultante debe ubicarse a $d/2$ de la línea central (ver Figura 18)
4. Las reacciones y momentos máximo se pueden obtener mediante un software. Si se desea obtener por medio de cálculos a mano, es necesario encontrar las reacciones en los apoyos. Encontrando las reacciones en los apoyos, se puede obtener fácilmente el diagrama de reacciones y por lo tanto el diagrama de momentos.

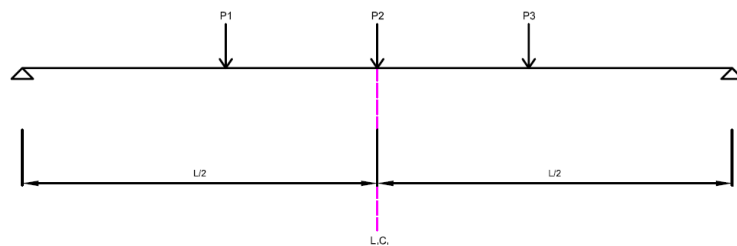


Figura 17: Cargas vivas simulando HS20-44

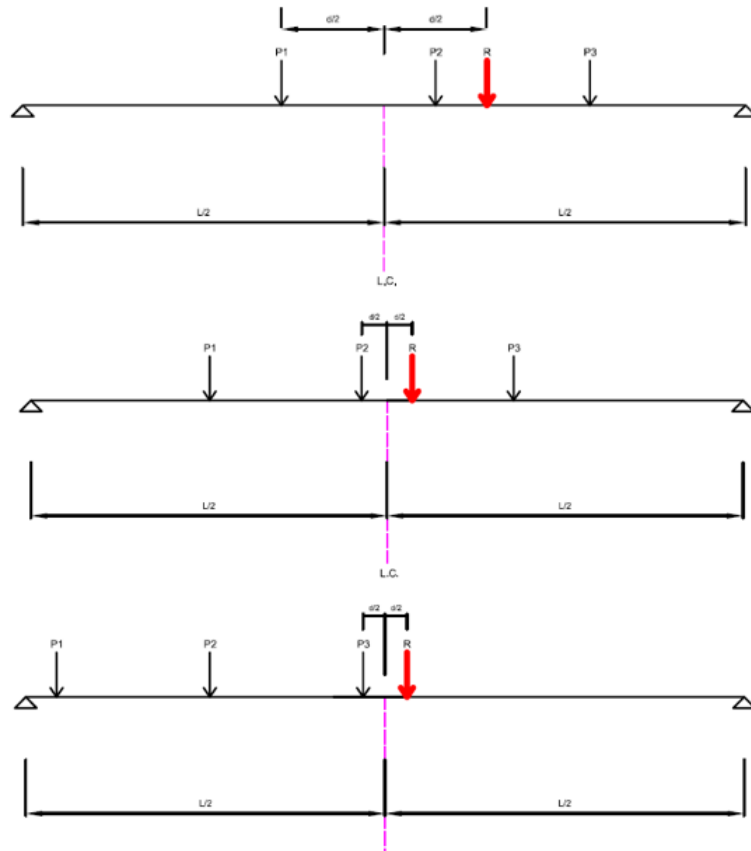


Figura 18: Opciones para encontrar momentos de flexión máximos

3.8. Especificaciones de diseño según AASHTO LRFD 2017

3.8.1. Combinación de cargas según AASHTO LRFD 2017

Dependiendo del tipo de estructura pueden presentarse diversas fuerzas como fluencia, contracción o el movimiento de la estructura. Los estados límites de diseño de resistencia, servicio, eventos extremos y fatiga con sus correspondientes combinaciones de carga se presentan a continuación.

Resistencia I: Combinación de cargas básicas que representan el uso vehicular normal del puente, sin viento.

Resistencia II: Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringido, o ambos, sin viento.

Resistencia III: Combinación relacionada con la exposición del puente a la velocidad del viento de diseño en el sitio.

Resistencia IV: Combinación de carga para enfatizar los efectos de la carga muerta en

superestructuras de puentes.

Fuerza V: Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad de viento de 80 mph.

Evento extremo I: Combinación de carga que incluye el sismo. El factor de carga para carga viva γ_{eq} debe ser determinado para cada proyecto en específico.

Evento extremo II: Combinación de carga relacionada a carga de hielo, colisión de vehículos y buques, inundaciones y ciertos eventos hidráulicos con una carga viva reducida.

Servicio I: Combinación de carga relacionada al uso operacional normal del puente con velocidad del viento de 70 mph y todas las cargas tomadas con sus valores nominales. También está relacionada con el control del tamaño de las grietas en estructuras de concreto reforzado. Esta combinación de carga también debe utilizarse para investigar la estabilidad de los taludes.

Servicio II: Combinación de carga que busca controlar la cedencia de estructuras de acero y falla de conexiones debido a la carga viva vehicular.

Servicio III: Combinación de cargas para análisis longitudinales relacionadas exclusivamente con la tensión en superestructuras de concreto presforzado, cuyo objetivo es controlar grietas y tensión en las almas de vigas de concreto.

Servicio IV: Combinación de carga relacionada exclusivamente con la tensión en columnas de concreto presforzado, cuyo objetivo es controlar grietas.

Fatiga I: Combinación para fatiga infinita inducida por las cargas a lo largo de la vida útil de la estructura.

Fatiga II: Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relación con la vida de fatiga inducida por cargas finitas.

*Todas estas combinaciones de carga fueron tomadas de la AASHTO 2017, sección 3.4.1.

Notas:

En presencia de viento de velocidades elevadas los vehículos se vuelven más inestables.

3.8.2. Factores y combinaciones de carga

Los factores para las combinaciones de cargas se deberán seleccionar de manera de producir la solicitación total mayorada extrema. Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos [1].

Los diferentes multiplicadores son usados para cada tipo de combinación de carga. La resistencia se basa en la resistencia máxima estimada de cada miembro.

A continuación, en el Cuadro 5, se especifican los factores de carga que se deben aplicar para cada diferente combinación de diseño. Si corresponde, algunas combinaciones necesitarán de la multiplicación por el factor de presencia múltiple.

Las abreviaturas para cargas permanentes y transitorias y fuerzas a considerar según la AASHTO LRFD 2017 son:

Cargas permanentes:

<i>CR</i> =Efectos de fuerza debido a la fluencia	<i>DD</i> =Fricción negativa (dowdrag)
<i>DC</i> =Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales	<i>DW</i> =Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos
<i>PS</i> =Fuerzas secundarias de post tensado para estados límite de fuerza; fuerzas de pretensado totales para estados límite de servicio	<i>EL</i> =Tensiones residuales acumuladas, resultantes del proceso constructivo incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.
<i>ES</i> =Sobrecarga del suelo	<i>EH</i> =Empuje horizontal del suelo
<i>EV</i> =Presión vertical del peso propio del suelo de relleno	<i>SH</i> =Efectos de fuerza debido a las contracción

Cargas transitorias:

<i>BL</i> =Carga por explosión	<i>BR</i> =Fuerza de frenado de los vehículos
<i>CE</i> =fuerza centrífuga de los vehículos	<i>CT</i> =Fuerza de colisión de un vehículo
<i>CV</i> =Fuerza de colisión de una embarcación	<i>EQ</i> =Fuerzas de sismo
<i>FR</i> =Fuerzas de fricción	<i>IC</i> =Carga de hielo
<i>IM</i> =Incremento por carga vehicular dinámica	<i>LL</i> =Sobrecarga vehicular
<i>LS</i> =Sobrecarga viva	<i>PL</i> =Sobrecarga peatonal
<i>SE</i> =Efecto de fuerzas por asentamiento	<i>TG</i> =Efecto de fuerzas por gradiente de temperatura
<i>TU</i> =Efecto de fuerzas por temperatura uniforme	<i>WA</i> =Carga hidráulica y presión del flujo de agua
<i>WL</i> =Viento sobre la sobrecarga	<i>WS</i> =Viento sobre la estructura

Load Combination Limit State	DC	LL	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
	DD									EW	ES	EL	PS	CR
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Cuadro 5: Combinación de carga y factores de carga
[1]

Como se puede observar en el cuadro anterior (Cuadro 5), los factores de carga permanentes se presentan para las distintas combinaciones de cargas. Para las solicitaciones por cargas permanentes se debe seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica indicado en el Cuadro 6.

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
o Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
o Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
o All others		1.95	0.90
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Cuadro 6: Factores de carga permanentes, γ_p
[1]

Component	γ_{LL}
Prestressed concrete components designed using the refined estimates of time-dependent losses as specified in Article 5.9.5.4 in conjunction with taking advantage of the elastic gain	1.0
All other prestressed concrete components	0.8

Cuadro 7: Factores de carga viva para combinación de carga en Servicio III , γ_{LL}
[1]

El proceso estándar de calibración para el estado límite de resistencia consiste en probar diferentes combinaciones de factores de carga y resistencia en una variedad de puentes y sus componentes. Las combinaciones con las cuales se obtiene un índice de seguridad próximo al valor deseado o meta $\beta = 3,5$ se retienen para su potencial aplicación. Entre estas combinaciones, para cada tipo de componente estructural se eligen factores de carga γ constantes y los correspondientes factores de resistencia ϕ que reflejen su uso. Este proceso de calibración se ha realizado para una gran cantidad de puentes con longitudes no mayores que 195 ft [1].

3.8.3. Factor de presencia múltiple

Cuando se evalúa una estructura de puentes e incluye más de dos carriles, se puede utilizar un factor de reducción o multiplicador. Este factor consiste en reconocer la probabilidad reducida que todos los carriles estén totalmente cargados al mismo tiempo [2]. Estos factores se determinan en la sección 3.6.1.1.2 en la AASHTO 2017.

Cuando se analiza solo un carril el factor a utilizar es 1.2 para el diseño de la estructura.

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

Cuadro 8: Factor de presencia múltiple (m)
[1]

3.8.4. Incremento por carga dinámica

La carga de impacto es un incremento que se aplica a la carga estática de las ruedas para tomar en cuenta el impacto de las cargas de los vehículos en movimiento. Esto se puede atribuir debido a: las discontinuidades de la superficie del puente, grietas, baches, asentamientos del relleno, ondulaciones y excitaciones resonantes como resultado de frecuencias similares a vibraciones entre el puente y el vehículo [1].

La carga de impacto también llamada carga dinámica, está indicada en el Cuadro 9 a continuación. Los efectos estáticos del diseño del vehículo o tándem, no incluyendo las fuerzas centrífugas ni las de frenado, se incrementarán en el porcentaje indicado a continuación. No debe aplicarse a cargas peatonales ni a cargas de diseño del carril [1].

El factor que se aplica a la carga estática es: $\frac{1+IM}{100}$, donde IM significa incremento por carga vehicular dinámica.

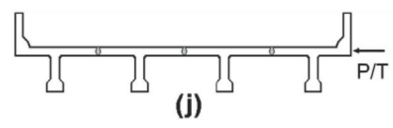
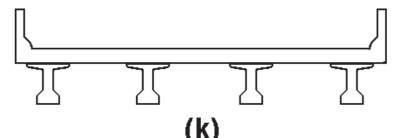
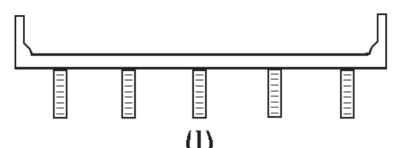
Componente	IM
Juntas de cubierta - Todos los límites de estado	75 %
Otros componenetes: Estado de límite de fatiga y fractura	15 %
Todos los demás estados de límites	33 %

Cuadro 9: Incremento de carga dinámica (carga de impacto)
[1]

3.8.5. Tipos comunes de superestructuras según AASHTO LRFD 2017

Existen diferentes superestructuras habituales a considerar, como lo clasifica la AASHTO LRFD 2017 en la sección 4.6.2.2. Esta sección proporciona modelos de secciones transversales donde el diseñador considerará conforme a tipo de material y evaluación estructural. Esto se puede observar en el Cuadro 10, donde indica el tipo de superestructura utilizado en esta investigación.

La sección transversal típica seleccionada para esta investigación es la tipo "K", la cual contiene un tablero de concreto colocado in situ y vigas tipo AASHTO prefabricadas. Existen otras clasificaciones para tipos de superestructuras, estas se pueden encontrar en los Cuadros 51 y 52 en la sección de anexos llamada "10.1: Continuación de tipos de superestructuras según AASHTO LRFD 2017".

Elemento de apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Sección "T" de concreto prefabricado con conectores de corte y con o sin postensado transversal	Concreto integral	
Secciones doble "T" o "T" con nervio de hormigón prefabricado	Concreto colocado in situ, concreto prefabricado.	
Vigas de madera	Concreto colocado in situ o tableros, paneles encolados / clavados o madera tensada	

Cuadro 10: Superestructuras habituales para puentes
[1]

3.8.6. Factores de distribución para cortante y momento flector por carga viva

Los factores de presencia múltiple no se deben utilizar junto con los métodos aproximados de asignación de cargas, excepto los métodos de momentos estáticos o la ley de momentos, ya que estos factores ya están incorporados en los factores de distribución [1].

El Cuadro 11 determina el término L (longitud) que se utiliza en las expresiones para calcular el factor de distribución de sobrecarga que se indicarán a continuación.

Solicitud	L (in)
Momento positivo	Longitud del tramo para el cual se está calculando el momento
Momento negativo - Cerca de los apoyos interiores de tramos continuos entre puntos de inflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos.	Longitud promedio de los dos tramos adyacentes
Momento negativo - Excepto cerca de los apoyos interiores de tramos continuos	Longitud del tramo para el cual se está calculando el momento
Corte	Longitud del tramo para el cual se está calculando el corte
Reacción exterior	Longitud del tramo exterior
Reacción interior de un tramo continuo	Longitud promedio de los dos tramos adyacentes

Cuadro 11: Longitud para usar en las ecuaciones de distribución de sobrecarga [1]

Método de los factores de distribución para momento por carga viva

Desde ya se es de suma importancia saber que los cuadros que indican los factores de distribución se encuentran en sistema inglés. Los valores de "S" y "L" se ingresan en ft y los valores de "t_s" y "K_g" se ingresan en in.

El significado de la simbología utilizada es:

A: es el área de la viga (in^2)

d_e : es la distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de la barrera para tráfico (in)

e: es el factor de corrección

g: es el factor de distribución

I: es la inercia de la viga (in^4)

K_g: es el parámetro de rigidez longitudinal (in^4)

L: es la longitud del tramo de la viga

N_b : es el número de vigas

S : es la separación entre vigas (*in*)

t_s : es la profundidad de la losa de concreto (*in*)

Para vigas interiores con tableros de hormigón

El momento flector de carga viva para vigas interiores con losas de concreto debe ser determinado como lo indica la AASHTO LRFD 2017 en la sección 4.6.2.2.2b, este se indica en el Cuadro 12.

Tipo de viga	Sección transversal aplicable**	Factores de distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de concreto*	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como unidad	Un carril de diseño cargado: $0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1}$ Dos o más carriles de diseño cargado: $0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$ $10,000 \leq K_g \leq 7,000,000$

Cuadro 12: Factor de distribución de carga viva para momento en vigas interiores [1]

*Nota: Tablero de concreto emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuesto con losa de concreto armado sobre vigas de acero o concreto, vigas "T" de concreto, secciones "T" y doble "T" de concreto.

**Nota: Sección transversal aplicable de las superestructuras especificadas en Cuadro 4.6.2.2.1-1 en la AASHTO LRFD 2017

Donde el parámetro de rigidez longitudinal K_g se debe calcular como lo indica la ecuación 1:

$$K_g = n(I + Ae_g^2) \quad (1)$$

$$n = \frac{E_B}{E_D} \quad (2)$$

Donde:

E_B es el módulo de elasticidad de la viga

E_D es el módulo de elasticidad de la losa

I es el momento de inercia de la viga simple

A es el área de la viga simple

e_g es la distancia del centroide de la viga en sección simple al centroide de la losa de rodadura

Para vigas exteriores con tableros de hormigón

El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se puede determinar según la sección 4.6.2.2.2d de la AASHTO LRFD 2017. Estos factores se indica en el Cuadro 13.

La distancia d_e se deberá tomar como positiva si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la baranda o barrera para el tráfico y negativa si está hacia fuera de la barrera para el tráfico [1].

Tipo de viga	Sección transversal aplicable**	Factores de distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de concreto*	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como unidad	<p>Un carril de diseño cargado:</p> <p>Utilizar la regla de la palanca (momentos)</p> <p>Dos o más carriles de diseño cargado:</p> $g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{9.1}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$

Cuadro 13: Factor de distribución de carga viva para momento en vigas exteriores [1]

*Nota: Tablero de concreto emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuesto con losa de concreto armado sobre vigas de acero o concreto, vigas "T" de concreto, secciones "T" y doble "T" de concreto.

**Nota: Sección transversal aplicable de las superestructuras especificadas en Cuadro 4.6.2.2.1-1 en la AASHTO LRFD 2017

Método de los factores de distribución para corte

Para vigas interiores con tableros interiores

El corte por sobrecarga para las vigas interiores se puede determinar como lo indica la sección 4.6.2.2.3a de la AASHTO LRFD 2017. A continuación el Cuadro 14 indica el factor de distribución para corte en cargas vivas para tablero de concreto emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuesto con losa de concreto armado sobre vigas de acero o concreto, vigas T de concreto, secciones T y doble T de concreto.

Tipo de viga	Sección transversal aplicable**	Factores de distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de concreto*	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como unidad	Un carril de diseño cargado: $0.36 + \left(\frac{S}{25}\right)$ Dos o más carriles de diseño cargado: $0.20 + \frac{S}{12} \left(\frac{S}{35}\right)^{2.0}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$

Cuadro 14: Factor de distribución de carga viva para corte en vigas interiores [1]

*Nota: Tablero de concreto emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuesto con losa de concreto armado sobre vigas de acero o concreto, vigas "T" de concreto, secciones "T" y doble "T" de concreto.

**Nota: Sección transversal aplicable de las superestructuras especificadas en Cuadro 4.6.2.2.1-1 en la AASHTO LRFD 2017

Para vigas exteriores con tableros interiores

El corte por sobrecarga para las vigas interiores se puede determinar como lo indica la sección 4.6.2.2.3b de la AASHTO LRFD 2017. A continuación el Cuadro 15 indica el factor de distribución para corte en cargas vivas para tablero de concreto emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuesto con losa de concreto armado sobre vigas de acero o concreto, vigas T de concreto, secciones T y doble T de concreto.

La distancia d_e se deberá tomar como positiva si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la baranda o barrera para el tráfico y negativa si está hacia fuera de la barrera para el tráfico [1].

Tipo de viga	Sección transversal aplicable**	Factores de distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de concreto*	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como unidad	<p>Un carril de diseño cargado:</p> <p>Utilizar la regla de la palanca (momentos)</p> <p>Dos o más carriles de diseño cargado:</p> $g = e g_{interior}$ $e = 0.60 + \frac{d_e}{10}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$

Cuadro 15: Factor de distribución de carga viva para corte en vigas exteriores [1]

*Nota: Tablero de concreto emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuesto con losa de concreto armado sobre vigas de acero o concreto, vigas "T" de concreto, secciones "Tz doble "T" de concreto.

**Nota: Sección transversal aplicable de las superestructuras especificadas en Cuadro 4.6.2.2.1-1 en la AASHTO LRFD 2017

3.9. Deflexiones según la AASHTO LRFD 2017

Las deflexiones para carga viva máxima permitida, según la AASHTO LRFD 2017 en la sección 2.5.2.6.2, debe ser menor a $L/800$ o $L/1000$ para puentes sin banqueteta y con banqueteta, respectivamente.

El diseño de un puente se puede controlar por deflexiones, para esto se pueden aplicar los siguientes principios:

- Al investigar la máxima deflexión absoluta, todos los carriles de diseño deben estar cargados y se asume que todos los elementos portantes se deformen de manera igual.
- Para el diseño compuesto, el diseño de la sección transversal debería incluir la totalidad del ancho de la carretera y las porciones estructuralmente continuas de las banquetas, aceras y barreras divisorias.
- El número y posición de los carriles cargados se deberían seleccionar de manera que se produzca el peor efecto diferencial, y así chequear los máximos desplazamientos relativos.

Construcciones de acero, aluminio y concreto	
Carga	Límite de deflexión
Vehicular, general	Longitud / 800
Vehiculares y/o peatones	Longitud / 1,000
Vehidcular sobre voladizo	Longitud / 300
Vehicular y/o peatonales sobre voladizo	Longitud / 375
Construcciones de madera	
Carga	Límite de deflexión
Vehiculares y/o peatonales	Longitud / 425
Vehicular sobre tablonos y paneles de madera (máxima deflexión relativa entre bordes adyacentes)	0.10 in
Tableros de placas ortótropas	
Carga	Límite de deflexión
Vehicular sobre placa del tablero	Longitud / 300
Vehicular sobre los nervios de un tablero ortótropo metálico	Longitud / 1,000
Vehicular sobre los nervios de tableros ortótropos metálicos (máxima deflexión relativa entre nervios adyacentes)	0.10 in

Cuadro 16: Límite de deflexión para estructuras de puentes [1]

Las deflexiones buscan restringir esfuerzos, deformaciones y ancho de fisuras que se generan en una estructura vehicular bajo condiciones regulares de servicio [5]. En ausencia de otros criterios, se debe considerar los criterios de deflexión límite indicados en la sección 2.5.2.6.3 [1].

Concreto pretensado		
Tipo de viga	Tramos simples	Tramos continuos
Losas	$0.030L \geq 6.5in$	$0.027L \geq 6.5in$
Vigas cajón CIP	$0.045L$	$0.040L$
Vigar tipo I prefabricadas	$0.045L$	$0.040L$
Vigas de estructura peatonal	$0.033L$	$0.030L$
Vigas cajón adyacentes	$0.030L$	$0.025L$

Cuadro 17: Espesor mínimo utilizado tradicionalmente para estructuras de espesor constante [1]

3.10. Diseño de cargas vivas vehiculares

La fuerza extrema según la sección 3.6.1.3 de la AASHTO debe ser tomada como la mayor entre:

- El efecto del diseño de carga del tándem combinado con el efecto de la carga de diseño del carril.
- El efecto de diseño del vehículo con la separación variable entre ejes combinado con el efecto de diseño del carril. El espaciamiento del vehículo debe estar conforme lo especifica la sección 3.6.1.2.2 de la AASHTO LRFD 2017.
- Para momentos negativos entre los puntos de contra flexión bajo una carga uniforme en los tramos y la reacción solo en pilas interiores, el 90 % de la sollicitación debida a los dos camiones de diseño espaciado a 50 pies entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro camión, combinado con el 90 % del efecto de la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 32.0 kips de cada camión se tomará como 14 pies. Los dos camiones de diseño se colocarán en espacios adyacentes para producir los efectos de fueras máximas [1].

3.11. Cargas durante la construcción

El diseñador debe tomar en cuenta las cargas de construcción que la estructura soportará en el diseño. Las cargas de construcción únicas durante el diseño deben ser:

3.11.1. Encofrado

Para el encofrado, principalmente de madera, se debe suponer carga distribuida muerta de 0.010 ksf.

La carga viva de diseño para los elementos estructurales que soportan el encofrado tiene un área grande, por lo que se debe tomar en cuenta 0.020 ksf para estos [1].

3.11.2. Carga viva durante construcción

Se debe asumir una carga distribuida viva de 0.050 ksf [1].

3.12. Métodos de diseño

Existen dos métodos de diseño. La selección de las combinaciones de carga para diseño estructural depende del método de diseño que norma al sistema estructural de interés.

3.12.1. Método de diseño ASD

Allowable stress design por sus siglas en inglés, ASD. Es un método donde se comparan los esfuerzos reales con los esfuerzos permisibles. Cabe mencionar que los esfuerzos permisibles cuentan con un factor de seguridad [15].

Según la NSE 2-2018 para Guatemala nombrada: "Demandas estructurales y condiciones de sitio" describe este método como "método de esfuerzos permisibles". Un método que compara una combinación de cargas con una resistencia nominal dividida por un factor de seguridad.

Sus combinaciones se muestran en el Cuadro 18, tomadas desde la sección 2.4.1 de ASCE/SEI standard 7-16.

3.12.2. Método de diseño LRFD

Load and resistance factor design por sus siglas en inglés, LRFD. Es un método de diseño por factores de carga y resistencia. Este método permite cambios con mucha facilidad que el método ASD. Las combinaciones de carga se pueden encontrar en la sección 5.3 de ACI 318S-14 o en la sección 2.3.1 de ASCE/SEI standard 7-16, tal como se indica en el Cuadro 18. Sus valores son estadísticos e independientes de los materiales utilizados [15].

Sus estados límites se dividen en dos categorías: **Resistencia** (comportamiento para resistencia dúctil, pandeos, fatiga, fractura, volteo o deslizamiento) y **Servicio** (funcionalidad de deflexiones, vibraciones, deformaciones permanentes y rajaduras). Este método busca que la estructura no sobrepase los estados límites mencionados.

Este método se define en la NSE 2 -2018 para Guatemala, indicada anteriormente, como "método de diseño por factores de carga y resistencia". Descrita como un método que compara una combinación de cargas factoradas o mayoradas con una resistencia nominal del componente estructural, reducida por un factor de confiabilidad que depende del sistema constructivo y el tipo de esfuerzo. Según la NSE 2 este método permite una aproximación más selectiva a las incertidumbres de los distintos tipos de carga y los diferentes tipos de esfuerzos.

Según la NSE 5.2 llamada "Puentes de tamaño y altura limitados" para Guatemala, indica que la metodología LRFD y sus combinaciones serán necesarias para establecer la carga mayorada resultante que se generará para un proyecto específico de puente y que se utilizará para diseñar los diferentes elementos que conforman la estructura de un puente de acuerdo con el material y tipología de puente definida.

"El método LRFD representa un avance más notable sobre el método ASD, debido a que el método LRFD permite tomar en cuenta diferentes grados de incertidumbre y una gran variabilidad en la estimación de cargas y resistencias. El método LRFD provee la incorporación de modelos probabilísticos que permiten una confiabilidad en el diseño. El método LRFD provee una base más racional de lo que pueda proveer el método ASD" [15].

Método de diseño LRFD	Método de diseño ASD
$1.4D$	D
$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	$D + L$
$1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L_r \text{ o } 0.5W)$	$D + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
$1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	$D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
$1.2D + E + L + 0.2S$	$D + (0.6W)$
$0.9D + 1.0W$	$D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
$0.9D + 1.0E$	$0.6D + 0.6W$

Cuadro 18: Combinación de cargas según el método de diseño especificado
Combinaciones tomadas de ACI 318S-14 y ASCE 7-16

3.13. Especificaciones del concreto

3.13.1. Factor de resistencia

Este factor considera la variabilidad de las propiedades de los materiales, en este caso se presentan los factores de resistencia del concreto. Este factor también se relaciona con aspectos estadísticos de las cargas a través del proceso de calibración.

A continuación, se presenta en el Cuadro 19 los factores de resistencia del concreto obtenidos de la AASHTO sección 5.5.4.2.

Factor de resistencia para:	ϕ
Para flexión y tensión del hormigón armado	0.90
Para flexión y tracción del hormigón pretensado	1.00
Para corte y torsión de concreto reforzado:	
concreto de densidad normal	0.90
concreto de baja densidad	0.90
Para corte y torsión en secciones de concreto pretensado monolítico y con función de juntas en campo, con torones adheridos:	
concreto de densidad normal	0.90
concreto de baja densidad	0.90
Para apoyo sobre hormigón	0.70
Para compresión en modelos de bielas y tirantes	0.70
Para compresión en zonas de anclaje:	
hormigón de densidad normal	0.80
hormigón de baja densidad	0.80
Para tracción en el acero en las zonas de anclaje	1.00
Para resistencia durante el hincado de pilotes	1.00

Cuadro 19: Factores de resistencia del concreto

[1]

Cuando la deformación unitaria neta a tracción del acero de refuerzo extremo a tracción es suficientemente grande (≥ 0.05), la sección se define como controlada por tensión. Un elemento en tensión de tracción puede dar una advertencia previa de falla con deflexión y fisuración excesiva [16].

Cuando la deformación unitaria neta a tracción en el acero de refuerzo extremo es pequeña ($\leq \epsilon_{ct}$), el elemento entra en una condición de falla frágil. Este da ninguna advertencia clara de la falla inminente [16].

La región de transición se encuentra entre ϵ_{ct} y 0.005 , los elementos se encuentran controlados por compresión y tensión. El factor de resistencia se puede calcular como se muestra en la Figura 19.

Normalmente las vigas y losas están controladas por tensión de tracción. Para secciones controladas por compresión, se usan un factor de resistencia menor que para secciones controladas por tensión. Esto es porque las secciones controlados por compresión tienen menor ductilidad y ocurre en elementos que soportan áreas de carga mayores, por ejemplo, las columnas [16].

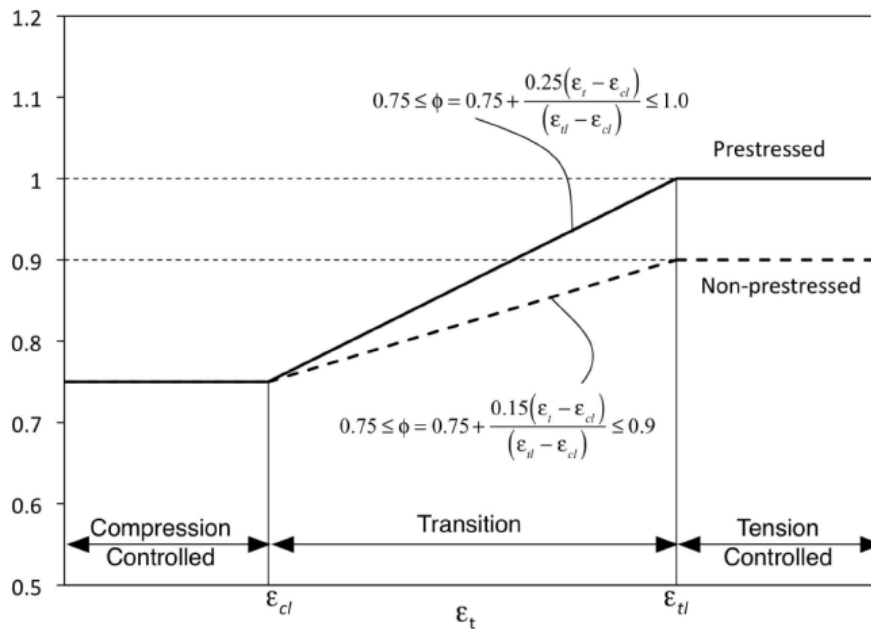


Figura 19: Variación de ϕ con resistencia a la tensión neta para refuerzos no pretensado y para acero pretensado

[1]

3.13.2. Resistencia del concreto

El concreto tiene una alta resistencia a la compresión y una muy baja resistencia a la tensión. El concreto reforzado es una combinación de concreto y acero donde el acero proporciona la tensión que carece el concreto [10]. El concreto reforzado presenta ventajas en las estructuras, este tiene gran resistencia a las acciones del fuego y el agua. La resistencia

no disminuye con el tiempo, sino que en realidad aumenta con los años, debido al largo proceso de solidificación.

El concreto y el acero de refuerzo funcionan en conjunto en forma excelente en las estructuras de concreto reforzado. Las ventajas de cada material compensan las desventajas del otro [10].

3.13.3. Resistencia del concreto a la compresión

La resistencia a la compresión (f'_c) se define como el promedio de la resistencia de dos pruebas tomadas de la misma muestra probadas a los 28 días.

No se debe utilizar hormigones con resistencias menores de 2.4 ksi en aplicaciones estructurales. Y la resistencia a compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 4.0 ksi.

3.13.4. Resistencia del concreto al esfuerzo cortante

Los procedimientos de diseño se basan primordialmente en los datos de pruebas, esfuerzo cortante medio y esfuerzo de tensión diagonal. El primero sirve como indicador de su magnitud. Si este excede un cierto valor, se considera necesario emplear un refuerzo cortante en el alma [10].

La resistencia nominal o teórica por cortante de un miembro, es provista por el concreto y refuerzo.

$$V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (3)$$

La resistencia al cortante suministrada por el concreto, se considera igual a una resistencia de esfuerzo cortante medio. La resistencia aumenta conforme se incrementa la cantidad de refuerzo. Al aumentar la cantidad de acero, la longitud y el ancho de las grietas se reducen [10].

$$V_c = 2 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (4)$$

Donde:

b_w es el ancho de una viga rectangular o del alma de una viga T o viga I.

3.13.5. Módulo de elasticidad del concreto

Es una propiedad mecánica que indica la rigidez de un material. Su estudio es importante, este sirve para la rigidez de un material. El valor depende del tipo de concreto, dosificación, tipo y origen del agregado y por las diferentes repuestas ante cargas [17].

A mayor resistencia del concreto y mayor densidad se tiende a obtener, mayor módulo de elasticidad, sin embargo, depende muchas veces de los componentes y dosificación del concreto o mortero los valores pueden diferir de manera apreciable.

El módulo de elasticidad, para el concreto puede tomarse como $E_c = 33,000 * w_c^{1.5} * \sqrt{f'_c}$ (en ksi), para valores de w_c comprendidos entre 0.090 y 0.155 kcf. Para concreto de densidad normal puede tomarse como $1820 * \sqrt{f'_c}$.

Donde:

E_c se define como la pendiente de la secante trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo de compresión de $0.23f'_c$.

w_c es el peso del concreto en kilo libras por pie cúbico.

f'_c es su resistencia a la compresión especificada a los 28 días en kcf.

El módulo de elasticidad del concreto es sensible al módulo de elasticidad del agregado y puede diferir del valor especificado. Los valores medidos varían típicamente de 120 % a 80 % del valor especificado” [16].

Para concreto de peso normal que pesa aproximadamente $145 \frac{lb}{ft^3}$, el código ACI establece que la siguiente versión simplificada de la expresión anterior se puede usar para determinar el módulo como $E_c = 57000 * \sqrt{f'_c}$ [10].

3.13.6. Módulo de ruptura del concreto

La AASHTO LRFD 2017 en la sección 5.4.2.6 especifica el módulo de ruptura para resistencias de concreto liviano con resistencias a la compresión especificadas sobre 10 ksi y concreto de peso normal con resistencias a la compresión especificadas arriba de 15 ksi debe ser $0.24\lambda\sqrt{f'_c}$, si estas no se determinan mediante pruebas físicas.

El comentario de esta misma sección determina un valor de $0.37\lambda\sqrt{f'_c}$ recomendado para la resistencia a la tensión del concreto de alta resistencia.

Donde:

λ es el factor modificador de densidad para el concreto.

La sección 5.4.2.7 de la AASHTO LRFD 2017 indica que para concreto de peso normal λ se debe tomar como 1.0

3.13.7. Contracción y fluencia lenta del concreto

La contracción y la fluencia lenta se determinan sobre la pérdida de fuerza de pretensado en los puentes continuos. Estas son propiedades variables que dependen de diversos factores, algunos de los cuales pueden ser desconocidos en el diseño. Sin ensayos previos, los métodos empíricos no permiten que los resultados con errores menores del 50 % [1].

Los valores de contracción y fluencia lenta especificados se utilizan para determinar los efectos de la contracción y fluencia lenta sobre la pérdida de fuerza de pretensado en los puentes. En ausencia de datos precisos, según la AASHTO LRFD 2017 en la sección 5.4.2.3, se puede asumir los valores de coeficientes de contracción como 0.0002 luego de 28 días y 0.0005 luego de un año de secado.

La fluencia se ve afectada por la magnitud y duración de las cargas, por la madurez del hormigón en el momento de aplicación de las cargas y la temperatura.

La contracción se ve afectada por características y proporciones de los agregados, humedad media en el sitio de emplazamiento del puente, relación agua-cemento, tipo de curado, relación volumen-área superficial del elemento y duración del período de curado. La contracción del hormigón puede variar considerablemente, desde contracción nula hasta 0.0008 en el caso de secciones delgadas que no se curan adecuadamente [1].

3.13.8. Fricción elástica

Las fuerzas debidas a la fricción se deberán establecer en base a los valores extremos del coeficiente de fricción entre las superficies deslizantes. Cuando corresponda, se deberá considerar la influencia sobre el coeficiente de fricción de la humedad y la posible degradación o contaminación de las superficies de deslizamiento o rotación [1].

Según la sección 5.8.4.3 de la AASHTO 2014 los coeficientes para la cohesión y coeficiente de fricción son:

Coeficiente de Cohesión (c) (ksi)	Coeficiente de fricción μ	Descripción
0.28	1.00	Para hormigón colocado contra una superficie limpia de hormigón endurecido a la cual se le ha introducido una rugosidad de 0.25 in.
0.40	1.40	Para hormigón colocado de forma monolítica.
0.24	1.00	Para concreto liviano colocado monolíticamente, o no, contra una superficie de concreto limpia, libre de lechada con superficie rugosa intencionalmente con 0.25 in de amplitud.
0.24	1.00	Para concreto de peso normal colocado contra la superficie de concreto limpia, libre de lechada, con superficie rugosa intencionalmente a una amplitud de 0.25 in.
0.075	0.60	Para concreto colocado contra una superficie limpia, libre de lechada y sin rugosidad intencional.
0.025	0.70	Para el hormigón anclado al acero estructural laminado mediante barras de refuerzo donde todo el acero en contacto está limpio y sin pintura.

Cuadro 20: Coeficiente de cohesión y coeficiente de fricción en el concreto [1]

Nota: Existen factores para la resistencia del concreto disponible para resistir el corte de la interfaz y limitación de resistencia al corte que se especifican en la sección 5.8.4.3 que se también se aplican en el Cuadro 20.

3.14. Relación modular entre el concreto y acero

En vigas de hormigón armado, en el rango elástico es posible aplicar la ley de Hooke para ambos materiales considerando además que las deformaciones del hormigón y del acero son iguales:

$$\epsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad y \quad \epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

“Cuando el momento flexionante es lo suficientemente grande que los esfuerzos de tensión en las fibras extremas resulten mayores que el módulo de ruptura, se supone que todo el concreto en el lado de tensión de la viga está agrietado y se puede desechar en los cálculos de flexión” [10].

“El momento de agrietamiento de una viga es normalmente muy pequeño comparado con el momento de carga de servicio. Así, cuando se aplican las cargas de servicio, el lecho inferior de la viga se agrieta. El agrietamiento de la viga no implica necesariamente que la viga va a fallar. Las varillas de refuerzo en el lado de tensión comienzan a absorber la tensión causada por el momento aplicado” [10].

“Se supone que en el lado de tensión de la viga se da una adherencia perfecta entre las varillas de refuerzo y el concreto. Así, las deformaciones unitarias en el concreto y en el acero serán iguales a distancias iguales del eje neutro. Pero si las deformaciones unitarias en los dos materiales en un punto particular son las mismas, los esfuerzos correspondientes no serán iguales, ya que los módulos de elasticidad son diferentes. Así, los esfuerzos en los dos materiales serán proporcional a la razón de sus módulos de elasticidad. La razón del módulo del acero al módulo del concreto se denomina razón modular n ” [10].

$$n = \frac{E_s}{E_c} \tag{5}$$

3.15. Concreto presforzado

El concreto presforzado es la creación de esfuerzos internos permanentes en el sistema de concreto. Con esto se trata de mejorar el comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia.

“El diseño de miembros y sistemas preesforzados deben basarse en la resistencia y en el comportamiento en condiciones de servicio durante todas las etapas de carga que sean críticas durante la vida de la estructura desde el momento en que el preesforzado se aplique por primera vez” [16].

El concreto presforzado existe en dos categorías: concreto pretensado y concreto postensado. Lo que buscan ambos sistemas es reducir los esfuerzos de tensión en el concreto y por lo tanto eliminar las fisuras y agrietamientos [18].

3.15.1. Sistema de concreto pretensado

Los elementos pretensados se refieren al método en el cual los tendones se tensan antes de colocar el concreto. Después que el concreto ha alcanzado su endurecimiento propio, los tendones se alivian y de esta forma el preesfuerzo es transferido al hormigón por adherencia.

Los elementos pretensados logran que las tracciones que producen las cargas de servicios se reduzcan a una disminución de la compresión ya existente en el material.

“El hormigón pretensado corresponde a una forma especial de construcción en hormigón armado que tiene por objeto evitar la formación de fisuras bajo la carga de trabajo y al mismo tiempo utilizar mejor los materiales. Por sus características de flexibilidad y reducida sección, se puede considerar como el material más apto para sustituir ventajosamente al hormigón armado” [19].

Para la construcción de puentes pretensados, se necesita de vigas prefabricadas. Estas se definen como vigas de productos standard que no son realizadas en obra. Estas deben ser fabricadas por personal calificado y ser transportadas al lugar de uso. No son sometidas a ningún punto de tensión desfavorable hasta el momento de su uso.

Las vigas pretensadas generalmente son prefabricadas en planta para luego se deben transportar a obra y así asegurar la calidad de los materiales. Este método es más útil para secciones transversales pequeñas. Suele ser más eficiente y económico [18].

3.15.2. Concreto postensado

Un sistema postensado consiste en tendones que se ubican dentro de un ducto que se coloca en el encofrado en donde se colará el hormigón. Después que el hormigón alcanza su resistencia, se aplica la tensión en el tendón y se ancla en los extremos. Posteriormente se rellena la vaina con mortero para evitar la corrosión y movimiento relativos entre los torones. Durante el tensado del tendón, las deformaciones en el acero y en el hormigón no son compatibles, por lo que el hormigón se acorta de forma instantánea, sin causar pérdidas en la fuerza de postensado [20].

Este método es útil para secciones de gran tamaño y menores pérdidas en la fuerza de preesforzado.

3.16. Vigas tipo AASHTO

Este tipo de vigas se utilizan para puentes peatonales y pasos a desnivel, son elementos estructurales ideales para soportar cargas para puentes en claros hasta 98.43 ft (30 metros). Sus dimensiones permiten que el transporte sea práctico y el ahorro de tiempo total de ejecución disminuya en obra.

3.16.1. Vigas AASHTO tipo I

Este tipo de vigas existen estandarizadas como se muestra en el Cuadro 21, con dimensiones dadas en Guatemala, este tipo de vigas es más comercial y transportable hacia los proyectos.

Tipo	Peralte		Ancho inferior		Ancho superior		Claro mín-máx		Área sección transversal	
	(in)	(cm)	(in)	(cm)	(in)	(cm)	(in)	(m)	(in ²)	(cm ²)
I	27.95	71.00	15.75	40.00	11.81	30.00	3.94 a 5.12	10 a 13	270.17	1743
II	35.83	91.00	17.72	45.00	11.81	30.00	4.72 a 7.09	12 a 18	360.38	2325
III	45.28	115.0	22.05	56.00	15.75	40.00	6.30 a 9.45	16 a 24	562.50	3629
IV	53.15	135.0	25.98	66.00	19.69	50.00	8.27 a 11.81	21 a 30	770.97	4974
V	63.00	160.0	27.95	71.00	42.13	107.0	10.63 a 14.17	27 a 36	1001.77	6463
VI	72.04	183.0	27.95	71.00	42.13	107.0	12.99 a 16.54	33 a 42	1073.07	6923

Cuadro 21: Propiedades de secciones AASHTO tipo I [21]

3.16.2. Vigas AASHTO tipo T

“Este es diseñado para salvar claros con capacidad para soportar diversas sobrecargas. Estas se utilizan comúnmente en sistemas de entresijos, cubiertas industriales, puentes, muros de fachada, entre otros. Se fabrican en diferentes anchos y tanto su peralte como su longitud pueden variar dependiendo el requerimiento“ [22].

Tipo	Peralte		Ancho inferior		Ancho superior		Claro mín-máx		Área sección transversal	
	(in)	(cm)	(in)	(cm)	(in)	(cm)	(in)	(cm)	(in ²)	(cm ²)
T	47.24 max	120 max	Variable		118.11	300.0	5.91 a 7.87	15 a 20	Variable	

Cuadro 22: Propiedades de secciones AASHTO tipo T

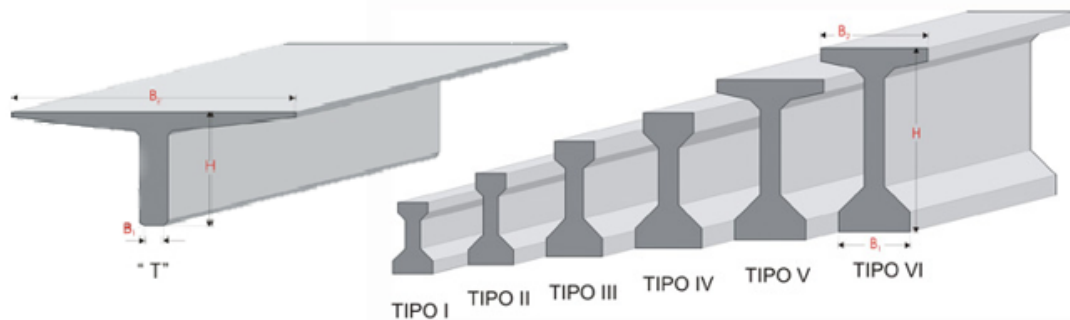


Figura 20: Vigas AASHTO tipo I y T [21]

3.17. Esfuerzos permisibles para el concreto preesforzado

3.17.1. Esfuerzo permisible en el concreto en elementos preesforzados

Los límites de esfuerzos de compresión existen para antes y después de las pérdidas. Antes de las pérdidas, en puentes construidos por segmentos los elementos de hormigón pretensado tendrán un límite para la tensión de $0.65f'_{ci}$ (ksi). Si supera este límite la sección de concreto puede presentar micro fisuras en la zona de tensión. Después de las pérdidas los límites deben tomarse según la combinación de carga para estado límite de servicio I. Esto se puede chequear en la sección 3.8.1: Combinación de cargas según AASHTO, de este documento.

Donde:

f'_{ci} es la resistencia nominal a la compresión del hormigón en el momento de aplicar fuerza a los tendones (ksi).

Después de las pérdidas de pretensado, existen límites para la tensión que se puede generar en el elemento. Se deben aplicar los límites indicados a continuación:

Ubicación	Compresión límite (ksi)
Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0.45f'_{ci}$
En puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0.45f'_{ci}$
Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manupuleo	$0.60\phi_w f'_{ci}$

Cuadro 23: Límites para el esfuerzo a compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas en elementos totalmente pretensados

[1]

Donde:

ϕ_w es el factor de reducción el cual se tomará como 1.0 si las relaciones de esbeltez de las almas y alas son menores o igual que 15. De lo contrario el factor de reducción, se deberá calcular según el artículo 5.7.4.7.2 de la AASHTO LRFD 2017.

3.17.2. Esfuerzo de tensión

El esfuerzo de tensión temporal en concreto pretensado antes de las pérdidas se deben tomar como lo indica el Cuadro 24.

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	<ul style="list-style-type: none"> ■ En la zona de tracción precumprimida sin armadura adherente 	N/A
	<ul style="list-style-type: none"> ■ En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente 	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.2$ (ksi)
	<ul style="list-style-type: none"> ■ En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5f_y$ no mayor que 30 ksi. 	$0.24\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
	<ul style="list-style-type: none"> ■ Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados 	$0.158\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)

Cuadro 24: Límites para el esfuerzo a tensión temporaria en el concreto antes de las pérdidas en elementos totalmente pretensado

[1]

La sección 5.4.2.7 de la AASHTO LRFD 2017 indica que para concreto de peso normal λ se debe tomar como 1.0

Después de las pérdidas los límites deben tomarse según las combinaciones de cargas de servicio que involucran cargas de tráfico, las tensiones de tracción en los elementos que tienen tendones de pretensado adherentes o no adherentes se deberían investigar utilizando la combinación de cargas para estado límite de Servicio III [1]. Esto se puede chequear en la sección 3.8.1: Combinación de cargas según AASHTO, de este documento. Además, se deben aplicar los límites indicados a continuación, ver Cuadro 25:

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	Tensión en la zona de tensión precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas:	
	<ul style="list-style-type: none"> ■ Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas. 	$0.190\lambda\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.60$ (ksi)
	<ul style="list-style-type: none"> ■ Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas. 	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.30$ (ksi)
	<ul style="list-style-type: none"> ■ Para elementos con tendones de pretensado no adherentes 	Tensión nula

Cuadro 25: Límites para el esfuerzo de tensión en el concreto pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas en elementos totalmente pretensado [1]

La sección 5.4.2.7 de la AASHTO LRFD 2017 indica que para concreto de peso normal λ se debe tomar como 1.0

3.18. Acero de preesfuerzo

Los primeros trabajos con concreto presforzado, donde se usaban varillas ordinarias de refuerzo para inducir las fuerzas de preesfuerzo en el concreto, no tuvieron éxito porque los bajos esfuerzos que podían aplicarse a esas varillas se perdían completamente debido al flujo plástico y a la contracción del concreto. Ahora se usan tres formas de acero de preesfuerzo: los alambres simples, los torones de alambre y las varillas. Cuanto mayor es el diámetro de los alambres, menor resulta su resistencia y adherencia al concreto. Como consecuencia, los alambres se fabrican con diámetros de 0.192 plg hasta un máximo de 0.276 plg (aproximadamente 9/32 plg) [10].

El acero pretensado debe satisfacer cierto número de condiciones que se exigen a un producto de calidad: sus características mecánicas deben ser elevadas, regulares, deben presentar ductilidad y tenacidad suficientes, al mismo tiempo que una resistencia a la corrosión lo mejor posible para asegurar la seguridad de las construcciones. Además, su precio debe ser moderado para permitir que el hormigón pretensado sea competitivo con otros materiales de construcción [23].

El acero para el concreto pretensado son tendones de preesfuerzo tensados antes de colocar el concreto. Después que este endurece lo suficiente, se cortan los tendones y la fuerza de preesfuerzo se transmiten al concreto por adherencia.

3.18.1. Propiedades de los cables de pretensado

Para este tipo de acero la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia se pueden tomar como se especifica a continuación (ver Cuadro 26):

Material	Grado o tipo	Diámetro (in)	Resistencia a la tracción f_{pu} (ksi)	Tensión de fluencia f_{py} (ksi)
Cables	270 ksi	0.375 a 0.6	270	90 % de f_{pu}
Barras	Tipo 1, Lisas	3/4 a 1-3/8	150	85 % de f_{pu}
	Tipo 2, Conformadas	5/8 a 2.5	150	80 % de f_{pu}

Cuadro 26: Propiedades de los cables y barras de pretensado [1]

Donde:

f_{pu} es la resistencia a tensión especificada del acero de pretensado (ksi).

Según la AASHTO en el artículo 5.4.4.1 si existe una documentación técnica que indique los detalles del pretensado, según el requerimiento de fuerzas de pretensado el contratista tendrá el criterio de elegir.

3.18.2. Esfuerzos permisibles en el acero de preesfuerzo

La tensión en los tendones en los estados límites de resistencia y evento extremo no deberán ser mayor que el límite de resistencia a la tracción como se especifica en el Cuadro de la sección 5.9.2.2 de la AASHTO LRFD 2017. Estos límites se muestran a continuación en el Cuadro 27:

Condición	Tipos de tendón		
	Cables aliviados de tensión y barras lisas de alta tensión	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Inmediatamente antes de la transferencia (f_{pbt})	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	-
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

Cuadro 27: Límite de tensión para los tendones de pretensado [1]

Donde:

f_{pu} es la resistencia a tensión especificada del acero de pretensado (ksi).

f_{py} es la tensión de fluencia del acero de pretensado (ksi).

3.18.3. Módulo de elasticidad del acero pretensado

Según la AASHTO artículo 5.4.4.2 el módulo de elasticidad para el acero de preesforzado debe determinarse mediante ensayos o ser informado por el fabricante. En ausencia de datos precisos puede usarse:

Para cables: $E_p=28,500$ ksi

Para barras: $E_p=30,000$ ksi

3.18.4. Armadura para limitar la fisuración

Las causas de la fisuración en el concreto pueden ser antes del endurecimiento por temperaturas, plásticas y por movimientos durante la ejecución o puede causar la fisuración después del endurecimiento por aspectos físicos, químicos, térmicas y estructurales.

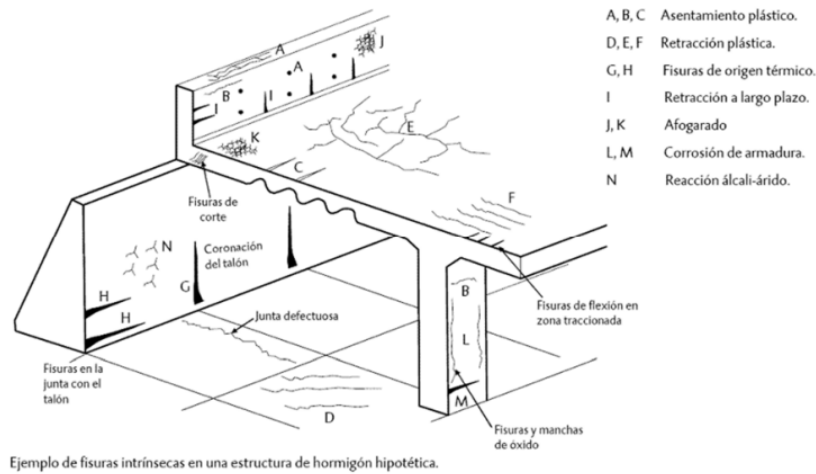


Figura 21: Ejemplo de fisuras en una estructura de hormigón hipotética [24]

Una armadura para limitar la fisuración es una malla ortogonal de barras de armadura próxima a cada cara. El objetivo es controlar el ancho de las grietas y garantizar la ductilidad del miembro. La separación de las barras de estas mallas no deberá ser mayor que $d/4$ y 12 pulg [1].

El refuerzo vertical y horizontal, según la AASHTO LRFD 2017 en el Artículo 5.8.2.6 debe satisfacer lo siguiente:

$$\frac{A_v}{b_w s_v} \geq 0.003 \quad y \quad \frac{A_h}{b_w s_h} \geq 0.003$$

Donde:

A_v es el área total de refuerzo para control de grieta vertical dentro del espaciamiento s_v , (in^2).

A_h es el área total de refuerzo para control de grieta horizontal dentro del espaciamiento s_h , (in^2).

b_w ancho del alma de los miembros (in).

s_h y s_v separación del refuerzo de grietas verticales y horizontales (in).

Regiones que requieren armadura transversal

El refuerzo transversal, consiste en estribos se requiere en todas las regiones donde existe una posibilidad significativa de agrietamiento diagonal [1].

Se debe aplicar una armadura transversal si:

$$V_u > 0.5\phi(V_c + V_p) \quad (6)$$

Donde:

V_u es la fuerza de corte mayorada (kip)

V_c es la resistencia nominal al corte del hormigón (kip)

V_p es el componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte(kip)

ϕ es el factor de resistencia (como se indicó posteriormente).

Nota: Si se considera torsión se debe chequear las ecuaciones 5.8.2.1-3 y 5.8.6.3-1 de la AASHTO 2014.

Acero mínimo para armadura transversal

Se requiere una cantidad mínima de refuerzo transversal para restringir el crecimiento de agrietamiento diagonal y para aumentar la ductilidad de la sección [1].

Donde se requiera refuerzo transversal, el área de acero deberá satisfacer:

$$A_v \geq 0.0316 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (7)$$

Donde:

A_v es el área de la armadura transversal en una distancia s (in^2)

b_v es el ancho de alma ajustado para considerar la presencia de vainas (in).

s es la separación de la armadura transversal (in).

f_y es la tensión de fluencia de la armadura transversal (ksi).

Máxima separación de la armadura transversal

La separación de la armadura transversal no debe exceder la máxima separación admisible s_{max} :

Si $v_u < 0.125 f'_c$:

$$s_{max} = 0.8 d_v \leq 24.0in$$

Si $v_u \geq 0.125 f'_c$:

$$s_{max} = 0.4 d_v \leq 12.0in$$

Donde:

v_u es la tensión de corte (esta se calcula como se indica en la sección de concreto).

d_v es la altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión; no es necesario tomar el menor del mayor valor entre 0.9 y 0.72h (in).

3.18.5. Armadura por contracción y temperatura

“Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por contracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el hormigón masivo estructural. La armadura para contracción y temperatura se puede proveer en forma de barras, malla de alambre soldada o tendones de pretensado” [1].

El área necesaria para satisfacer la armadura de contracción y temperatura debe satisfacer:

$$A_s \geq \frac{1.30 b h}{2(b+h)f_y} \quad (8)$$

$$0.11 \leq A_s \leq 0.60$$

Donde:

A_s es el área bruta de la sección.

f_y es la tensión de fluencia especificada de las barras de armadura ≤ 75 ksi.

b es el ancho menor del componente de la sección (in).

h es el espesor mínimo del componente de la sección (in).

Si los tendones de pretensado se utilizan como acero de contracción y temperatura, los tendones proporcionarán un esfuerzo de compresión mínimo de 0.11 ksi en el área bruta de concreto donde se puede extender un plano de grieta, basado en el pretensado efectivo después de las pérdidas. El espaciamiento no debe exceder 72.0 in entre los tendones utilizados [1].

3.18.6. Tipos de torones y sus resistencias

Los torones se forman torciendo entre sí varios alambres, son usados en la mayoría de los trabajos de pretensado y postensado. Donde un alambre central queda firmemente rodeado por los otros 6 alambres torcidos en espiral a su alrededor, como se muestra en la Figura 22.

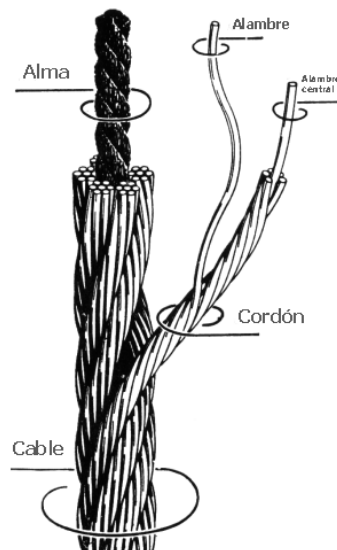


Figura 22: Detallamiento de un torón

Los sistemas pretensados utilizan solo los tipos de torones adheridos. Los torones se tensionan y después se vierte el concreto en la formaleta, donde se generan resistencias antes de liberar el torón. Después de que el concreto ha tomado su resistencia se cortan los cables y estos generan compresión que contrarresta el momento positivo en la viga. El torón de baja relajación debe ser considerado como el tipo estándar. El grado 250 y el grado 270 tienen resistencias últimas mínimas de 250 ksi y 270 ksi, respectivamente, basadas en el área nominal del torón.

Designación de Torón N°	Diámetro de Torón, mm [in.]	Resistencia a la Ruptura Mínima del Torón, kN [lbf]	Área de Acero del Torón, mm ² [in. ²]	Peso del Torón kg/1000 m [lb/1000 ft]
Grado 1725 [250]				
6	6.4 [0.250]	40.0 [9 000]	23.2 [0.036]	182 [122]
8	7.9 [0.313]	64.5 [14 500]	37.4 [0.058]	294 [197]
9	9.5 [0.375]	89.0 [20 000]	51.6 [0.080]	405 [272]
11	11.1 [0.438]	120.1 [27 000]	69.7 [0.108]	548 [367]
13	12.7 [0.500]	160.1 [36 000]	92.9 [0.144]	730 [490]
15	15.2 [0.600]	240.2 [54 000]	139.4 [0.216]	1094 [737]
Grado 1860 [270]				
9	9.53 [0.375]	102.3 [23 000]	54.8 [0.085]	432 [290]
11	11.11 [0.438]	137.9 [31 000]	74.2 [0.115]	582 [390]
13	12.70 [0.500]	183.7 [41 300]	98.7 [0.153]	775 [520]
13a	13.20 [0.520]	200.2 [45 000]	107.7 [0.167]	844 [568]
14	14.29 [0.563]	230.0 [51 700]	123.9 [0.192]	970 [651]
15	15.24 [0.600]	260.7 [58 600]	140.0 [0.217]	1102 [740]
18	17.78 [0.700]	353.2 [79 400]	189.7 [0.294]	1487 [1000]

Cuadro 28: Propiedades geométricas de los distintos torones

SEVEN-WIRE GRADE 270 LOW-RELAXATION STRANDS					
Nominal Diameter of Strand (in)	Nominal Area of Strand A_{ps} (in ²)	Ultimate Strength of Strand $f_{pu} \times A_{ps}$ (lbs)	Yield Strength of Strand $f_{py} \times A_{ps}$ (lbs)	Maximum Jacking Force F_{Rj} (lbs)	Required Tension Force Immediately Prior to Release F_{Rbt} (lbs)
3/8 (0.375)	0.085	22950	20660	18590	17210
7/16 (0.438)	0.115	31050	27950	25160	23290
1/2 (0.500)	0.153	41310	37180	33460	30980
1/2 (special)	0.167	45000	40500	36450	33750
0.60	0.217	58590	52730	47460	43940

Cuadro 29: Fuerzas y esfuerzos últimos permisibles aplicados en los torones

Estos son tensados con herramientas llamadas monotorones, el sistema es hidráulico como se muestra en la Figura 23.

Algunas propiedades de estos sistemas se ejemplifican en el Cuadro 24.

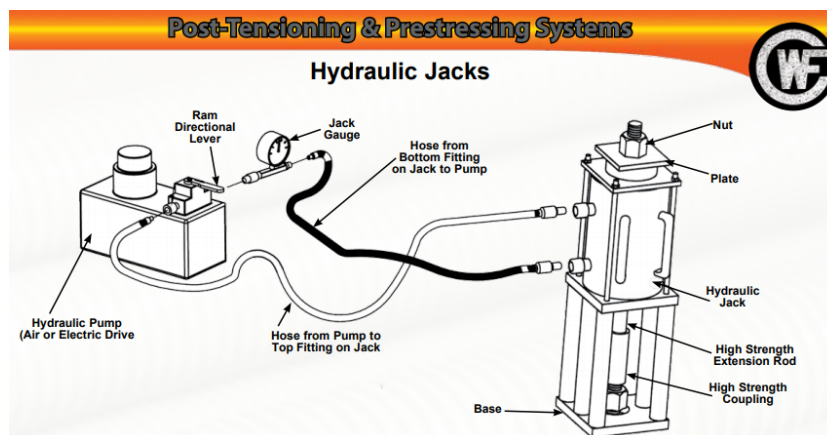


Figura 23: Función del sistema hidráulico de un monotorón



Jack Capacity	Pump Method	Ram Height	Base Size	Ram Travel	Minimum Total Ram & Frame Height	Maximum Test Rod Diameter	Ram Area	Approx. Total Ram & Frame Weight
10 tons (89 kN)	Hand Single Acting	5-5/16" (135 mm)	3" Diameter (76 mm)	2-1/2" (64 mm)	8-3/8" (213 mm)	3/4" (19 mm)	2.12 in ² (14 cm ²)	12 lbs (5.4 kg)
30 tons (267 kN)	Hand Double Acting	6-1/16" (154 mm)	8" x 8" (203 x 203 mm)	3" (76 mm)	19" (483 mm)	1-1/4" (32 mm)	5.89 in ² (38 cm ²)	80 lbs (36 kg)
60 tons (534 kN)	Hand, Air, or Electric Double Acting	9-1/2" (241 mm)	9" x 9" (228 x 228 mm)	5" (127 mm)	29" (737 mm)	2-1/8" (54 mm)	12.31 in ² (79 cm ²)	153 lbs (69 kg)
60 tons (534 kN)	Hand, Air, or Electric Double Acting	12-3/4" (324 mm)	9" x 9" (228 x 228 mm)	6-1/2" (165 mm)	32-1/4" (737 mm)	2-1/8" (54 mm)	12.73 in ² (82 cm ²)	173 lbs (78 kg)
100 tons (890 kN)	Air or Electric Double Acting	13-1/2" (343 mm)	9" x 9" (228 x 228 mm)	6" (152 mm)	29-1/8" (740 mm)	3-1/8" (79 mm)	22.63 in ² (133 cm ²)	198 lbs (87 kg)
100 tons (890 kN)	Air or Electric Double Acting	12-3/8" (314 mm)	9" x 9" (228 x 228 mm)	6" (152 mm)	28" (711 mm)	2" (51 mm)	20.03 in ² (129 cm ²)	192 lbs (87 kg)
150 tons (1334 kN)	Air or Electric Double Acting	12-1/4" (311 mm)	12" x 12" (305 x 305 mm)	5" (127 mm)	32-1/4" (819 mm)	2-1/2" (64 mm)	30.1 in ² (194 cm ²)	350 lbs (159 kg)
200 tons (1779 kN)	Air or Electric Double Acting	12-1/4" (311 mm)	12" x 12" (305 x 305 mm)	8" (203 mm)	34" (864 mm)	4-1/16" (103 mm)	40.45 in ² (235 cm ²)	518 lbs (235 kg)
200 tons (1779 kN)	Air or Electric Double Acting	27-1/2" (699 mm)	12" x 12" (305 x 305 mm)	15" (381 mm)	49-1/4" (1250 mm)	4" (102 mm)	47.20 in ² (303 cm ²)	604 lbs (274 kg)
300 tons (2670 kN)	Electric Double Acting	27-1/2" (699 mm)	15" Dia (381 mm)	15" (381 mm)	50-1/2" (1283 mm)	5-3/8" (137 mm)	78.5 in ² (506 cm ²)	1,400 lbs (635 kg)
400 tons (3558 kN)	Electric Double Acting	18-3/4" (476 mm)	15" Dia (381 mm)	6" (152 mm)	45-3/4" (1162 mm)	4-1/4" (108 mm)	91.5 in ² (590 cm ²)	1,300 lbs (590 kg)

Figura 24: Propiedades de un monotoron T7Z [25]

3.19. Pérdidas en elementos pretensados

El esfuerzo inicial en los elementos no se puede mantener, pero esta pérdidas no puede anularse. Esta se controla y se trata de disminuir. Las pérdidas pueden ser previas, instantáneas y diferidas.

Las pérdidas de pretensado en elementos construidos y pretensados en una sola etapa, respecto de la tensión inmediatamente antes de la transferencia [1], se puede tomar como:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (9)$$

Donde:

Δf_{pT} es la pérdida total (ksi).

Δf_{pES} es la pérdida por acortamiento elástico (ksi).

Δf_{pLT} es la pérdida debido a la contracción a largo plazo, debido a la fluencia del hormigón y la relajación del acero (ksi)

Para estimar con precisión la pérdida de pretensado total se debe saber que las pérdidas dependientes del tiempo debidas a la fluencia lenta y relajación dependen una de la otra. Las pérdidas de pretensado se deberían calcular considerando el tiempo transcurrido entre cada etapa.

3.19.1. Pérdidas previas de pretensado

Estas ocurren antes de la aplicación del pretensado. Pueden suceder por fricción en los desvíos del torón, por deslizamiento en los mecanismos de anclaje o por relajación de la armadura tendida entre la puesta en tensión y la aplicación del esfuerzo al concreto [26].

3.19.2. Pérdidas instantáneas de pretensado

En el momento que se aplica el esfuerzo del pretensado, sucede esta pérdida. Estas pérdidas dependen del tipo de anclaje, en algunos estas son mínimas. “La pérdida por acunamiento de los anclajes es provocada por el movimiento del tendón antes del asiento de las cuñas o el dispositivo de agarre del anclaje. La magnitud del acunamiento mínimo depende del sistema de pretensado utilizado. Esta pérdida ocurre antes de la transferencia, y es responsable de la mayor parte de la diferencia entre la tensión de tesado y la tensión en el momento de la transferencia” [1].

3.19.3. Pérdidas diferidas de pretensado

Ocurren a lo largo de la vida de la barra o tendón utilizado. Para estimar con precisión la pérdida de pretensado total se debe saber que la fluencia lenta y la relajación dependen una de la otra mientras transcurre el tiempo [1].

3.19.4. Pérdidas por acortamiento elástico

Cuando el torón de pretensado experimenta un acortamiento se ve sometido a tensiones. El cable se encuentra adherido al concreto al momento de la transferencia, el cambio en la deformación del acero es el mismo que el de la deformación de compresión del concreto al nivel del centroide del acero. Su pérdida con el tiempo sufre pérdida de tensión por relajación. Estas pérdidas deben tomarse según la sección 5.9.3.2.3 de la AASHTO LRFD 2017 con:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (10)$$

Para calcular f_{cgp} utilizando las propiedades de sección transversal bruta, se debe realizar un cálculo por separada para cada deformación elástica y de esta forma realizar varias iteraciones con suposiciones iniciales. Para evitar la iteración por completo se puede utilizar la ecuación C5.9.3.2.3a-1 de la AASHTO LRFD 2017 y de esta manera se puede encontrar la pérdida por acortamiento elástico de una forma más sencilla.

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_m^2) - e_m M_g A_g}{A_{ps} (I_g + e_m^2) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}} \quad (11)$$

Donde:

A_{ps} es el área de acero de pretensado (in^2)

A_g es el área gruesa de la viga simple (in^2)

E_{ci} es el módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (ksi).

E_p es el módulo de elasticidad del acero de pretensado (ksi).

f_{cgp} es la sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (ksi).

f_{pbt} es el esfuerzo del acero de pretensado inmediatamente en el momento de transferencia (ksi)

I_g es el momento de inercia de la viga en sección simple (in^4)

M_g es el momento al centro de la luz creado únicamente por el peso propio de la viga (kip-in)

3.19.5. Pérdidas por contracción

Cuando el concreto fragua experimenta una contracción por la reacción química del cemento, lo cual provoca una reducción en la deformación del acero de presfuerzo. Como es evidente, esta reducción de la deformación del acero de presfuerzo causa a su vez una reducción del esfuerzo en el acero de presfuerzo y constituye un componente importante de la pérdida de presfuerzo para los elementos presforzados [27].

Según la sección 5.9.3.4.2a de la AASHTO LRFD 2017 esta pérdida se puede obtener por:

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} E_p K_{id} \quad (12)$$

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left(1 + \frac{A_g e_{pg}^2}{I_g}\right) [1 + 0.7\psi(t_f, t_i)]} \quad (13)$$

Donde:

ε_{bid} es la deformación por contracción del hormigón de la viga entre el momento de transferencia y la colocación de la plataforma según la ecuación 5.4.2.3.3-1 de la AASHTO LRFD 2017.

K_{id} es el coeficiente de sección transformada, dependiente del tiempo entre el concreto y el acero para el período de tiempo entre la transferencia y la colocación de la plataforma.

e_{pg} es la excentricidad de la fuerza de pretensado con respecto al centroide de la viga (in).

$\psi(t_f, t_i)$ es el coeficiente de deformación de la viga en el tiempo final o de transferencia, respectivamente, debido a las carga introducida en la transferencia por la ecuación 5.4.2.3.2-1 de la AASHTO LRFD 2017.

3.19.6. Pérdidas por fluencia lenta del hormigón

“Estas pérdidas ocurren debido a la acción de un esfuerzo o carga permanente, varían con el tiempo y dependen principalmente de la magnitud de la carga actuante y factores que tienen que ver con el tipo de mezcla del hormigón, el curado, la geometría del elemento, condiciones ambientales” [28].

La fluencia del hormigón causa una redistribución de tensiones desde el hormigón hacia el acero que incluso puede llegar a provocar que el acero supere la tensión de fluencia.

Según la sección 5.9.3.4.2b de la AASHTO esta pérdida puede determinarse por:

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \psi_b(t_d, tt) K_d \quad (14)$$

Donde:

Δf_{pSR} es la pérdida por contracción (ksi).

$\psi(t_f, t_i)$ es el coeficiente de deformación de la viga en el tiempo final o de transferencia, respectivamente, debido a las carga introducida en la transferencia por la ecuación 5.4.2.3.2-1 de la AASHTO LRFD 2017.

f_{cgp} Esfuerzo al centro de gravedad de los tendones en la viga de concreto.

3.19.7. Pérdidas por relajación del acero después de transferencia

Esta ocurre al transcurrir el tiempo, debido a la elongación constante a la que son sometidos los cables de preesfuerzo. Es directamente proporcional al tiempo y a la relación entre el esfuerzo inicial y el esfuerzo de fluencia. A partir de los cinco años se considera despreciable [28]. Es importante tomar esta pérdida en el diseño debido a que es una pérdida significativa en la fuerza pretensora.

Su valor se obtiene por el fabricante o se puede calcular mediante la siguiente formula:

$$\Delta f_R = \frac{f_{pt}}{K_L} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (15)$$

Donde:

Δf_{pR2} es la pérdida por relajación del acero después de transferencia (ksi).

f_{pt} es la tensión de los aceros de pretensado inmediatamente después de la transferencia, tomada menor de $0.55 f_{py}$ en la ecuación 5.9.3.4.2c-1 de la AASHTO 2017.

K_L tiene el valor de 30 para aceros de baja relajación y el valor de 7 para otros aceros de pretensado.

f_{pi} es el esfuerzo inicial

f_{py} es el esfuerzo de fluencia

t es el tiempo en horas

3.19.8. Pérdida por contracción a largo plazo, fluencia del concreto y relajación del acero

Según la sección 5.9.3.3 de la AASHTO LRFD 2017 para miembros prefabricados pretensados estándar sujetos a condiciones ambientales y de cargas normales, donde:

- Los miembros están hechos de concreto de peso normal
- El concreto está curado
- El pretensado es mediante barras o cables con propiedades de baja relajación
- Las condiciones y temperaturas de exposición promedio caracterizan el sitio

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 12.0 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \quad (16)$$

En el cual:

$$\gamma_h = 1.70 - 0.01H \quad (17)$$

$$\gamma_{st} = \frac{5}{(1 + f'_{ci})} \quad (18)$$

Donde:

f_{pi} es el esfuerzo de presfuerzo inmediatamente antes de la transferencia (ksi)

H es la humedad ambiental promedio anual (porcentaje)

γ_h es el factor de corrección para la humedad relativa del ambiente

γ_{st} es el factor de corrección para la resistencia específica del concreto al momento de la transferencia de pretensado al elemento de concreto.

Δf_{pR} es la pérdida de relajación, esta se estima con un valor de 2.4 ksi

Después de definir el tema de investigación, se establecieron los objetivos y variables a estudiar. Se realizó una búsqueda de referencias bibliográficas relacionadas con el tema, principalmente puentes de similares longitudes para validar los resultados obtenidos. Se indagó acerca de las propiedades de las estructuras isostáticas y estructuras hiperestáticas para tomar las suposiciones principales de geometría y dimensiones.

En Guatemala se utiliza la Normas de Seguridad Estructural de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES NSE 2018) para la regulación del diseño estructural en el país. Se utiliza principalmente la NSE 5.2 nombrada "Puentes de tamaño y altura limitados". Debido a que estas normas utilizan como referencia la AASHTO LRFD, la investigación se basó en dicha normativa para complementar la información requerida para el análisis estructural correspondiente.

Diseño propuesto

Se propuso tres tramos de vigas pretensadas con una longitud de vigas de 20m cada una. El diseño del puente con sistema isostático consiste en 10m de ancho transversal, soportado por cinco vigas AASHTO tipo IV. El tipo de viga y sus dimensiones se puede observar en la sección de anexos, Figura 25. El plano 01: Sección transversal de losa de superestructura para sistema isostática (sección de anexos), muestra los elementos que se han tomado en cuenta para cargas muertas de diseño; entre estas se pueden nombrar dos barreras vehiculares, una acera de 1 m en cada extremo, diafragmas de 30x60cm y losa de rodadura con un espesor de 20cm. Dejando así un tramo de 8m de luz libre para el tránsito. Una sección transversal típica se muestra en el plano 03: Puente con sistema isostático con vigas AASHTO tipo IV (sección de anexos), donde se detallan las longitudes del puente.

Las propiedades para ambos sistemas (hiperestático e isostático) utilizadas para empezar los cálculos como: esfuerzo a compresión del concreto, grados de aceros, diámetros de

torones, densidades de diversos materiales se estipularon según lecturas previas y opiniones de ingenieros con alta experiencia. Es importante utilizar un esfuerzo a la compresión del concreto más alto para vigas, debido a las solicitaciones a las que estas trabajarán. Además, se utilizó un acero grado 270 con baja relajación que trabajaran con un sistema de pretensado debido a que Guatemala trabaja con este tipo de acero comúnmente.

Integración de cargas

La superestructura se diseña para que esta soporte cargas gravitacionales, longitudinales y transversales. La investigación realizada toma en cuenta las cargas muertas y vivas que el puente puede soportar y se integran en las combinaciones necesarias para el análisis. Las cargas muertas tomadas en cuenta son: losa de rodadura, haunch, peso propio de la viga, barreras vehiculares y una capa de 5cm de asfalto. Cabe mencionar que esta última carga se agrega al análisis para prevenir solicitaciones extras. Esta no debería aplicarse sobre la rodadura de un puente.

El análisis de cargas vivas se realiza con el tren de carga más pesado. En el país se permite circular según el "Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores de carga y sus combinaciones", el camión llamado T3-S2-R4. Además, se utiliza el camión de diseño según la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2017, llamado HL-93.

Las cargas muertas son permanentes a lo largo del periodo de vida de la estructura, solo se necesita de una sumatoria de cargas lineales, respecto a un ancho tributario. Sin embargo, para las cargas vivas, se necesita de un análisis para encontrar las solicitaciones máximas. Se utiliza el Teorema de Barré para el análisis de vigas isostáticas y del software de diseño "RISA 2D" para vigas hiperestáticas.

Diseño y análisis de vigas isostáticas

El cálculo estructural de un sistema isostático, de tres tramos, 20 metros de longitud cada sección, compuesto por vigas prefabricadas, se realiza con un análisis de una viga simplemente apoyada. En este estudio los resultados se basan en vigas interiores AASHTO tipo IV. Estas obtienen un valor de ancho tributario superior al de las vigas exteriores, por ende, cargan un valor mayor de cargas.

Para encontrar las solicitaciones y arreglo de acero pretensado para la viga AASHTO tipo IV, se necesita de cálculos como: módulos de sección de viga simple y compuesta, momentos máximos, esfuerzos superiores e inferiores, pérdidas de acortamiento elástico y por lapso de tiempo y chequeos de esfuerzos por tensión y compresión.

Diseño y análisis de vigas hiperestático

Se efectúa el cálculo de un sistema hiperestático equivalente al isostático, utilizando vigas AAASHTO tipo III. Para el diseño de este tipo de estructuras se utiliza el software de diseño "RISA 2D". Con esto se encuentran solicitaciones máximas.

Hasta aquí, ambos análisis pueden determinar las ventajas y desventajas de ambos sistemas. Así mismo se determina la reducción necesaria en las dimensiones de las vigas principales del sistema hiperestático, con relación a los elementos de carga del sistema isostático.

Y con esto justificar la implementación del primer sistema como alternativa a los sistemas tradicionales utilizados hoy en día.

Análisis de resultados

A partir de los resultados obtenidos se procederá a determinar el costo de ambos tipos de superestructura, para realizar una comparación. Se efectuará una investigación de mercado correspondiente a los precios vigentes de los materiales en el país. Se integrarán al resto de costos directos e indirectos involucrados en la construcción de una estructura vehicular de este tipo, tales como: mano de obra, transporte y montaje de vigas prefabricadas, entre otros.

Análisis de resultados

En este capítulo, se realiza el análisis, comparación y descripción de resultados para vigas pretensadas en sistemas isostáticos e hiperestáticos con 65.6 ft (20.0m) de longitud. El sistema hiperestático de 196.3 ft (60.0m) de longitud se compara con el sistema de vigas pretensadas simplemente apoyadas (sistema isostático), con el fin de encontrar una optimización de costos.

A continuación, se presenta un detalle de las dimensiones en las vigas AASHTO tipo III y IV utilizadas para los cálculos.

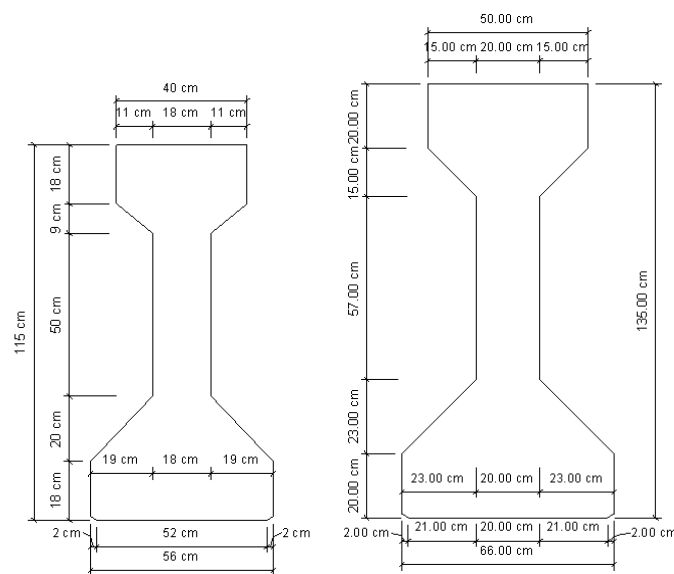


Figura 25: Geometría de viga AASHTO tipo III y IV

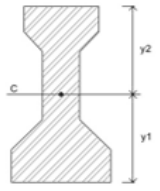
5.1. Solicitaciones máximas e integración de cargas

El análisis de vigas isostáticas debía efectuarse con las máximas solicitaciones de cargas permanentes y cargas vivas. Es por esto que se llevó a cabo el análisis de momentos máximos para una viga simplemente apoyada de 65.6 ft. Utilizando el Teorema de Barré, como se puede observar en la sección de anexos desde la Figura 28 hasta la Figura 47 y los Cuadros 53 y 54, se logró determinar la carga viva máxima para el diseño. La carga del T3-S2-R4 crea un momento máximo de 1255.64 kip*ft comparado con el HL-93 y el Tándem. Por lo tanto, los análisis se realizaron con esta misma.

Se utilizaron los datos descritos en los Cuadros 21, 30 y 31, los cuales contienen dimensiones, inercias y propiedades necesarias para realizar los primeros cálculos (combinación de cargas y cálculo de momentos máximos).

Parametro de materiales		Viga pretensada		Losa
		AASHTO tipo III	AASHTO tipo IV	
Concreto	f'_c a los 28 días	5 ksi	5 ksi	4 ksi
	f'_{ci} en transferencia	* En este análisis la transferencia se toma hasta los 28 días		
Acero	f_y para refuerzo	60 ksi	60 ksi	60 ksi
	F_u para torón	270 ksi	270 ksi	---
	E_c	28500 ksi	28500 ksi	---
	Tipo de torón	0.6 in de diametro, 270 ksi acero de baja relajación	0.6 in de diametro, 270 ksi acero de baja relajación	---

Cuadro 30: Propiedad de materiales utilizados

Geometría de vigas AASHTO				
		Tipo III	Tipo IV	
Peralte	H (ft)	3.77	4.43	
Area	A (ft ²)	3.91	5.35	
Inercia	I (ft ⁴)	6.09	11.89	
Centroide	Y_1 (ft)	1.68	2.02	
	Y_2 (ft)	2.09	2.41	
Largo	L (ft)	65.60	65.60	

Cuadro 31: Geometría de vigas AASHTO tipo III y IV, utilizadas para el análisis

La integración de cargas se refiere a las cargas que las vigas transmiten a las pilas centrales, vigas cabezales y estribos. Esta mismo se puede resumir en los Cuadros 32 y 33 tomando en cuenta para cargas muertas: el peso propio de la viga (AASHTO tipo III o IV), haunch, losa de rodadura, carpeta asfáltica, barreras vehiculares y la carga viva mencionada anteriormente. Para la combinación de cargas en un sistema isostático utilizado vigas AASHTO tipo IV, la carga muerta consiste en un valor total de 1823.31 lb/ft. Esta es una carga distribuida en los 65.6 ft de longitud sobre vigas.

Cabe mencionar que el análisis de diseño se efectuó sobre una viga interior, debido a que su ancho tributario crea una sollicitación mayor que para un ancho tributario de una viga exterior.

Carga distribuida en los 65.6 ft (20.0 m)			
Cargas muertas	Peso propio de viga	829.87	lb/ft
	"Haunch"/"Stool"	69.72	lb/ft
	Losa de rodadura	645.67	lb/ft
	Carpeta asfáltica	150.66	lb/ft
	Barreras vehiculares	136.40	lb/ft
	Totales	1832.31	lb/ft

Cuadro 32: Cargas muertas tomadas en cuenta para el análisis de vigas interiores pretensadas
Nota: El peso propio en este cuadro es tomado para una viga AASHTO tipo IV

Como se especificó en la Sección 3.8.4: Incremento por carga dinámica, el valor por este incremento para efectos estáticos del diseño del vehículo, utilizado para límites de estado de resistencia y servicio es de 1.33, el cual se le multiplicó al momento provocado por el T3-S2-R4. Los factores de distribución para momento se calcularon para uno, dos o más carriles de diseño. Esto se puede verificar en el Cuadro 57 (Sección de anexos). El valor de factor de distribución utilizado para momentos utilizado fue de 0.59, para el carril de diseño y carga viva móvil. De esta forma se vuelve a confirmar la sollicitación máxima que se crea con T3-S2-R4, el cual logra valores de cortante y momentos mayores al HL-93 y Tándem.

Carga viva	gv interior	0.71	gm interior	0.59	IM	1.33		
		T3-S2-R4 de 57 mt		HS20-44		Tandem		
		Cortante (kip)	Momento (kip*ft)	Cortante (kip)	Momento (kip*ft)	Cortante (kip)	Momento (kip*ft)	
Carga		75.82	1255.64	61.77	980.94	48.48	770.74	
Carga + IM		100.85	1670.00	82.15	1304.64	64.47	1025.09	
Total (LL+WL)		71.76	990.56	73.39	973.91	60.81	812.04	

Cuadro 33: Cargas vivas con sus factores de distribución y el incremento dinámico, según el tipo de camión analizado

5.2. Análisis de sistemas isostáticos

Se inició analizando un sistema isostático para una viga AASHTO tipo IV. Esta se utilizó con las dimensiones ya estipuladas, para poder soportar todas las cargas muertas y vivas descritas en el Cuadro 34. Para encontrar los módulos de sección en la viga simple y compuesta, se detalla en la sección de anexos en los Cuadros 58 y 59. Se obtuvo un aumento de módulos de sección, debido a la variación de inercia, ya que el módulo de sección y la inercia son directamente proporcional y las dimensiones son mayores con una sección compuesta. Es decir, los valores en la sección compuesta serán siempre mayores a los de la sección simple debido a la transformación de la losa realizada.

Momentos a 0.5L		
Momento de DC1	M_{DC1}	831.222 kip*ft
Momento de DC2	M_{DC2}	154.413 kip*ft
Momento de Carga viva (T3S2R4)	M_{LL}	985.429 kip*ft

*Carga viva al centro de la viga, se obtuvo de la envolvente utilizando RISA 2D

Cuadro 34: Momentos de cargas muertas y vivas utilizadas para viga AASHTO tipo IV

Seguidamente se realizó el proceso de determinación del arreglo de cable de pretensado, esto necesitó de varias iteraciones. El primer arreglo de presfuerzo se inició con 10 torones como lo solicita el cálculo en el Cuadro 36, sin embargo, el estado límite de esfuerzo a flexión y momento de ruptura obtenidos fueron mayores a los valores límites. Se necesitó de una serie de iteraciones (variando distancias y cantidad de torones) para llegar a utilizar un arreglo de: 2 filas cada una con 6 torones y una tercera fila con 3 torones. Los cables o también llamados torones se utilizaron con propiedades de baja relajación de 0.6 in de diámetro. Para tener una mejor visualización de este arreglo se puede dirigir a la sección de anexos y revisar el plano 02: "Detallamiento del arreglo de presfuerzo en vigas AASHTO tipo III y IV".

Así mismo, se realizó un análisis isostático para una viga AASHTO tipo III. Esto, con el fin de empezar a justificar uno de los objetivos. Tratando de evaluar la eficiencia de un sistema hiperestático como alternativa a un sistema isostático. Sin embargo, el análisis de esta se realizó con una variación en los momentos, donde no se tomaron en cuenta los momentos creado por las barreras vehiculares y la carpeta asfáltica con el fin de optimizar. Esto para estudiar si esta cantidad obtenida de torones era capaz de soportar los momentos provocados en un sistema hiperestático, creando así una reducción de peralte en la viga.

Los momentos utilizados para la obtención de arreglo de torones para una viga AASHTO tipo III se muestran a continuación en el Cuadro 35. Para este tipo de viga se necesitó de 2 filas con 6 torones cada una. Para verificar el análisis e iteración realizada ver Cuadro 67 en la sección de anexos.

Momentos a 0.5L		
Momento de DC1	M_{DC1}	710.513 kip*ft
Momento de DC2	M_{DC2}	0.000 kip*ft
Momento Carga viva (T3S2R4)	M_{LL}	985.429 kip*ft

*Carga viva al centro de la viga, se obtuvo de la envolvente utilizando RISA 2D

*Debido a que se trata de optimizar, se hara el analisis isostatico sin carga de barreras y carpeta asfáltica

Cuadro 35: Momentos de cargas muertas y vivas utilizadas para determinación de arreglo en viga AASHTO tipo III

ANALISIS DE NUCLEO DE TORONES - CANTIDAD DE TORONES

Excentricidad de torones en la viga	$e_{\#}$	$e = C_{inferior} - Y_{str}$	20.613 in
Diametro de toron	d_{toron}		0.600 in
Cantidad de torones	# torones		15.000
Area de toron (p/u)	A_s		0.215 in ²
Esfuerzo por compresion axial - sin perdit P			563.593 kip
Momento interno producido por el preter $M_{p,ls}$			11,617.115 kip*in
Momento interno producido por el preter $M_{p,ls}$			968.093 kip*ft
Esfuerzo por compresion viga	f_c viga		5.000 ksi
Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas	TensionLimite		0.425 ksi
Perdida efectiva de pretensado requerida	$f_{pe-requerida}$		1.234 ksi
# torones requeridos	Cables necesarios		9.886
	Cables propuestos		15.000

Cuadro 36: Cantidad de torones requeridos para viga AASHTO TIPO IV

Con la cantidad de torones ya estipulado para cada viga y sus diámetros, se encontró el área de acero pretensado total. De esta forma se empezó a calcular las pérdidas ocurridas en el acero de presfuerzo debido al acortamiento elástico y pérdidas de tiempo a largo plazo, como se muestra en el Cuadro 37. Estas se calcularon tal como lo describen las ecuaciones de la sección 3.19: Pérdidas en elementos pretensados.

El esfuerzo en el acero de presfuerzo después de pérdidas, es decir el que queda en el cable después de tensarlos, se genera debido a la resta entre el esfuerzo del acero pretensado inmediatamente en la transferencia y el esfuerzo total debido a las pérdidas, como era de esperar el esfuerzo del acero de pretensado obtuvo más pérdidas en la sección con menos peralte. La viga tipo IV obtuvo una pérdida total de 27.75 ksi, mientras la viga tipo III alcanzó un valor de 28.90 ksi. En porcentaje esto se puede detallar con un valor de 13.70 % y 14.00 % de pérdida de pretensado, respectivamente.

PERDIDAS DE PRETENSADO		
Perdida por acortamiento elastico Δf_{pES}		
	$e_m M_g A_g$	85,129,009.775
Perdida por acortamiento elastico Df_{pES}	$(A_g I_g E_{ci}) / (E_p)$	27,139,863.666 in ⁶
	$A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g)$	1,851,449.846 in ⁶
	Δf_{pES}	9.996 ksi
Perdida por lapso de tiempo Δf_{pLT}		
Esfuerzo del acero pretensado inmediatamente e $f_{pi} = f_{pht} = f_{pj}$		202.500 ksi
Humedad relativa promedio anual de ambiente H		80.000 %
Factor de corrección para humedad relativa de ambiente	$g_h = 1.7 - 0.01H$	0.900
Factor de corrección para esfuerzo especifico del	$g_{st} = 5 / (1 + f_{ci})$	0.833
Perdida por relajación	Δf_{pR}	2.400 ksi
Perdida por lapso de tiempo Df_{pLT}	Δf_{pLT}	17.753 ksi
Perdida total		
Perdida total	$\Delta f_{pt} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$	27.749 ksi
Esfuerzo en el cable despues de perdidas	$f_{pe} = f_{pj} - \Delta f_{pt}$	174.751 ksi
Porcentaje de perdidas de pretensado		13.70%
Porcentaje de perdida asumido		13.70 %

Cuadro 37: Cálculo de pérdidas por acortamiento elástico y pérdida en el largo plazo para viga AASHTO tipo IV

Posteriormente se verificó el esfuerzo a compresión en el concreto al momento de la transferencia, este está limitado tal como lo indica la sección 3.17: Esfuerzos permisibles para el concreto preesforzado. Para ambas vigas analizadas se utilizó un esfuerzo a compresión del concreto de 5.00 ksi, este valor utilizado para determinar los límites como se muestra en el Cuadro 38.

Se procedió a la revisión de esfuerzos en el centro de la viga y en sus extremos. Como se puede observar en los Cuadros 39 y 40. Ambas vigas cumplieron con los chequeos por compresión y tensión en el centro de luz. Sin embargo, la verificación realizada en el extremo de las vigas tipo III y IV no fue satisfactoria con las limitaciones anteriormente descritas. El incumplimiento en el extremo puede provocar que el concreto estalle debido a la reducción del bloque de compresión que se crea con la excedencia de los torones. El extremo de la viga debe tener más área de concreto que pueda contrarrestar la excedencia provocada por los torones.

Debido a que el esfuerzo en la cabeza esta excedido, se requiere "resbalar" los cables en la zona de excedencia, y que su sección sea rectangular correspondiente a 2m desde el extremo de la viga, después de esta distancia la viga debe volver al tipo de sección analizada. El detalle del acero pretensado para el sistema isostático con vigas AASHTO tipo IV modificada se muestra en el plano 03: "Puente con sistema isostático con vigas AASHTO tipo IV" (sección de anexos).

Esfuerzo en las cargas de servicio (Compresión + , Tensión -)		
La compresión en el concreto se limita con la combinación de Servicio I		
Esfuerzo a compresion del concreto	f_{ci}' viga	5.000 ksi
	$0.45f_c'$	2.250 ksi
	$0.40f_c'$	2.000 ksi
	$0.60Q_w f_c'$	3.000 ksi
Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas (Servicio III)	Tension _{Límite}	0.425 ksi

Cuadro 38: Esfuerzos límites al momento de transferencia en el concreto

Chequeo de esfuerzos a la mitad de luz - Después de pérdidas		
Chequeo de esfuerzo inferior		
Esfuerzo inferior f_B		30.716 ksf
Esfuerzo inferior f_B		0.213 ksi
Chequeo $S_B < \text{Limite de tension}$		OK
Chequeo de esfuerzo superior - Todas las cargas		
Esfuerzo superior f_T		115.430 ksf
Esfuerzo superior f_T		0.802 ksi
Chequeo $S_T < 0.60Q_w f_c'$		OK
Chequeo de esfuerzo superior - Cargas Permanentes		
Esfuerzo superior f_T		82.645 ksf
Esfuerzo superior f_T		0.574 ksi
Chequeo $S_T < 0.45f_c'$		OK
Chequeo de esfuerzo superior - Cargas vivas + 1/2 Cargas permanentes		
Esfuerzo superior f_T		74.108 ksf
Esfuerzo superior f_T		0.515 ksi
Chequeo $S_T < 0.40f_c'$		OK

Cuadro 39: Chequeo de esfuerzos superior e inferior a la mitad de luz, con diversas combinaciones en viga AASHTO tipo IV

Chequeo de esfuerzos a la mitad de luz - Después de pérdidas		
Chequeo de esfuerzo inferior		
Esfuerzo inferior f_b		-57.130 ksf
Esfuerzo inferior f_b		-0.397 ksi
Chequeo $S_b < \text{Limite de tension}$		OK
Chequeo de esfuerzo superior - Todas las cargas		
Esfuerzo superior f_T		143.028 ksf
Esfuerzo superior f_T		0.993 ksi
Chequeo $S_T < 0.60Q_w f_c'$		OK
Chequeo de esfuerzo superior - Cargas Permanentes		
Esfuerzo superior f_T		107.750 ksf
Esfuerzo superior f_T		0.748 ksi
Chequeo $S_T < 0.45f_c'$		OK
Chequeo de esfuerzo superior - Cargas Vivas + 1/2 cargas permanentes		
Esfuerzo superior f_T		89.153 ksf
Esfuerzo superior f_T		0.619 ksi
Chequeo $S_T < 0.40f_c'$		OK

Cuadro 40: Chequeo de esfuerzos superior e inferior a la mitad de luz, con diversas combinaciones en viga AASHTO tipo III

También se verificó la capacidad nominal de flexión es mayor que la combinación de cargas para Servicio I según lo especificado por el código. En ambas vigas analizadas en método isostático, este chequeo fue satisfactorio. Esto se puede estudiar en los dos Cuadros a continuación:

Flexión - Estado de límite de esfuerzo		
	$\phi_{\text{flexión-tensión (asumido)}}$	1.000
Esfuerzo de fluencia del acero 270ksi	f_y	243.000 ksi
Centroide de cables de pretensado	Y_{str}	3.600 in
	β	0.800
	K	0.280
	d_p	59.392 in
	c	3.576 in
	f_{ps}	265.448 ksi
	a	2.861 in
Brazo de palanca entre compresión y tensión	$d_p - a/2$	57.962 in
Chequeo ϕ		Se puede sumir $\phi = 1$
	M_n	49,619.293 kip*in
	ϕM_n	49,619.293 kip*in
Comb. Carga. Resistencia I	$1.25DD + 1.75LL = M_u$	35,478.532 kip*in
Chequeo $\phi M_n > M_u$		OK

Cuadro 41: Chequeo de flexión en viga AASHTO tipo IV

REFUERZO MÍNIMO		
Módulo de ruptura para el concreto liviano	$0.37\sqrt{f'_c} = f_r$	0.827 ksi
	$f_{peb} = (P_e/A_g) + (P_e e_{strand}/S_{gb})$	269.559 kip*ft
		1.872 ksi
Momento de ruptura	$M_{cr} = (f_r + f_{peb})S_{cgb} - M_{DC1}(S_{cgb}/S_{gb} - 1)$	4,168.159 kip*ft
	$1.33M_u$	3,932.204 kip*ft
	ϕM_n	4,134.941 kip*ft
Chequeo $1.33M_{cr} > M_u$		OK

Cuadro 42: Chequeo de refuerzo mínimo en viga AASHTO tipo IV

5.3. Análisis de sistema hiperestático

Debido a la complicación que un sistema hiperestático puede presentar al calcularlo a mano, este se realizó utilizando el software "RISA 2D". Este software es apto para la obtención de cortantes, momentos y deflexiones. Para el chequeo por compresión y tensión en la parte superior de la sección compuesta, se necesitó de dichos diagramas.

Se buscaba la reducción de peralte en la viga para lograr cumplir uno de los objetivos principales, es por esto que para el análisis de un sistema hiperestático se utilizó de la viga AASHTO tipo III, calculada anteriormente. La viga AASHTO tipo III obtuvo momentos generados únicamente por el peso propio de la viga, losa de rodadura, haunch y carga viva. Es importante aclarar que esta misma, con un arreglo de 12 torones, no es apta para el uso en una estructura con sistema isostático. Este procedimiento fue realizado únicamente para estimar la cantidad de torones necesarios para realizar el análisis del sistema hiperestático. Con esto se determinaría si el arreglo de torones propuestos era capaz de soportar las cargas completas (todas las mencionadas para el diseño de viga AASHTO tipo IV) o necesitaría de una cantidad mayor.

No está de más mencionar que un sistema hiperestático tiene una distribución diferente de momentos, es decir que tiene momentos por flexión negativos sobre los apoyos y sus momentos positivos máximos al centro de la luz se reducen, tal como se muestra en las Figuras 26 y 27 (ver sección de anexos).

Se realizó la revisión de esfuerzo a compresión y tensión por cargas de servicio, la cual fue satisfactoria. Por último, como se puede observar en la Figura 26, el sistema hiperestático requería de acero de refuerzo necesario para contrarrestar el momento de flexión negativo generado sobre los apoyos. Este se calculó con la ecuación de momento nominal, creando varias iteraciones para determinar la cantidad y el número de varilla apta para resistir el momento negativo presentado en los extremos de las vigas.

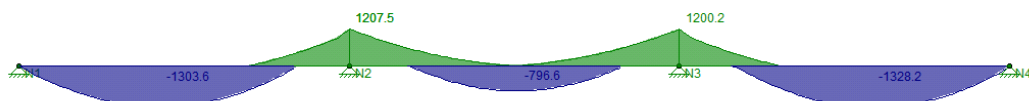


Figura 26: Diagrama de momentos en sistema hiperestático para viga AASHTO tipo III

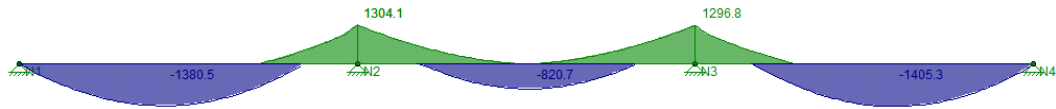


Figura 27: Diagrama de momentos en sistema hiperestático para viga AASHTO tipo IV

La estructura del sistema hiperestático con vigas AASHTO tipo III, debe tener un arreglo de 2 filas con 6 torones cada una. Además, necesita 4 varillas #8 en el extremo superior de la misma y 4 varillas #8 en el extremo inferior de la losa. Las varillas de refuerzo, según la sollicitación encontrada con "Risa 2D" (ver Figura 50, en sección de anexos) deben ser de 29.52 ft (9.0 m). Los detalles de estos arreglos se pueden encontrar en el plano 05: "Puente con sistema hiperestático con vigas AASHTO tipo III".

Chequeo por compresión		
Esfuerzo límite de compresión	$0.40 \cdot f_c'$	2.000 ksi
Fuerza de pretensado despues de todas las pérdidas	$P_e = A_{ps} f_{pe}$	447.894 kip
Centroide de cables de pretensado	Y_{str}	3.000 in
Centroide de seccion comp.	Y_{sc}	36.738 in
Alto de sección compuesta	$H_{compuesta}$	55.118 in
Excentricidad al centro de luz de los torones seccion compuesta	$e_m = e_{\#}$	33.738 in
Area viga simple	A_{viga}	562.496 in ²
Distancia superior de la viga compuesta	$C_{superior}$	18.380 in
Inercia de sección comp.	I_{xx-sc}	412,079.074 in ⁴
Momento carga muerta	M_{DD}	8,526.151 kip*in
Momento Carga viva (T3S2R4)	M_{LL}	11,822.211 kip*in
Modulo de seccion compuesta - Superior en Losa	$I/c_{superior}$	30,618.740 in ³
Esfuerzo a compresion por cargas de servicio	$\sigma_s = -\frac{P}{A} + \frac{P \cdot e + c_o}{I} \cdot \frac{M_{D1+D2}}{S_{sc}} - \frac{0.80M_{LL}}{S_{sc}}$	-0.710 ksi
Chequeo de compresión en la parte superior de losa		OK

Cuadro 43: Chequeo de esfuerzo superior por compresión en la viga AASHTO tipo III en sistema hiperestático

Chequeo por tensión - Mitad de luz

Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas	Tension _{Límite}	0.425 ksi
Esfuerzo a tensión por cargas de servicio		-0.883
Chequeo de compresión en la parte superior de losa		OK

Cuadro 44: Chequeo de esfuerzo superior por tensión en la viga AASHTO tipo III en sistema hiperestático

Refuerzo para momentos negativos presentados en los apoyos

Momento máximo sobre el apoyo para cargas de servi	M _{max}	1,207.500 kip*ft
*Momento máximo sobre el apoyo para cargas de servicio se obtuvo de la envolvente utilizando RISA		
Momento despues de perdidas en la cabeza	M _{pe}	0.000 kip*ft
Momento total	M=M _{max} +M _p	14,490.000 kip*in
Esfuerzo de fluencia del acero 270ksi	f _y	60.000 ksi
	φ	0.900
	d	48.622 in
Esfuerzo a compresion del concreto	f' _{ci viga}	5.000 ksi
	b	19.685 in
Diametro de varilla	diametro	1.000 in
Numero de varillas	#	8.000
Area de acero asumida	A _s	6.283 in ²
Momento nominal $M_u = \phi A_s F_y (d - \frac{1}{2} * a)$	M _n	15,732.621 kip*in
	M _u	14,490.000 kip*in
Chequeo de momento ultimo		OK

Cuadro 45: Refuerzo mínimo para contrarrestar el momento negativo en sistema hiperestático

Por último, se corroboró la profundidad mínima utilizadas tradicionalmente para estructuras de profundidad constante. La verificación se realizó como lo indica el Cuadro 17 en la sección 3.9: Deflexiones según la AASHTO LRFD 2017. Esta verificación indicó que el espesor de losa utilizado, siendo este de 7.87in. Es apto evitar deformaciones y fisuras en el elemento. A pesar de esto, como se observa en los Cuadros 46, 47 y 48, se obtuvieron las deflexiones de cada sistema analizado. Ambos sistemas obtuvieron deflexiones apropiadas respecto a las limitaciones que se indicaron en el Cuadro 16 de la misma sección anteriormente mencionada.

Carga distribuida	152.69	lb/in
Modulo de elasticidad	4030508.65	lb/in ²
Inercia de viga simple	246523.19	in ⁴
Largo	787.20	in
Deflexion	0.77	in
Deflexion min L/800	0.98	in
OK		

Cuadro 46: Verificación de deflexión para vigas en sistema isostático

Deflexión de torones		
Excentricidad al centro de luz de los torones seccion compuesta	$e_m = e_{\#}$	33.74 in
Fuerza inicial de pretensado	$P_i = A_{ps}(f_{pj} - \Delta f_{pES})$	495.28 kip
Largo de torones	L	787.20 in
Modulo de elasticidad	E_c	4030.51 ksi
Inercia de seccion simple	I_{xx-ss}	126,315.3 in ⁴
Deflexion de torones $\Delta_{ps} = \frac{P_i e_m L^2}{8EI}$	Δ_{ps}	2.54237 in

Cuadro 47: Cálculo de deflexión producido por arreglo de torones en viga AASHTO tipo III

Carga	Deflexiones
Peso propio de viga	-0.750 in
"Haunch"/"Stool"	-0.086 in
Losa de rodadura	-0.799 in
Carpeta asfáltica	-0.058 in
Barreras vehiculares	-0.053 in
T3-S2-R4	-0.574 in
Deflexion de pretensado	2.542 in
Total de deflexion en viga	0.222 in
Deflexion mini L/800	0.984 in
Chequeo	OK

*Se obtuvieron deformaciones desde RISA para el chequeo del sistema Hiperestatico

Cuadro 48: Verificación de deflexión para vigas en sistema hiperestático

5.4. Costos obtenidos

Para completar el estudio de sistemas hiperestáticos para puentes de luces cortas compuestos por vigas pretensadas prefabricadas como alternativa a los sistemas isostáticos tradicionales en Guatemala, es importante el estudio de costos que estos implicarían.

A partir de los resultados obtenidos se procedió a determinar el costo de ambos tipos de superestructura para su comparación. Para ello se efectuó una investigación de mercado correspondiente a los precios vigentes de los materiales en el país, incluyendo costos directos e indirectos involucrados en la construcción de una estructura vehicular de este tipo, tales como: mano de obra, transporte y montaje de vigas prefabricadas, etc. Se cotizaron ciertos precios de materiales como: concreto 5000 y 4000 psi, diversos números de varillas de acero para refuerzo y acero de presfuerzo.

Los costos detallados a continuación, solo se basan en la cuantificación únicamente de la viga con sus respectivos arreglos de torones. El acero de refuerzo ubicado en la viga presforzada AASHTO tipo III y losa de rodadura solo se incluye en el sistema hiperestático. No se incluye precios de barrera vehicular ni carpeta asfáltica, estos se utilizaron únicamente para solicitaciones y combinaciones de cargas sobre cada viga analizada.

SISTEMA ISOSTÁTICO						
Cuantificación de materiales					Costo por tramo de 65.6 ft	Costo de puente de 3 tramos
	Material cuantificado			Costo de material por unidad indicada		Total por material
	Cantidad	unidad	Material	Costo	unidad	
Viga tipo AASHTO IV	54.024	m ³	Concreto 5 ksi	Q1,693.04	m ³	Q91,464.04
	40.000	m ³	Concreto 4 ksi	Q1,581.65	m ³	Q63,266.11
	1,653.000	kg/20m	Acero de presfuerzo	Q56.75	kg	Q93,801.06
	Costo total					

Cuadro 49: Costo total para un sistema isostático para puentes de luces cortas compuesto por vigas pretensadas prefabricadas

SISTEMA HIPERESTÁTICO						
Cuantificación de materiales					Costo por tramo de 65.6 ft	Costo de puente de 3 tramos
	Material cuantificado			Costo de material por unidad indicada		Total por material
	Cantidad	unidad	Material	Costo	unidad	
Viga tipo AASHTO III	38.892	ft3	Concreto 5 ksi	Q1,693.04	m ³	Q65,845.44
	40.000	m ³	Concreto 4 ksi	Q1,581.65	m ³	Q63,266.11
	1,322.400	kg/20m	Acero de presfuerzo	Q56.75	kg	Q75,040.84
	1430.28	kg	Acero de refuerzo	Q 12.51	kg	17896.06893
Costo total						Q222,048.46

Cuadro 50: Costo total para un sistema hiperestático para puentes de luces cortas compuesto por vigas pretensadas prefabricadas

En el Cuadro 49 se puede observar el costo total obtenido para el sistema isostático. Se incluyen los tres tramos de vigas prefabricadas con el acero de presfuerzo necesario para contrarrestar los momentos a flexión máximos al centro de la luz es de Q745,594.00. Mientras que un sistema hiperestático de tres tramos de vigas prefabricadas con acero de presfuerzo y acero de refuerzo necesario para momentos de flexión positivos y negativos obtuvo un costo de Q648,249.00.

El sistema hiperestático con vigas AASHTO tipo III, con un peralte de 7.87in (20 cm) menor a la viga del sistema isostático, logró aproximadamente un 13.00% en reducción de costos. Esto crea una ventaja para la construcción de puentes en el país, pues con la reducción obtenida en la sección de las vigas se tiende a impedir colapsos de estructuras como ha sucedido con los de sistema isostáticos. Para puentes de luces cortas esta es una de las alternativas que hoy en día podría proponerse.

Discusión de resultados

Es importante aclarar que el motivo de utilizar una longitud de 65.6 ft (20.0m) para cada viga es debido a su transporte. Las vigas prefabricadas, pretensadas, se solicitan para que sean puestas en obra. Son limitadas en su longitud ya que para transportarlas a obra se necesita de una plataforma extendible. También llamado en el país como camión lowboy. Estos camiones suelen tener una capacidad para transportar elementos pesados y de la misma dimensión anteriormente estipulada o menor. Una longitud más grande implicaría solicitud de permisos y costos adicionales para su circulación.

Asimismo, el estudio se realizó con vigas prefabricadas tipo AASHTO, ya preestablecidas. Esto debido a que son vigas tradicionales implementadas en la construcción en el país y en construcciones internacionales. Es decir, ya existen moldes predeterminados para su fundición. Estas mismas se instalan con equipo pesado como grúas en sus respectivos apoyos.

Después de realizar la evaluación de un sistema isostático de tres tramos de 65.6 ft de longitud versus un sistema hiperestático de la misma longitud, ambos verificados con limitaciones respecto a las especificaciones AASHTO LRFD 2017, se puede determinar que un sistema hiperestático es más eficiente. Un puente de tres tramos continuos compuestos por vigas pretensadas prefabricadas presenta ventajas tanto del punto de vista estructural como aspectos económicos.

El sistema isostático necesitó de un área mayor de sección, ya que el diseño de este fue gobernado por la flexión inducida, tanto por el peso propio del sistema como de las cargas externas aplicadas a la misma para un diseño a lo largo de su vida útil. Su máxima flexión fue próxima en el centro de la luz del elemento. A diferencia del sistema hiperestático, en el cual los momentos por flexión se redistribuyeron entre los extremos y el centro de la longitud. Con dicha redistribución de momentos a flexión fue como se logró una reducción de peralte aproximadamente del 17.0% en la sección.

La explicación de lo anterior se refiere a que el momento máximo generado por las cargas en un puente isostático e hiperestático generan un momento máximo positivos de 1971 kip-ft y 1304 kip-ft, respectivamente. Los momentos positivos para una superestructura analizada como un sistema isostático es aproximadamente al 50.0% superior a los momentos generados a flexión positivo a un sistema hiperestático. Esto debido a la redistribución de momentos anteriormente mencionada. Los momentos de flexión negativos producidos en el sistema hiperestático sobre los apoyos, permitieron cierta reducción del ancho y alto de la sección. Con ello se puede mitigar en cierta medida el riesgo de colapso de estructuras cuyas inversiones han sido considerables.

La mayoría de los puentes vehiculares dentro del territorio nacional corresponden a estructuras isostáticas, estos sistemas han sufrido colapsos dentro del país por fenómenos naturales. A causa del nivel del flujo de agua en los ríos, estos han podido alcanzar las superestructuras, generar diversas fallas y hasta peligrosos colapsos ante la presión hidrostática resultante. La pérdida de un puente provoca la incomunicación de dos sectores y además un impacto económico de suma importancia. Es fundamental para el país impulsar la construcción e implementación de sistemas hiperestáticos que impliquen mejoras estructurales donde se puedan reducir secciones de elementos. Con esto se crea un menor peso para la superestructura y por ende una reducción de costos.

Después del análisis de tres tramos de vigas prefabricadas se determinó que un sistema hiperestático posee una reducción en su geometría, por lo que en cuestión de costos es más eficiente. El sistema hiperestático de tres tramos con vigas principales AASHTO tipo III, siendo de 65.6ft de cada tramo, logró un 13.00% aproximadamente en reducción de costos remplazando así a un sistema isostático. Asimismo, este sistema presentaría impacto ventajoso sobre la subestructura. Debido a que, si las dimensiones de las vigas principales reducen, los apoyos de igual forma y por ende las cimentaciones. En otras palabras, si la viga principal cuenta con menor peso propio generará menores solicitaciones en las pilas y estribos. Las cimentaciones podrán diseñarse con menos material debido a que soporta menores fuerzas de reacción provenientes de la subestructura, lo cual crea un análisis efectivo para no sobrepasara los esfuerzos permisibles del suelo.

Un puente con tres tramos continuos compuestos por vigas pretensadas prefabricadas logra ventajas tanto del punto de vista estructural como aspectos económicos. Este sistema es viable para la construcción en nuestro país, pues puede reemplazar a los sistemas isostáticos tradicionales.

Mediante la evaluación de diversos aspectos estructurales, esfuerzos límites verificados con las especificaciones AASHTO LRFD 2017 y un análisis de costos, se determina que un sistema hiperestático es factible para implementar su construcción en Guatemala. Presentando así, un 13% en reducción de costos comparado con un sistema isostático.

Según los análisis obtenidos; mientras mayor área presente el elemento, mayor peso tiene que resistir. En consecuencia, el diseño por flexión inducida obtiene valores superiores. Se buscó reducir las dimensiones y de esta manera reducir los momentos resultantes debido a las cargas de sollicitación. Realizando diversas iteraciones, se logró reducir aproximadamente un 17.0% en el alto y ancho de la viga prefabricada. Teniendo una sustitución de una viga AASHTO tipo IV por una viga AASHTO tipo III.

Con la reducción de sección, utilizando un sistema de cables pretensados como acero de presfuerzo, la construcción de puentes con este sistema lograría mitigar en cierta medida el riesgo de colapso de estructuras cuyas inversiones han sido considerables.

Recomendaciones

Se pretende que los resultados obtenidos sirvan para impulsar la implementación de sistemas hiperestáticos compuestos por elementos prefabricados dentro del territorio nacional, tanto por parte de la iniciativa privada como por las instituciones gubernamentales. El objetivo es reducir los costos de construcción asociados y de la misma forma mitigar el riesgo de colapso de este tipo de estructuras, debido a los niveles de crecida máxima en los ríos. Los cuales puede originarse por futuros fenómenos naturales que afectan al país años con año.

Se recomienda un sistema hiperestático para puentes como alternativa a los sistemas isostáticos a las entidades gubernamentales. Puede dirigirse a: Ministerio de comunicaciones, infraestructura y vivienda, Unidad Ejecutora de Conservación Vial (Covial), Dirección general de caminos, entidades privadas, entre otros. Esto se sugiere ya que son sistemas que tienden a ser más eficientes desde el punto estructural y económico. Por lo que son alternativas para los ingenieros que deseen reemplazar los sistemas isostáticos.

Además de las ventajas ya descritas anteriormente, se recomienda una superestructura hiperestática desde la posición estructural. Debido a que un sistema como este tiene una mayor redundancia. Es decir, tiene la capacidad para redistribuir las cargas cuando cierta parte estructural llegase a sobre esforzarse o desplomarse. Las solicitaciones máximas pueden darse debido a fuerzas por sismos, impactos, fuerzas hidrostáticas u otros eventos. La facilidad para su rehabilitación lo hace ventajoso frente a cualquier otro sistema. Pues, la superestructura puede ser apuntalada y debido a la redistribución de momentos anteriormente descrita, es simple poner un puente de este tipo en servicio nuevamente. Siendo este otro punto a favor para su utilización como alternativas para la construcción de puentes en el país.

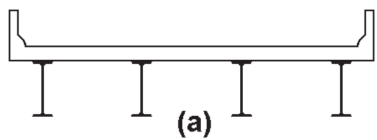
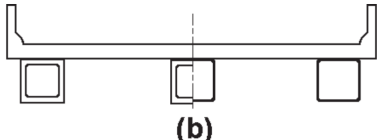
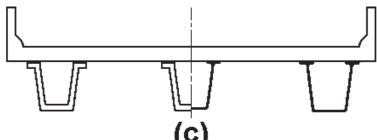
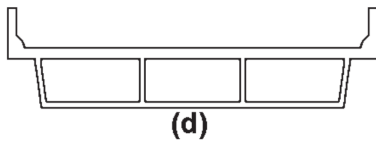
Bibliografía

- [1] AASHTO, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 7ma. Washington, DC., 2017, pág. 1704, ISBN: 9781560515920. dirección: www.transportation.org.
- [2] M. D. o. T. (MDT), *LRFD Bridge Design Manual*. Minnesota, EE.UU, 2017, pág. 1164.
- [3] A. R. Serquén, *Puentes con AASHTO - LRFD 2014*. Perú, 2017, pág. 342, ISBN: 9786124697494.
- [4] C. M. S. Benitez y J. G. S. Gonzalez, *Puentes*, México, 2008. dirección: <https://www.academia.edu/14368027/PUENTES>.
- [5] H. E. B. MEng Pallais, *Diseño de Infraestructura Vial*, Guatemala, 2019.
- [6] AASHTO Standard, *AASHTO Standar Specifications for Highways Bridges*, 17 Edición. Washington, DC., 2002, pág. 350.
- [7] I. Y. V. D. G. D. G. MINISTERIO DE COMUNICACIONES, *Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores de carga y sus combinaciones*, 2010. dirección: www.civ.gob.gt.
- [8] T. Pérez White, J. M. Mateos Gómez y P. A. Gómez Sánchez, *Resistencia de materiales*, 1a Edición, S. Gráficas Cervantes, ed. España: Universidad de Salamanca, 1992, pág. 141, ISBN: 9788474816990. dirección: <https://books.google.com.gt/books?id=CnYSoc1VsdK%7B%5C%7Dprintsec=frontcover%7B%5C%7Ddq=Resistencia+de+materiales+P%7B%5C%7DBe%7D%7Drez+Tomas%7B%5C%7Dhl=es%7B%5C%7Dsa=X%7B%5C%7Dved=0ahUKEwjS0e2Zhv%7B%5C%7DjAhXnqFkKHQycBxoQ6AEIJjAA%7B%5C%7Dv=onepage%7B%5C%7Dq=Resistencia%20de%20materiales%20P%7B%5C%7DBe%7D%7Drez%20Tomas%7B%5C%7Ddf=false>.
- [9] F. P. Beer, E. R. J. Jr, J. T. DeWolf y D. F. Mazurek, *Mecánica de materiales*. Mexico, 2013, vol. 6ta Edició, pág. 706, ISBN: 9786071509345.
- [10] J. C. McCormac y R. H. Brown, *Diseño de concreto reforzado*, 8va Edició. Mexico: Alfaomega Grupo Editos, S.A de C.V, 2011, pág. 724, ISBN: 9786077072317.
- [11] C. R. Vallencilla, *Manual de puentes en concreto reforzado*, 1a Edición. Bogotá, Colombia: Editorial Bauen, 2009, pág. 658.

- [12] H. K. A. Guevara, E. G. C. Vazquez, J. P. A. M. Guerrero, M. K. Ñ. Diaz y G. L. U. Stucchi, *Área curricular puentes y obras de arte*, 2017. dirección: https://www.academia.edu/36872733/L%7B%5C%27%7BI%7D%7DNEAS%7B%5C_%7DDE%7B%5C_%7DINFLUENCIA.
- [13] UNNE, “Estabilidad III- Capitulo II: Método de las fuerzas”, Argentina, 2010, dirección: http://ing.unne.edu.ar/pub/e3%7B%5C_%7Dcap2.pdf.
- [14] Universidad del País Vasco, *TEORÍA DE ESTRUCTURAS TEMA 3: LÍNEAS DE INFLUENCIA EN ESTRUCTURAS ISOSTÁTICAS*, Bilboa. dirección: https://ocw.ehu.eus/pluginfile.php/9582/mod%7B%5C_%7Dresource/content/1/tema%7B%5C_%7D3%7B%5C_%7DLINEAS%7B%5C_%7DDE%7B%5C_%7DINFLUENCIA.pdf.
- [15] E. G. Escobar y J. M. I. R. E. Galindo Cabrera, “Guía teórica práctica para el curso de diseño estructural de la Escuela de Ingeniería Civil, FIUSAC.”, inf. téc., 2017, pág. 151.
- [16] ACI, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-14/ACI 318S-14)*. 2014, pág. 592, ISBN: 978-0-87031-930-3.
- [17] M. F. C. Buenahora y E. A. G. Barragán, “Comparación de los módulos de elasticidad de concreto normal, con el ensayo de comprensión y el ensayo de flexión”, Tesis, Universidad Pontificia Bolivariana Seccional, 2012, pág. 205.
- [18] A. P. R. Bajaña y S. M. Z. Bernal, “Cálculo y diseño de la superestructura para el puente Narajal 1 que forma parte del proyecto control de inundaciones del Rio Naranjal”, Tesis doct., Universidad de Cuenca, 2014, pág. 161. dirección: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/20927/1/TESIS.pdf>.
- [19] Torres Anahí y Morales Fernanda, “Sistemas constructivos: Hormigón pretensado y postesado”, pág. 67, 2011. dirección: http://www.fadu.edu.uy/tesinas/files/2012/08/TESINA%7B%5C_%7DFernanda-Morales%7B%5C_%7DAnah%7B%5C%27%7Bi%7D%7D-Torres-Pardo%7B%5C_%7DHormig%7B%5C%27%7Bo%7D%7Dn-Pretesado-y-Postesado.pdf.
- [20] S. E. R. Gersberg, “Análisis de estructuras de hormigón considerando los efectos de las deformaciones diferidas”, Tesis doct., Universidad de la república Uruguay, 2014, pág. 124.
- [21] Mexpresa, *mexpresa*. dirección: https://www.mexpresa.com/productos/vigas%7B%5C_%7Dp.php%7B%5C#%7Dprincipio (visitado 16-09-2019).
- [22] Presforza, *Presforza - Trabe T*. dirección: <http://www.presforza.com/productos/3.php> (visitado 16-09-2019).
- [23] R. Lacroix, A. Fuente, A. J. Rivas Zaragüeta y J. A. Torroja Cavanillas, *Hormigón pretensado : concepción, cálculo, ejecución*. Técnicos asociados, 1978, ISBN: 9788471460998. dirección: https://books.google.com.gt/books?id=ycY4hIThyac%7B%5C%7Dpg=PR3%7B%5C%7Ddq=Hormig%7B%5C%27%7Bo%7D%7Dn+Pretensado,+concepci%7B%5C%27%7Bo%7D%7Dn+calculo+y+ejecuci%7B%5C%27%7Bo%7D%7Dn%7B%5C%7Dhl=es%7B%5C%7Dsa=X%7B%5C%7Dved=0ahUKEwiksev8gv%7B%5C_%7DjAhUKnlkKHZgZA0kQ6AEIJjAA%7B%5C#%7Dv=onepage%7B%5C%7Dq=Hormig%7B%5C%7D2525C3%7B%5C%7D2525B3n%7B%5C%7D252520Pretensado%7B%5C%7D25252C%7B%5C%7D252520concepci%7B%5C%7D2525C3%7B%5C%7D2525B3n%7B%5C%7D252520calculo%7B%5C%7D25.
- [24] U. da cuña Grupo de construcción, “Estados limite de servicio de fisuración y deformabilidad”, *Hormigón armado y pretensado I*, pág. 23, 2011.

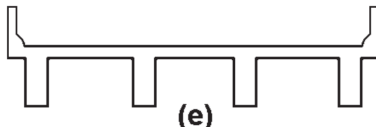
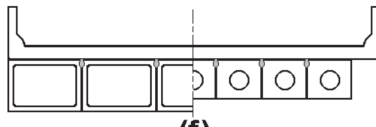

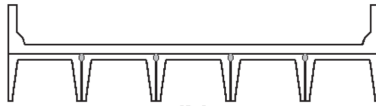
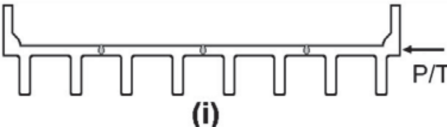
- [25] Williams Form Engineering corp., *Post-Tensioning system and prestressing Steel Bars*, Canada. dirección: www.williamsform.com.
- [26] Universidad de Buenos Aires, “Pretensado - pérdidas del esfuerzo de pretensado”, Argentina, dirección: <http://materias.fi.uba.ar/7405/apuntes/PptPerd.pdf>.
- [27] V. C. Romoaldo, “Estimación indirecta del nivel de presfuerzo en vigas presforzadas en servicio”, Tesis doct., Universidad Nacional Autónoma de México, 2013, pág. 43. dirección: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/jspui/bitstream/132.248.52.100/6211/1/Tesis.pdf>.
- [28] F. F. C. Peralvo y R. S. O. Toledo, “Diseño estructural de losas TT prefabricadas pretensadas con extremos rígidos”, Tesis doct., Universidad de Cuenca, 2013, pág. 96. dirección: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/337/1/Tesis.pdf>.

10.1. Continuación de tipos de superestructuras según AASHTO LRFD 2017

Elemento de apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada.	
Vigas cajón cerradas de acero o concreto prefabricado	Losa de concreto colada in situ	
Vigas cajón abiertas de acero o concreto prefabricado	Losa de concreto colada in situ, losa de tablero de concreto prefabricado	
Viga cajón de múltiples células de concreto colado in situ	Concreto monolítico	

Cuadro 51: Superestructuras habituales para puentes

[1]

Elemento de apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Viga "T" de concreto colado in situ	concreto monolítico	 <p style="text-align: center;">(e)</p>
Vigas cajón prefabricadas de concreto macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte	Sobrecapa de concreto colado in situ	 <p style="text-align: center;">(f)</p>
Vigas cajón prefabricadas de concreto macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Concreto integral	 <p style="text-align: center;">(g)</p>
Secciones tipo canal de concreto prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de concreto colado in situ	 <p style="text-align: center;">(h)</p>
Sección doble "T" de concreto prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Concreto integral	 <p style="text-align: center;">(i)</p>

Cuadro 52: Superestructuras habituales para puentes (continuación)

[1]

10.2. Análisis de cargas vivas aplicando el Teorema de Barré

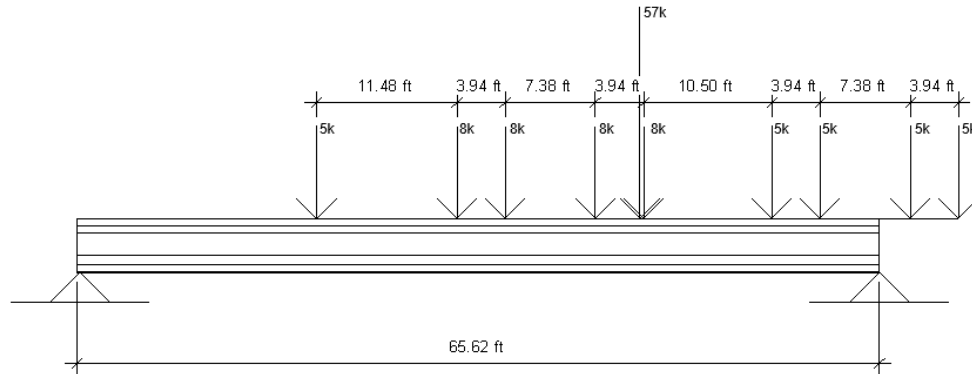


Figura 28: Esquema para análisis del Teorema de Barré aplicado en el primer eje de carga viva (T3-S2-R4)

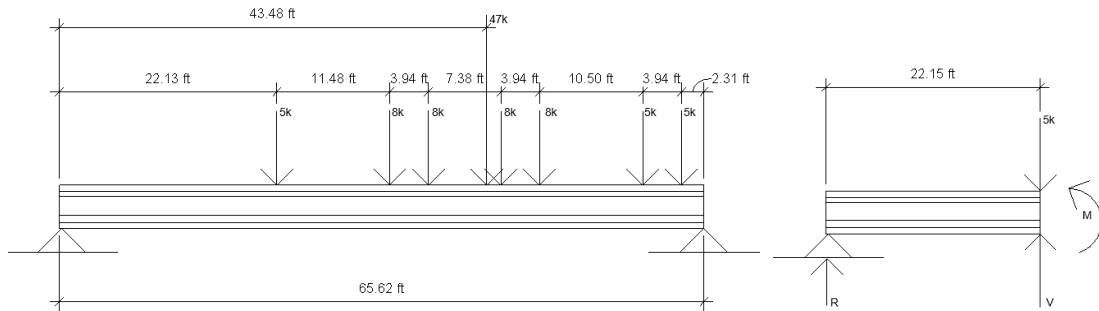


Figura 29: Nuevo esquema para análisis del Teorema de Barré en el primer eje de carga viva (T3-S2-R4)

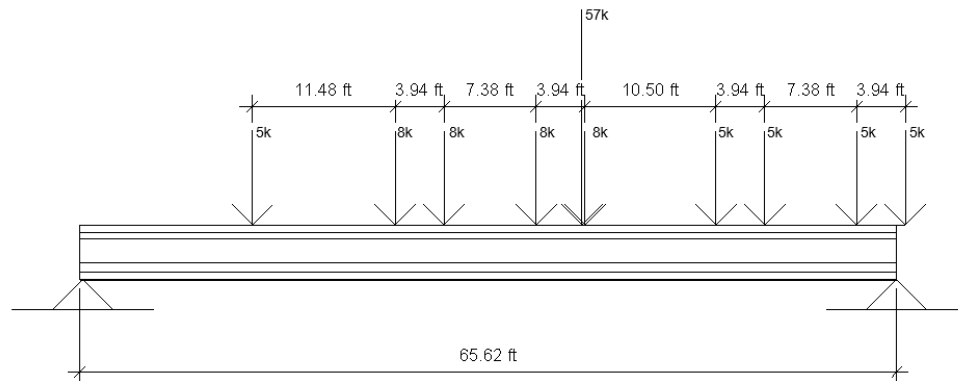


Figura 30: Esquema para análisis del Teorema de Barré aplicado en el segundo eje de carga viva (T3-S2-R4)

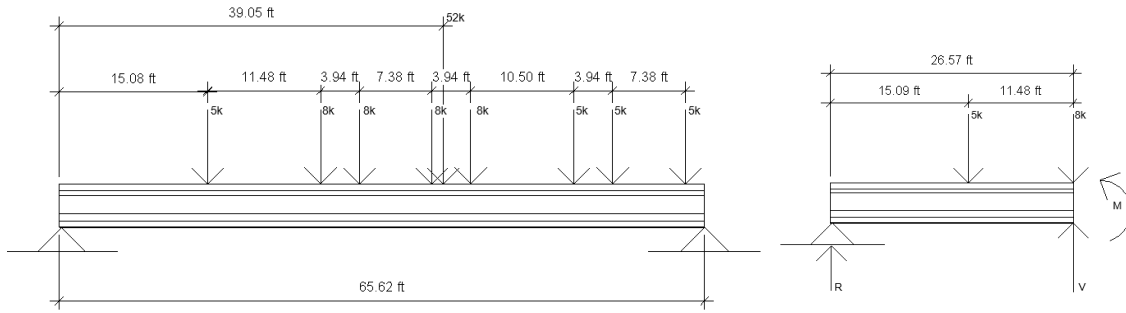


Figura 31: Nuevo esquema para análisis del Teorema de Barré en el segundo eje de carga viva (T3-S2-R4)

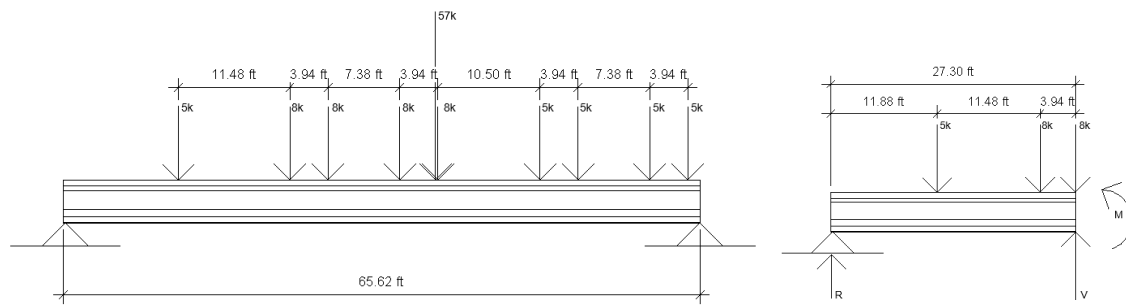


Figura 32: Esquema para análisis del Teorema de Barré en el tercer eje de carga viva (T3-S2-R4)

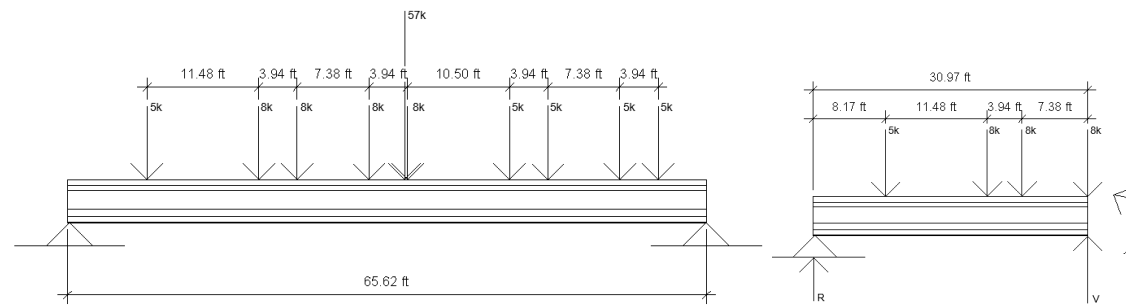


Figura 33: Esquema para análisis del Teorema de Barré en el cuarto eje de carga viva (T3-S2-R4)

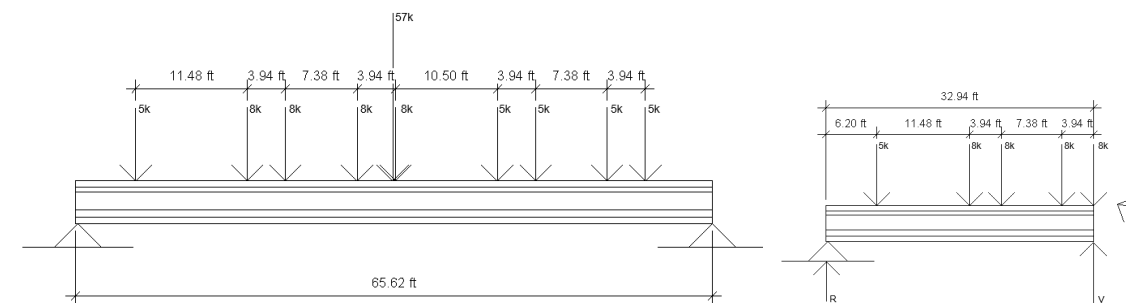


Figura 34: Esquema para análisis del Teorema de Barré en el quinto eje de carga viva (T3-S2-R4)

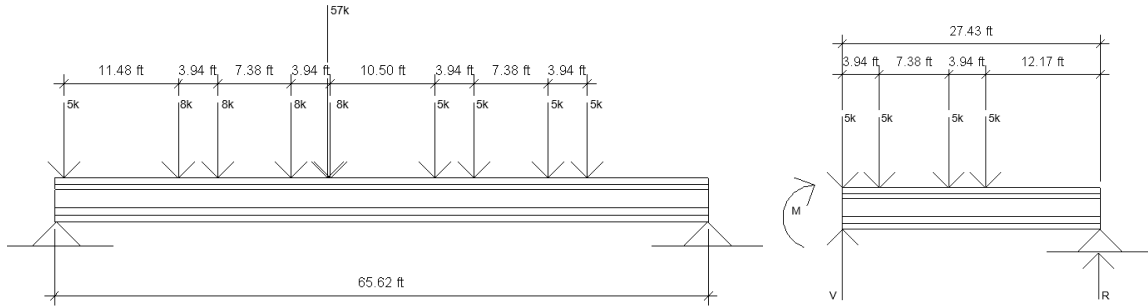


Figura 35: Esquema para análisis del Teorema de Barré en el sexto eje de carga viva (T3-S2-R4)

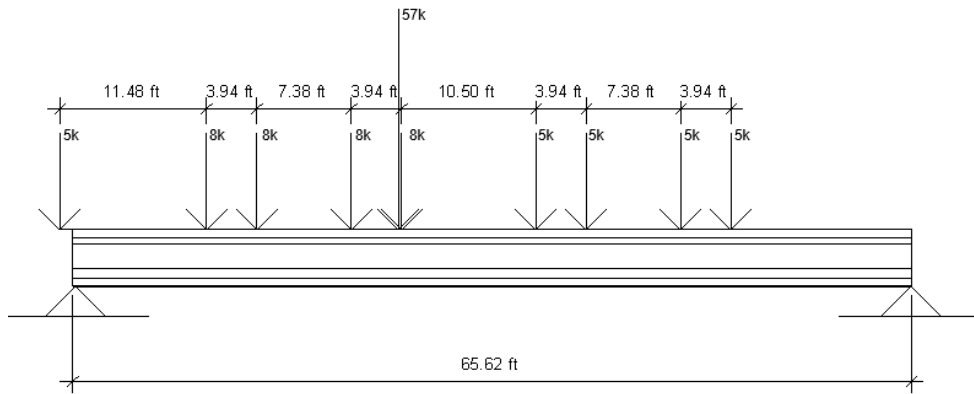


Figura 36: Esquema para análisis del Teorema de Barré aplicado en el séptimo eje de carga viva (T3-S2-R4)

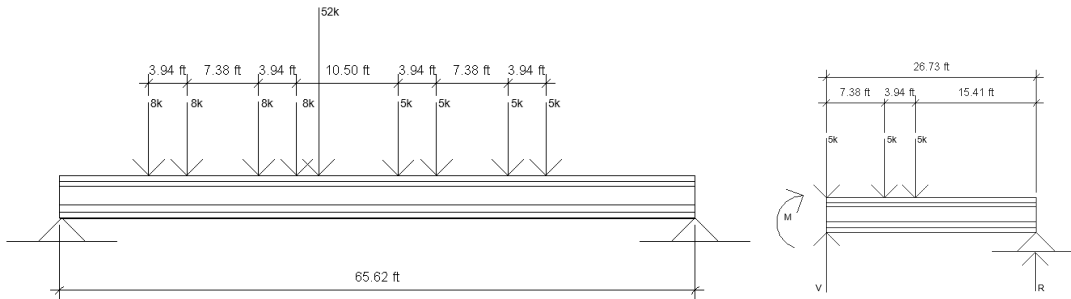


Figura 37: Nuevo esquema para análisis del Teorema de Barré en el séptimo eje de carga viva (T3-S2-R4)

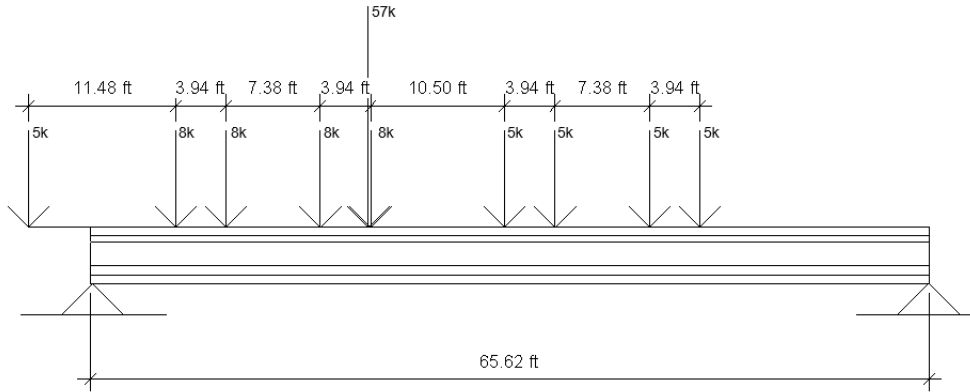


Figura 38: Esquema para análisis del Teorema de Barré aplicado en el octavo eje de carga viva (T3-S2-R4)

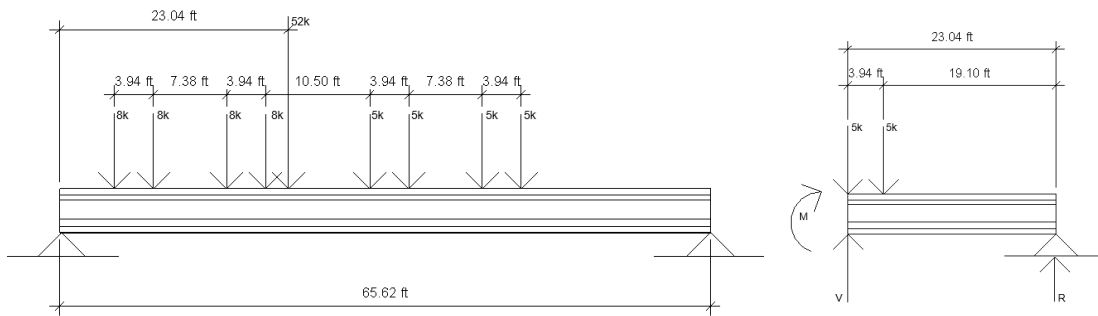


Figura 39: Nuevo esquema para análisis del Teorema de Barré en el octavo eje de carga viva (T3-S2-R4)

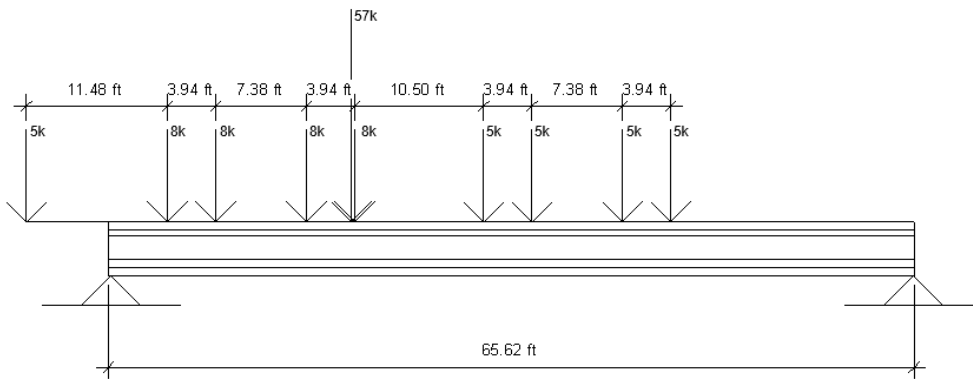


Figura 40: Esquema para análisis del Teorema de Barré aplicado en el noveno eje de carga viva (T3-S2-R4)

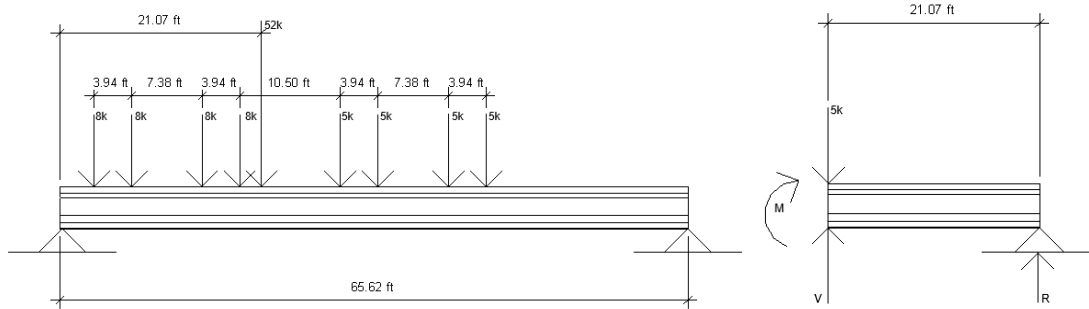


Figura 41: Nuevo esquema para análisis del Teorema de Barré en el noveno eje de carga viva (T3-S2-R4)

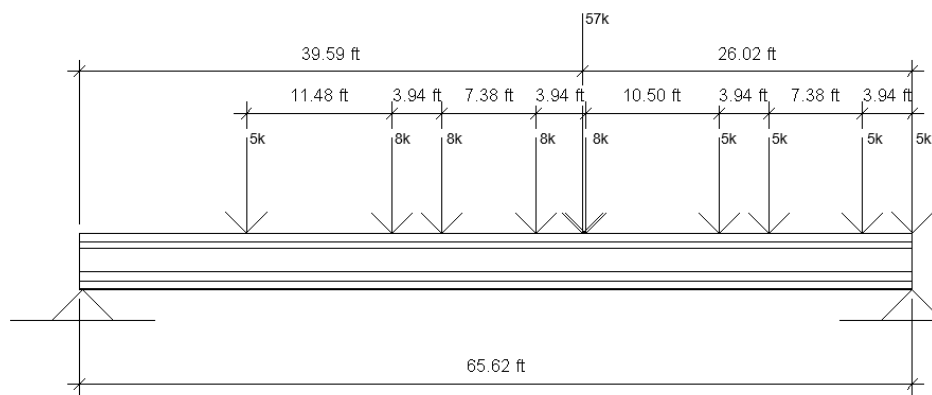


Figura 42: Esquema para análisis de cortante máximo en el eje derecho de la carga viva T3-S2-R4

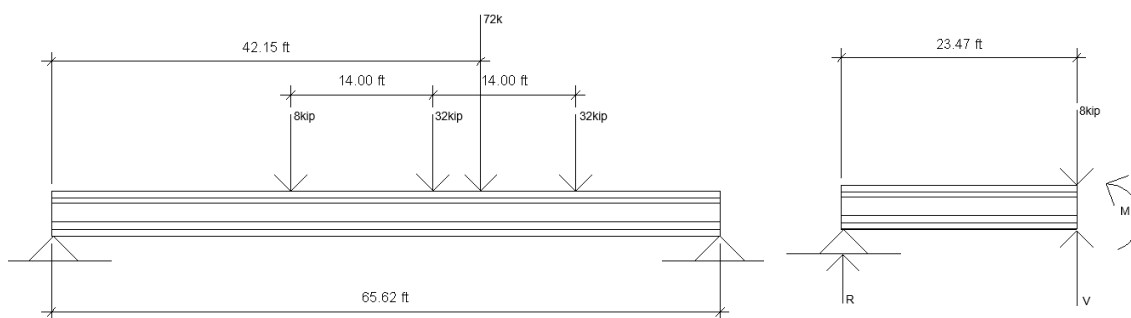


Figura 43: Esquema para análisis del Teorema de Barré en el primer eje de carga viva (HS20-44)

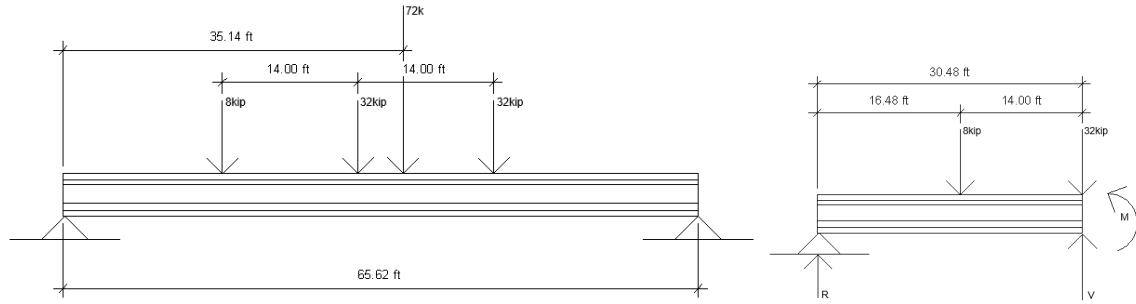


Figura 44: Esquema para análisis del Teorema de Barré en el segundo eje de carga viva (HS20-44)

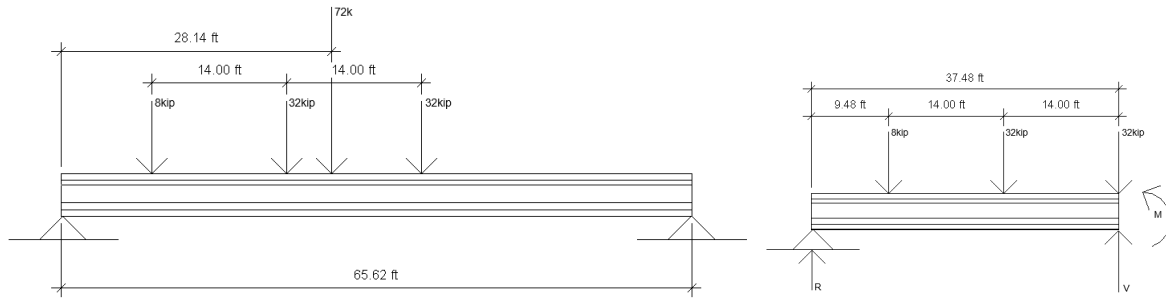


Figura 45: Esquema para análisis del Teorema de Barré en el tercer eje de carga viva (HS20-44)

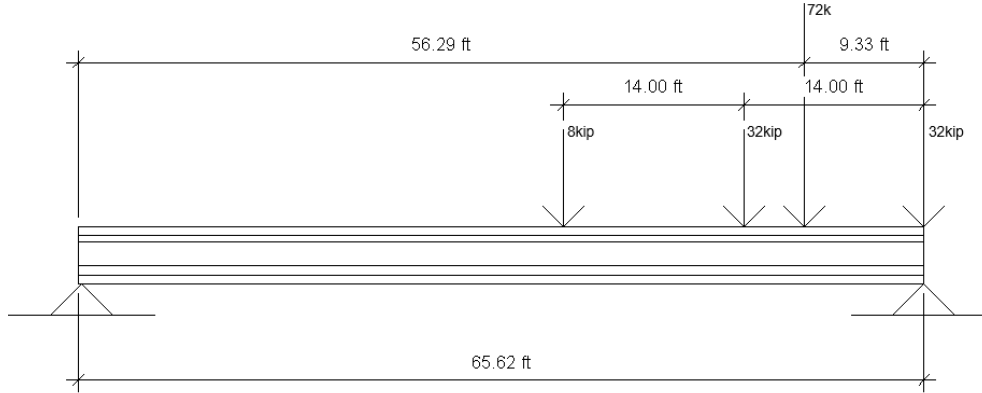


Figura 46: Esquema para análisis de cortante máximo en el eje derecho de la carga viva HS20-44

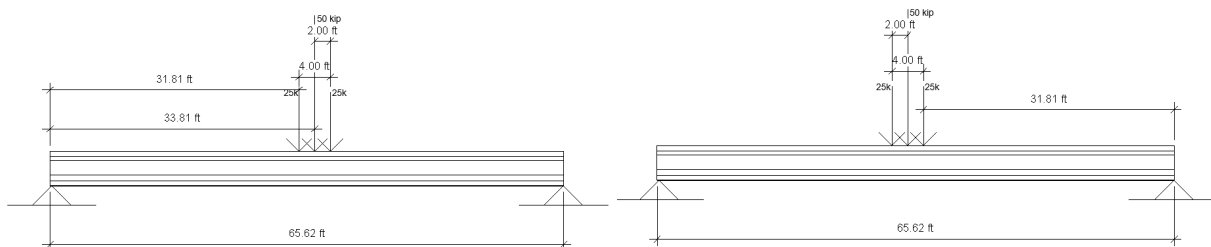


Figura 47: Esquemas para análisis del Teorema de Barré en los dos ejes de la carga viva para Tándem

CARGA VIVA - T3-S2-R4							Apoyo derecho	Apoyo izquierdo	
Eje	Carga (kg)	X (de nueva R)	distancia d/2	dis original			R _k (kg)	R _i (kg)	Momento (kip*ft)
Eje A	5000	✓	6.509	3.254	4.034		31146.900	15853.100	773.787
Eje B	8000	✓	7.306	1.903	2.284		30947.800	21052.200	1106.521
Eje C	8000			1.684	1.684		33300.000	23700.000	1186.506
Eje D	8000			0.559	0.559		30093.750	26906.250	1255.642
Eje E	8000			0.041	0.041		28383.750	28616.250	1244.884
Eje F	5000			1.641	1.641		23823.750	33176.250	1103.945
Eje G	5000	✓	5.344	1.853	2.241		21182.200	30817.800	1041.793
Eje H	5000	✓	5.344	2.978	3.366		18257.200	33742.800	883.654
Eje I	5000	✓	5.344	3.578	3.966		16697.200	35302.800	775.385
Momento Máximo (kip*ft)	1255.642								
Cortante Máximo (kip)	75.825								

Cuadro 53: Momento máximo creado por el segundo eje de la carga viva T3-S2-R4

CARGA VIVA - HL-93						
CAMION HS20-44						
Eje	Carga (lb)		dis original	R _k (lb)	R _i (lb)	Momento (kip*ft)
Eje A	8000		2.846	46245.600	25754.400	604.330
Eje B	32000		0.711	38559.600	33440.400	906.893
Eje C	32000		1.423	30877.200	41122.800	980.936
Momento Máximo (kip*ft)	980.936					
Cortante Máximo (kip)	61.769					
TANDEM						
Eje	Carga (lb)		dis original	R _k (lb)	R _i (lb)	Momento (kip*ft)
Eje A	25000		1.000	25762.500	24237.500	770.743
Eje B	25000		1.000	24237.500	25762.500	770.743
Momento Máximo (kip*ft)	770.743					
Cortante Máximo (kip)	48.475					
CARRIL DE DISEÑO						
Eje	Carga (lb/ft)		R _k (lb)	R _i (lb)	Momento (kip*ft)	
Carga distribuida	640.0		20992.0	20992.0	344.269	

Cuadro 54: Momento máximo creado por la carga viva HL-93

10.3. Integración de cargas

COMBINACIÓN DE CARGAS			
CARGAS MUERTAS			
LOSA		HAUNCH	
Recubrimiento	4 cm	Peso concreto	150 lb/ft ³
Peso concreto	150 lb/ft ³		50 cm
Ancho puente	10 m	Patín de viga	2.83 ft
Ancho tributario	3.05 ft		5.00 cm
Alto losa	6.56 ft	Alto haunch	0.16 ft
	20 cm	qhaunch	69.72 lb/ft
Alto losa	0.656 ft		
qlosa	645.67 lb/ft		
VIGA - TIPO IV AASHTO		VIGA - TIPO III AASHTO	
Densidad viga	155 lb/ft ³	Densidad viga	155 lb/ft ³
Altura	135 cm	Altura	115 cm
Altura	4.43 ft	Altura	3.77 ft
Área	4974 cm ²	Área	3629 cm ²
Área	5.35 ft ²	Área	3.91 ft ²
Patín superior	50 cm	Patín superior	0 cm
qviga	829.87 lb/ft	qviga	605.46 lb/ft
ASFALTO		BARRERA	
Dens. asfalto	140 lb/ft ³	Peso barrera	0.341 kip/ft
Ancho libre	8 m	Peso barrera	136.40 Lb/ft
Alto asfalto	5 cm	Ancho Barrera	1.333 ft
Alto asfalto	0.164 ft		
Ancho tribut.	6.56 ft		
qasfalto	150.66 lb/ft		

Cuadro 55: Datos para combinación de cargas muertas

10.4. Cálculo de factores de distribución para carga viva (carriones de diseño)

FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA VIVA PARA CORTANTE EN VIGAS INTERIORES Y EXTERIORES

VIGAS INTERIORES					CHEQUEO		
Table 4.6.2.2.3a-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Interior Beams					S	6.56	ft
Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability	Cumple		
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	See Table 4.6.2.2.2a-1			L	65.6	ft
Concrete Deck on Wood Beams	l	Lever Rule	Lever Rule	N/A	Cumple		
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams, Concrete T-Beams, T- and Double T-Sections	a, e, k and also l, j if sufficiently connected to act as a unit	$0.36 + \frac{S}{25.0}$	$0.2 + \frac{S}{12} \left(\frac{S}{35} \right)^{1.8}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $20 \leq L \leq 240$ $4.5 \leq t \leq 12.0$ $N_b \geq 4$	ts	9.84	in
		Lever Rule	Lever Rule	$N_b = 3$	Cumple		
					Nb	5	
					Cumple		
					1 carril	gv interior (1)	0.6224
					2 + carriles	gv interior (2)	0.712
						gv interior	0.712
VIGAS EXTERIORES					CHEQUEO		
Table 4.6.2.2.3b-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Exterior Beams					de	1.771	ft
Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability	Cumple		
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	Lever Rule	Lever Rule	N/A	e	0.777	
Concrete Deck on Wood Beams	l	Lever Rule	Lever Rule	N/A	Cumple		
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams, Concrete T-Beams, T- and Double T-Beams	a, e, k and also l, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = \frac{E_{concrete}}{E_{steel}}$ $e = 0.6 + \frac{d_c}{10}$	$-1.0 \leq d_c \leq 5.5$	1 carril	gv exterior (1)	0.509448339 W_i
		Lever Rule		$N_b = 3$	gv * FPM	gv exterior (1)	0.611338007
					2 + carriles	gv interior (2)	0.712
					2 + carriles	gv exterior (2)	0.553
						gv exterior	0.611

Cuadro 56: Cálculo de factor de cortante de vigas interiores y exteriores

FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA VIVA PARA CORTANTE EN VIGAS INTERIORES Y EXTERIORES

VIGAS INTERIORES					CHEQUEO		
Table 4.6.2.2.3a-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Interior Beams					S	6.56	ft
Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability	Cumple		
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, i	See Table 4.6.2.2.2a-1			L	65.6	ft
Concrete Deck on Wood Beams	1	Lever Rule	Lever Rule	N/A	Cumple		
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams, Concrete T-Beams, T- and Double T-Sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	$0.36 + \frac{S}{25.0}$	$0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^{1.5}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $20 \leq L \leq 240$ $4.5 \leq t \leq 12.0$ $N_b \geq 4$	ts	9.84	in
		Lever Rule	Lever Rule	$N_b = 3$	Cumple		
					Nb	5	
					Cumple		
					1 carril	gv interior (1)	0.6224
					2 + carriles	gv interior (2)	0.712
						gv interior	0.712

VIGAS EXTERIORES					CHEQUEO		
Table 4.6.2.2.3b-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Exterior Beams					de	1.771	ft
Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability	Cumple		
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, i	Lever Rule	Lever Rule	N/A	e	0.777	
Concrete Deck on Wood Beams	1	Lever Rule	Lever Rule	N/A	Cumple		
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams, Concrete T-Beams, T- and Double T-Beams	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = \# \text{ Beams}$ $e = 0.6 + \frac{d_c}{10}$	$-1.0 \leq d_c \leq 5.5$	1 carril	gv exterior (1)	0.509448339 W_i
		Lever Rule		$N_b = 3$	gv * FPM	gv exterior (1)	0.611338007
					2 + carriles	gv interior (2)	0.712
					2 + carriles	gv exterior (2)	0.553
						gv exterior	0.611

Cuadro 57: Cálculo de factor de momento de vigas interiores y exteriores

10.5. Análisis de viga AASHTO tipo IV

Seccion No-Compuesta		
Analizando Viga Tipo IV AASHTO		
Área	A_{viga}	5.354 ft ²
Inercia	I_{xx-ss}	11.889 ft ⁴
	$C_{inferior}$	2.018 ft
	$C_{superior}$	2.411 ft
	Altura total	4.429 ft
Módulo de sección		
Inferior (S_{gb})	$I/c_{inferior}$	5.892 ft ³
Superior (S_{gt})	$I/c_{superior}$	4.930 ft ³
Sección Compuesta		
Analizando Viga Tipo IV AASHTO		
Área viga simple	A_{viga}	5.354 ft ²
Viga simple	$C_{inferior}$	2.018 ft
Viga simple	$C_{superior}$	2.411 ft
Inercia de sección simple	I_{xx-ss}	11.889 ft ⁴
Esfuerzo a compresión del concreto Viga	$f'_c \text{ viga}$	5.000 ksi
Esfuerzo a compresión del concreto losa	$f'_c \text{ Losa}$	4.000 ksi
Separación entre vigas	S	6.560 ft
Espeor de Losa+Haunch	ts	0.820 ft
	n	0.894
Ancho efectivo de losa	b_{ef}	5.867 ft
Área sección compuesta	A_{sc}	10.167 ft ²
Centroide de sección comp.	Y_{sc}	3.353 ft
Inercia de sección comp.	I_{xx-sc}	32.335 ft ⁴

Cuadro 58: Propiedades geométricas para viga AASHTO tipo IV

Analizando Viga Tipo IV AASHTO

Figura	Area (ft ²)	Y (ft)	Area (ft ²)*Y(ft)	
Viga		5.354	2.018	10.803
Losa		4.813	4.839	23.289
Y		3.353		ft
Modulo de sección				
Superior Losa	$I/c_{superior}$		21.761 ft ³	
Inferior viga (S _{cb})	$I/c_{inferior}$		9.643 ft ³	
Superior viga (S _{gtc})	$I/c_{superior}$		30.057 ft ³	

Cuadro 59: Cálculo de centroide de torones propuestos y módulo de sección para viga AASHTO tipo IV

Estimación de presfuerzo requerido

Esfuerzo inferior - viga	S _{BE}	1.659 ksi
	S _{BE}	238.843 ksf
Porcentaje de pérdida asumido		13.700 %
Pérdida efectiva de pretensado	f _{pe}	174.758 ksi
	$f_{pe} = 0.75f_{pu}$ (1-%pérdida asumido)	25,165.080 ksf

Cálculo de centroide de los cables de pretensado

Fila	Cantidad de Torones	Y (in)	Cantidad*Y
Fila 1	6.000	2.000	12.000
Fila 2	6.000	4.000	24.000
Fila 3	3.000	6.000	18.000
Sumatoria	15.000		54.000
Centroide de cables de pretensado		Y _{str} =	3.600 in

Cuadro 60: Estimación de porcentaje de pérdida pretensado para determinación de cantidad de torones en viga AASHTO tipo IV

FUERZAS DE PRETENSADO

Area de acero pretensado	A_{ps}	3.225 in ²
Esfuerzo del acero pretensado inmediatamente en la transferencia.	f_{pj}	202.500 ksi
Perdida por acortamiento elastico Df_{nES}	Df_{pES}	9.996 ksi
Esfuerzo en el cable despues de perdidas	f_{pe}	174.751 ksi
Fuerza inicial de pretensado	$P_i = A_{ps}(f_{pj}-Df_{pES})$	620.826 kip
Fuerza de pretensado despues de todas las perdidas	$P_e = A_{ps}f_{pe}$	563.573 kip

Cuadro 61: Fuerza de pretensado después de pérdidas para viga AASHTO tipo IV

Chequeo de esfuerzos en la cabeza de la viga - Después de pérdidas

Esfuerzos en la cabeza		-59.034 ksf
Esfuerzos en la cabeza		-0.410 ksi
Chequeo $S_T < 0.45f'_c$		No cumple
Esfuerzo a compresion del concreto para viga	$0.19\sqrt{f'_c} = S_B$	1.260 ksi

**Nota: Lo anterior implica que el esfuerzo en la cabeza esta excedido por lo que se requiere resbalar los cables en la zona de excedencia, lo cual corresponde a 2m desde la cabeza de la viga.

Cuadro 62: Chequeo de esfuerzos en la cabeza de la viga AASHTO tipo IV

10.6. Análisis de viga AASHTO tipo III

10.6.1. Análisis de viga AASHTO tipo III en sistema isostático

Sección No-Compuesta		
Analizando viga AASHTO tipo IV		
Área	A_{viga}	3.906 ft ²
Inercia	I_{xx-ss}	6.092 ft ⁴
	$C_{inferior}$	1.680 ft
	$C_{superior}$	2.093 ft
	Altura total	3.773 ft
Módulo de sección		
Inferior (S_{gb})	$I/c_{inferior}$	3.626 ft ³
Superior (S_{gt})	$I/c_{superior}$	2.910 ft ³
Sección Compuesta		
Analizando viga AASHTO tipo III		
Área viga simple	A_{viga}	3.906 ft ²
Viga simple	$C_{inferior}$	1.680 ft
Viga simple	$C_{superior}$	2.093 ft
Inercia de sección simple	I_{xx-ss}	6.092 ft ⁴
Esfuerzo a compresión del concreto Viga	$f'_c \text{ viga}$	5.000 ksi
Esfuerzo a compresión del concreto losa	$f'_c \text{ Losa}$	4.000 ksi
Separación entre vigas	S	6.560 ft
Espesor de Losa+Haunch	ts	0.820 ft
	n	0.894
Ancho efectivo de losa	b_{ef}	5.867 ft
Area sección compuesta	A_{sc}	8.719 ft ²
Centroide de sección comp.	Y_{sc}	3.062 ft
Inercia de sección comp.	I_{xx-sc}	19.873 ft ⁴

Cuadro 63: Propiedades geométricas para viga AASHTO tipo III

Analizando Viga Tipo III AASHTO				
Tabla de resumen para Centroide de sección compuesta				
Figura	Area (ft ²)	Y (ft)	Area (ft ²)*Y(ft)	
Viga		3.906	1.680	6.562
Losa		4.813	4.183	20.131
Y		3.062	ft	
Modulo de sección				
Superior Losa	$I/c_{superior}$		17.719 ft ³	
Inferior viga (S _{cb})	$I/c_{inferior}$		6.491 ft ³	
Superior viga (S _{gtc})	$I/c_{superior}$		27.933 ft ³	

Cuadro 64: Cálculo de centroide de torones propuestos y módulo de sección para viga AASHTO tipo III

Estimación de pretensado requerido			
Esfuerzo inferior - viga	f_{BE}	2.204 ksi	
	f_{BE}	317.378 ksf	
Porcentaje de perdida asumido		14.000 %	
Perdida efectiva de pretensado	f_{pe}	174.150 ksi	
	$f_{pe} = 0.75f_{pu} (1-\%perdidaAsumido)$	25,077.600 ksf	
Calculo de centroide de los cables de pretensado			
Fila	Cantidad de Torones	Y (in)	Cantidad*Y
Fila 1	6.000	2.000	12.000
Fila 2	6.000	4.000	24.000
Fila 3	0.000	0.000	0.000
Sumatoria	12.000		36.000
Centroide de cables de pretensado		$Y_{str} =$	3.000 in

Cuadro 65: Estimación de porcentaje de pérdida pretensado para determinación de cantidad de torones en viga AASHTO tipo III

ANÁLISIS DE NÚCLEO DE TORONES - CANTIDAD DE TORONES

Excentricidad de torones en la viga	$e_{\#} \quad e = C_{inferior} - Y_{str}$	17.157 in
Diametro de toron	d_{toron}	0.600 in
Cantidad de torones	# torones	12.000
Área de torón (p/u)	A_s	0.215 in ²
Esfuerzo por compresion axial - sin pérdidas	$P = (\#torones) (A_s) (f_{pe})$	449.307 kip
Momento interno producido por el pretensado	$M_{p/s} = (e) (P)$	7,708.976 kip*in
Momento interno producido por el pretensado	$M_{p/s}$	642.415 kip*ft
Esfuerzo por compresión viga	$f_c' \text{ viga}$	5.000 ksi
Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas	$Tension_{Limite} = 0.19 \bar{\sigma}_c'$	0.425 ksi
Pérdida efectiva de pretensado requerida	$f_{pe-requerida} = f_{pe} - Tension_{limite}$	1.779 ksi
# torones requeridos	Cables necesarios	10.523
	Cables propuestos	12.000

Cuadro 66: Cantidad de torones requeridos para viga AASHTO TIPO III

PERDIDAS DE PRETENSADO - VIGA AASHTO TIPO III		
Perdida por acortamiento elastico Δf_{pES}		
	$e_m M_g A_g$	37,719,048.013
Perdida por acortamiento elastico Δf_{pES}	$(A_g I_g E_{ci}) / (E_p)$	10,145,813.603 in ⁶
	$A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g)$	753,108.137 in ⁶
	Δf_{pES}	10.532 ksi
Perdida por lapso de tiempo Δf_{pLT}		
Esfuerzo del acero pretensado	$f_{pi} = f_{pbt} = f_{pj}$	202.500 ksi
Humedad relativa promedio anual de ambiente	H	80.000 %
Factor de corrección para humedad relativa de ambiente	$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$	0.900
Factor de corrección para esfuerzo especific $\gamma_{st} = 5 / (1 + f_{ci})$		0.833
Perdida por relajación	Δf_{pR}	2.400 ksi
Perdida por lapso de tiempo Δf_{pLT}	Δf_{pLT}	18.366 ksi
Perdida total		
Perdida total	$\Delta f_{pt} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$	28.898 ksi
Esfuerzo en el cable despues de perdidas	$f_{pe} = f_{pj} - \Delta f_{pt}$	173.602 ksi
Porcentaje de perdidas de pretensado		14.27%
Porcentaje de perdida asumido		14.00 %

Cuadro 67: Cálculo de pérdidas por acortamiento elástico y pérdida en el largo plazo para viga AASHTO tipo III

Chequeo de esfuerzos en la cabeza de la viga - Después de pérdidas

Esfuerzos en la cabeza	-92.936 ksf
Esfuerzos en la cabeza	-0.645 ksi
Chequeo $S_T < 0.45f_c'$	No cumple

**Nota: Lo anterior implica que el esfuerzo en la cabeza esta excedido por lo que se requiere resbalar los cables en la zona de excedencia, lo cual corresponde a 2m desde la cabeza de la viga.

Cuadro 68: Chequeo de esfuerzos en la cabeza de la viga AASHTO tipo III

FUERZAS DE PRETENSADO

Area de acero pretensado	A_{ps}	3.225 in ²
Esfuerzo del acero pretensado inmediatamente en la transferencia.	f_{pi}	202.500 ksi
Perdida por acortamiento elastico Df_{pES}	Df_{pES}	9.996 ksi
Esfuerzo en el cable despues de perdidas	f_{pe}	174.751 ksi
Fuerza inicial de pretensado	$P_i = A_{ps}(f_{pi} - Df_{pES})$	620.826 kip
Fuerza de pretensado despues de todas las perdidas	$P_e = A_{ps}f_{pe}$	563.573 kip

Cuadro 69: Fuerza de pretensado después de pérdidas para viga AASHTO tipo III

Flexión - Estado de límite de esfuerzo

	$\phi_{flexion-tension}$ (asumido)	1.000
Esfuerzo de fluencia del acero 270ksi	f_y	243.000 ksi
Centroide de cables de pretensado	Y_{str}	3.000 in
	β	0.800
	K	0.280
	d_p	52.118 in
	c	2.865 in
	f_{ps}	265.844 ksi
	a	2.292 in
Brazo de palanca entre compresión y tensión	$d_p - a/2$	50.972 in
Chequeo ϕ	Se puede sumir $\phi = 1$	
	M_n	34,960.607 kip*in
	ϕM_n	34,960.607 kip*in
Comb. Carga. Resistencia I	$1.25DD + 1.75LL$	31,351.689 kip*in
Chequeo $\phi M_n > M_u$	OK	

Cuadro 70: Chequeo de flexión en viga AASHTO tipo III

REFUERZO MÍNIMO		
Modulo de ruptura para el concreto liviano	$0.37\sqrt{f'_c} = f_r$	0.827 ksi
	$f_{peb} = (P_e/A_g) + (P_e e_{strand}/S_{sgb})$	260.248 kip*ft
		1.807 ksi
Momento de ruptura	$M_{cr} = (f_r + f_{peb})S_{cgb} - M_{DC1}(S_{cgb}/S_{gt})$	1,901.353 kip*ft
	$1.2M_{cr}$	2,281.623 kip*ft
	M_n	2,915.965 kip*ft
Chequeo $1.2M_{cr} < M_n$		OK

Cuadro 71: Chequeo de refuerzo mínimo en viga AASHTO tipo III

10.6.2. Análisis de viga AASHTO tipo III en sistema hiperestático

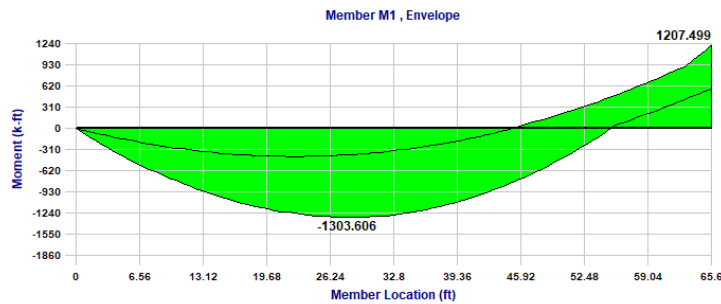


Figura 48: Diagrama de momentos en sistema hiperestático para viga AASHTO tipo IV - Tramo 1

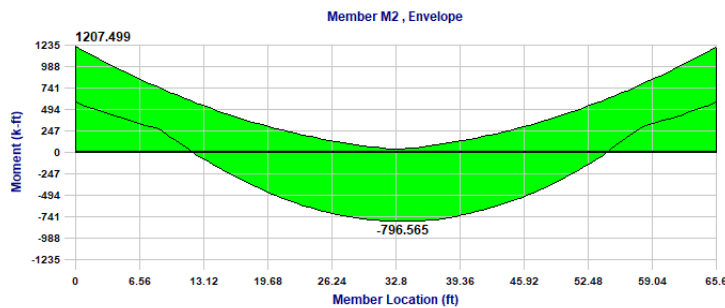


Figura 49: Diagrama de momentos en sistema hiperestático para viga AASHTO tipo IV - Tramo 2

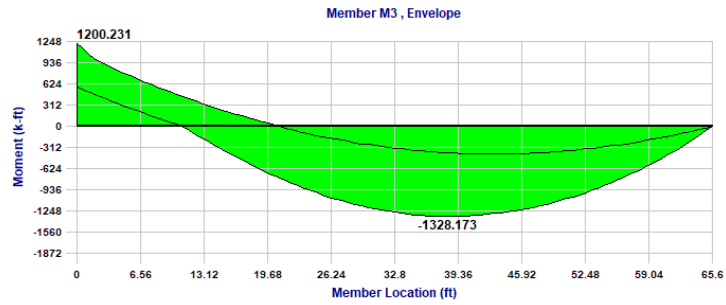


Figura 50: Diagrama de momentos en sistema hiperestático para viga AASHTO tipo IV - Tramo 3

10.7. Verificación de espesor para deflexiones

Largo de viga	L	20.000 m
Largo de viga	L	65.600 ft
Espesor asumido	t_s	5.249 ft

Chequeo de deflexion para tramo simple

Precast I-Beam	$0.045L < t_s$	2.952 ft
		OK

Chequeo de deflexion para tramo continuo

Precast I-Beam	$0.040L < t_s$	2.624 ft
		OK

Cuadro 72: Verificación de espesor mínimo para no realizar verificación de deflexiones

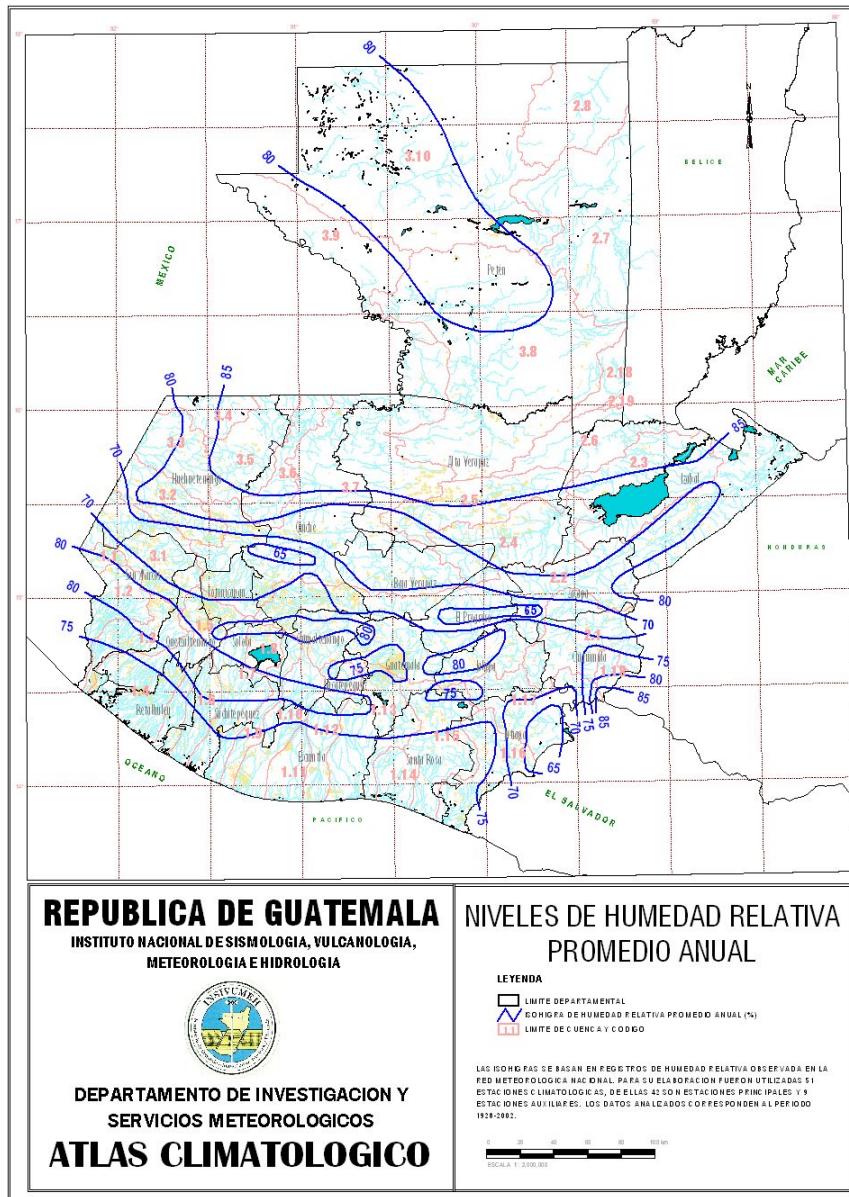
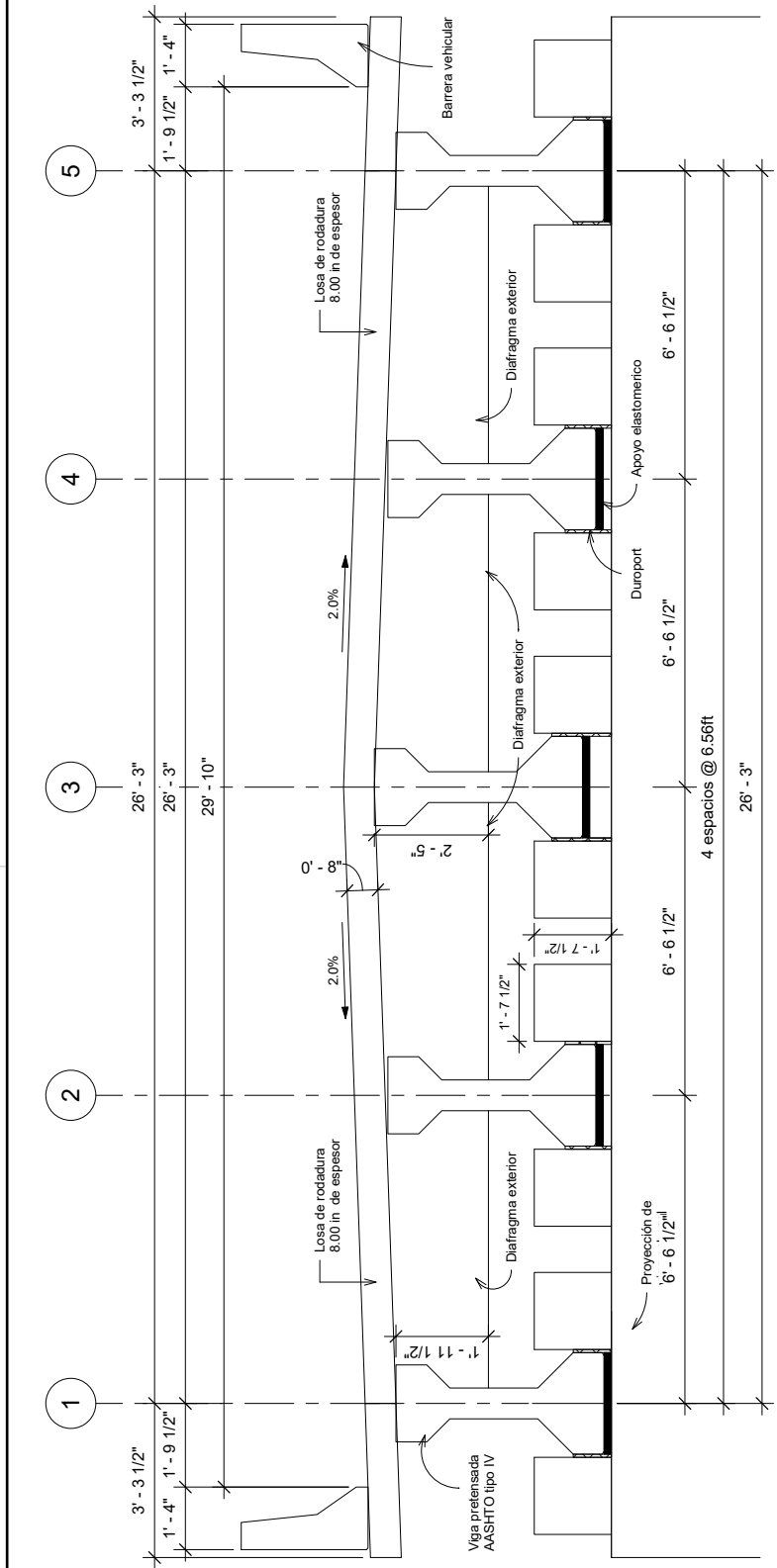


Figura 51: Niveles de Humedad Relativa promedio anual en Guatemala



UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
 Facultad de Ingeniería Civil

Proyecto: Detalles estructurales de superestructura
 Dirección: Guatemala, Guatemala

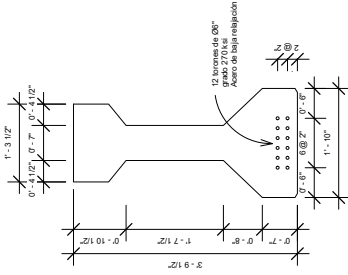
Fecha: 10/11/19
 Escala: 1 : 25
 Sección/Date: Tesis
 Camil: 15762

Comité: Sección transversal de losa de superestructura para sistema isostático
 Revisó: M.Eng. Hugo Palacios
 Dibujo: Katherine Miranda Morales

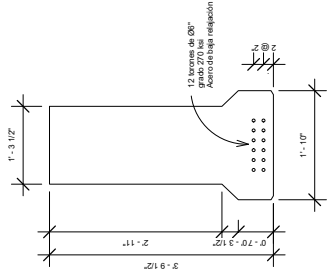
Plan: 01

1 Sección transversal de losa de superestructura

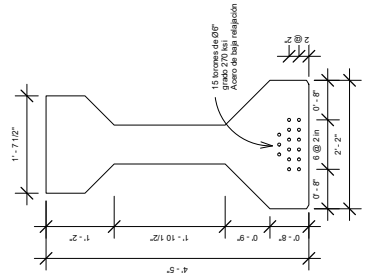
Para puente isostático de 65.6 ft de longitud en estribos y pilas centrales



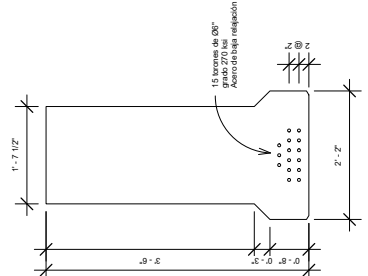
1 Detalle de presfuerzo en viga AASHTO tipo III en el centro de luz
1 : 20



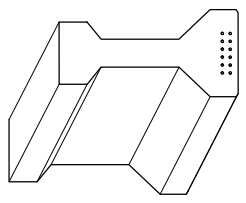
2 Detalle de presfuerzo en viga AASHTO tipo III en el extremo
1 : 20



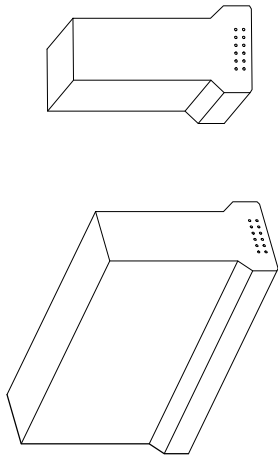
3 Detalle de presfuerzo en viga AASHTO tipo IV en el centro de luz
1 : 20




4 Detalle del arreglo de presfuerzo en viga AASHTO tipo IV en el extremo
1 : 20

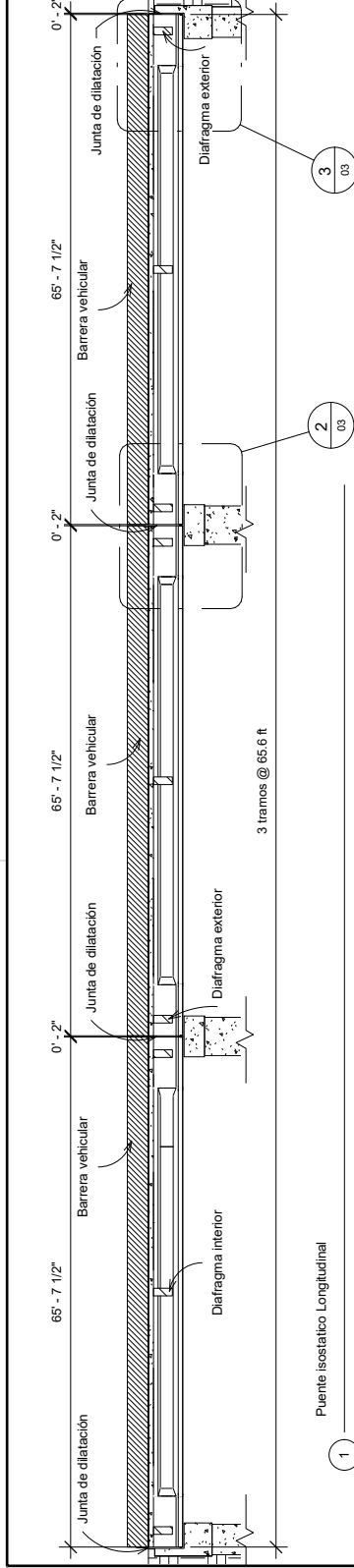


5 Sección transversal en el centro de la luz viga AASHTO tipo III
Vista 3D

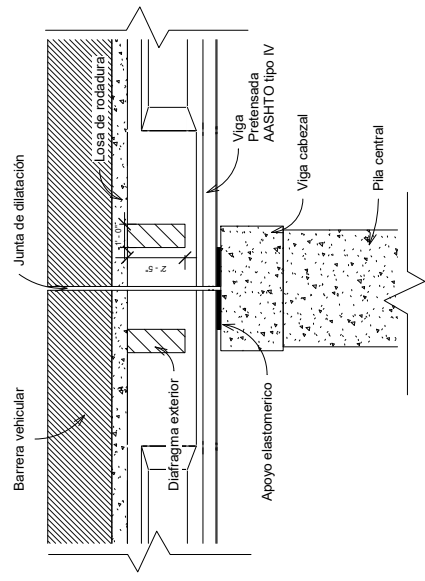


6 Sección transversal en el extremo de viga AASHTO tipo III
Vista 3D

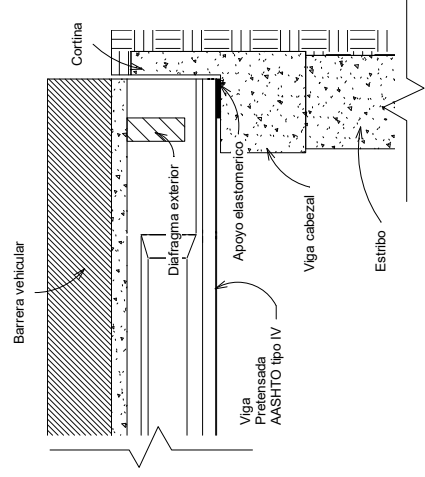
		Universidad de Valle de Guatemala Facultad de Ingeniería Civil	
Proyecto:	Detalles estructurales de superestructura Guatemala, Guatemala		
Fecha:	10/11/19	Contenido:	Detalle del arreglo de presfuerzo en viga AASHTO tipo II y IV
Escala:	1:20	Revisó:	M.Eng. Hugo Palacios
Sección/Clase:	Tesis	Dibujó:	Katerine Miranda Morales
Cantil:	15762	Plan:	02
			E



1 Puente isostático Longitudinal
1 : 150



2 Detalle de superestructura en pila central
1 : 50

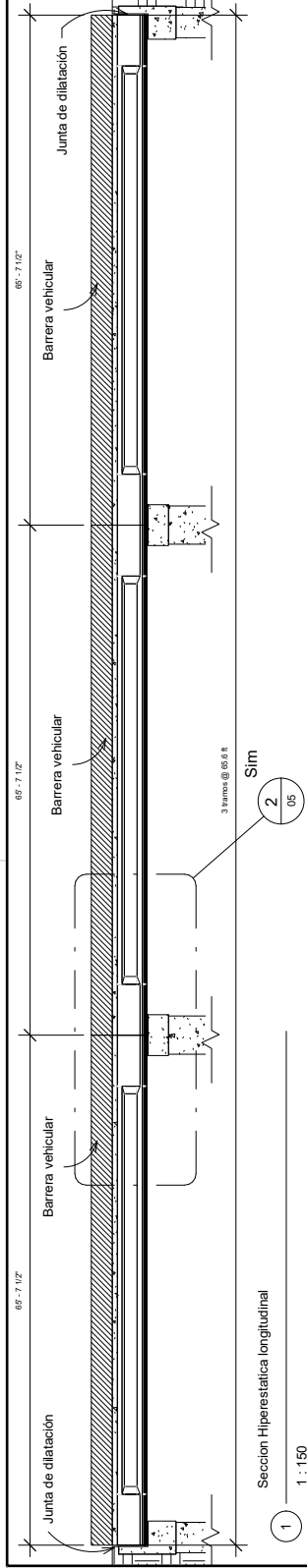


3 Detalle de superestructura en estribo
1 : 50



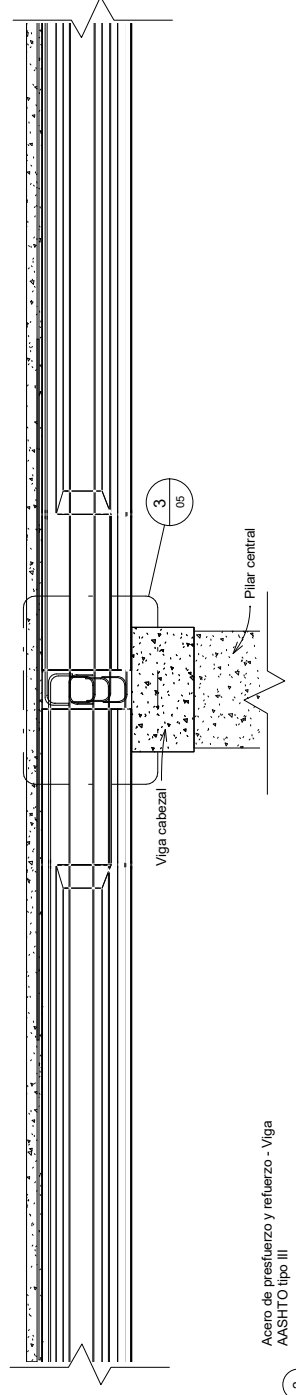
Universidad de Valle de Guatemala
Facultad de Ingeniería Civil

Proyecto: Detalles estructurales de superestructura	
Dirección: Guatemala, Guatemala	
Fecha: 10/13/19	Contenido:
Estado: As indicated	Proyecto: Puente con sistema isostático con vigas AASHTO tipo IV
Sección/Usuario: Tesis	Revisado: M.Eng. Hugo Pallas
Caratula: 15762	Dibujado: Katherine Miranda Morales
	E



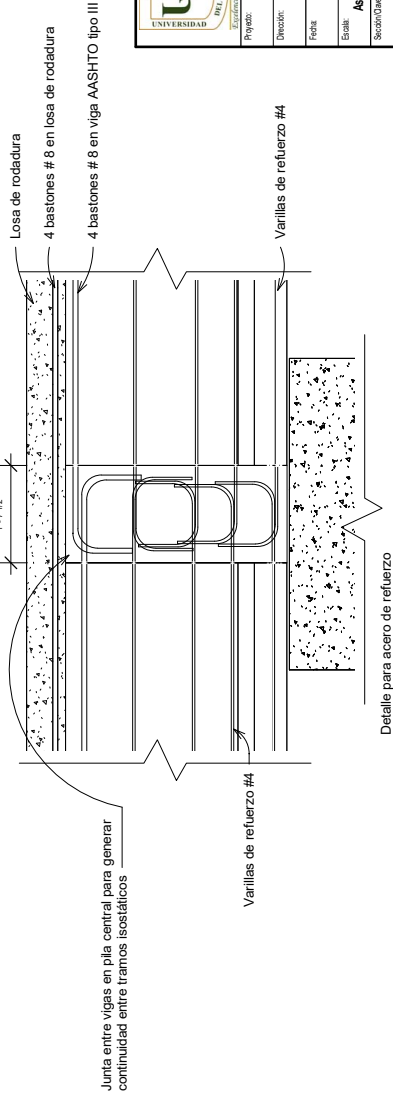
Seccion Hiperestatica longitudinal

1 : 150




Seccion de presfuerzo y refuerzo -Viga AASHTO tipo III

1 : 50



Detalle para acero de refuerzo

1 : 20



Universidad del Valle de Guatemala
Facultad de Ingenieria Civil

Proyecto: Detalles estructurales de superestructura
 Director: Guatemala, Guatemala
 Fecha: 10/25/19
 Estado: As indicated
 Proyecto: Puente con sistema hiperestatico con vigas AASHTO tipo III
 Seccion/Dise: Tesis
 Revis: M.Eng. Hugo Palacios
 Cam: 15762
 Dibu: Katherine Miranda Morales

Deflexiones: es una respuesta estructural ante las aplicaciones de cargas. 36, 37

Diafragma: son elementos que proveen rigidez y evitan el alabeo de las vigas de los puentes. Son capaces de transmitir las fuerzas sísmicas y de viento hacia la subestructura. 6

Ductilidad: se refiere a la propiedad de los materiales que bajo la acción de una fuerza, pueden deformarse plásticamente de manera sostenible sin romperse. 41, 50, 52, 53

Haunch: se refiere a la distancia entre la parte superior de una viga y la parte inferior de la losa de la rodadura. Esta se funde in situ junto con la losa. 64, 68, 75

Puentes Bailey: se refiere a un puente portátil y/o prefabricado conformado por paneles metálicos que se unen con pines. Sus piezas son de acero o madera con tal de que su transportación sea simple. Fue diseñado para uso militar. 17

Tendones: es un tipo de cable mecánico formado un conjunto de alambres de acero que forman un cuerpo único como elemento de trabajo. Pueden estar enrollados de forma helicoidal en una o más capas, también llamados torones. 46, 48–51, 54, 55, 59, 60