

*Universidad de Matanzas
Facultad de Ciencias Técnicas*



DISEÑO DE LA LOSA DE TABLERO DEL PUENTE DEL ABRA DEL YUMURÍ

Trabajo de Diploma en Ingeniería Civil

Autor: (Jhon Tayro Martín Sánchez)

Tutores: (Lic. Ing. Pedro Antonio Hernández Delgado)

(Ing. Beatriz Martínez Pedraza)

Matanzas, 2018

DECLARACIÓN DE AUTORIDAD

Por medio de la presente declaro que soy el único autor de este trabajo de diploma y, en calidad de tal, autorizo a la Universidad de Matanzas a darle el uso que estime más conveniente.

NOTA DE ACEPTACIÓN

Miembros del Tribunal:

Presidente

Secretario

Vocal

RESUMEN

El Puente del Abra del Yumurí es un proyecto bajo la tutela de la Empresa de Proyecto de Ingeniería y Arquitectura de Matanzas, la cual propone el diseño de la losa del tablero de dicho puente utilizando como refuerzo polímeros reforzados con fibra de vidrio, un material anticorrosivo que puede llegar a duplicar la durabilidad de los hormigones armados con acero. Cuba no cuenta con guías o normas para diseñar con estos elementos y ante esta situación se presentó el siguiente problema: cómo diseñar la losa del Puente del Abra del Yumurí armada con polímeros reforzados con fibra de vidrio. El problema se resolvió a partir de un estudio exhaustivo de guías, normas y bibliografía mayormente extranjera, que permitieron la confección de un procedimiento de diseño de losa de tablero de puente reforzada con este material, que trabajan solamente en la dirección transversal al eje principal del puente y son continuas en esta dirección.

Palabras claves: losa de puente; polímeros reforzados con fibra de vidrio; anticorrosivo; durabilidad; Puente del Abra del Yumurí.

ABSTRACT

The Abra del Yumurí Bridge is a project under the tutelage of the Engineering and Architecture Project Company of Matanzas, which proposes the design of the slab of the bridge board using reinforced polymers reinforced with fiberglass, an anticorrosive material that can double the durability of steel-reinforced concrete. Cuba does not have guidelines or norms to design these elements and before this situation the following problem arose: how to design the slab of the Abra del Yumurí Bridge reinforced with glass fiber reinforced polymers. The problem was solved from an exhaustive study of guides, norms and bibliography mainly foreign that allowed the confection of a procedure of slab design of bridge board reinforced with this material, that work only in the direction transversal to the main axis of the bridge and they are continuous in this direction.

Keywords: bridge slab; glass fiber reinforced polymers; anticorrosive; durability; Bridge of the Abra del Yumurí.

TABLA DE CONTENIDO

Introducción	1
Capítulo 1 Marco teórico referencial del empleo de PRFV como refuerzo de estructuras de hormigón	5
1.1 Reseña histórica del uso de los PRF.....	5
1.2 Caracterización de los PRF.....	8
1.2.1 Proceso de fabricación de los PRFV.....	9
1.2.2 Fortalezas de los PRFV.....	10
1.2.3 Debilidades de los PRFV.....	12
1.2.4 Campo de aplicación de los PRFV.....	13
1.2.5 Comparación de las características de la armadura metálica y la armadura compuesta PRFV.....	14
1.3 Consideraciones generales para el diseño de hormigón reforzado con PRF.....	16
1.4 Regulaciones y guías de diseño relacionadas con las barras de PRFV.....	20
1.5 El fenómeno de la corrosión.....	21
1.5.1 El problema de la corrosión en Cuba.....	22
1.6 Conclusiones parciales del capítulo.....	22
Capítulo 2 Procedimiento de diseño de losa reforzada con PRFV.....	24
2.1 Introducción.....	24
2.2 Predimensionamiento.....	24
2.2.1 Determinar el espesor mínimo de la losa.....	25
2.2.2 Determinar el espesor mínimo del voladizo.....	26
2.2.3 Seleccionar el espesor de la losa y del voladizo.....	26
2.3 Cálculo de las solicitaciones.....	26
2.3.1 Calcular las cargas muertas y vivas que actúan sobre el tablero.....	26
2.3.2 Calcular los momentos flectores de diseño factorizados, positivos y negativos, incluyendo los momentos del voladizo.....	27
2.3.3 Calcular las solicitaciones de cortante.....	27
2.4 Cálculo del refuerzo principal de la losa.....	27
2.4.1 Calcular el refuerzo principal positivo.....	28
2.4.2 Calcular la armadura principal negativa.....	41
2.4.3 Calcular la armadura principal del voladizo.....	42
2.4.4 Comprobar la tensión de adherencia en el voladizo.....	42
2.4.5 Calcular el anclaje de la armadura en el voladizo.....	43
2.4.6 Longitud del total de acero en el voladizo.....	44
2.5 Cálculo de la armadura secundaria.....	45
2.5.1 Calcular la armadura secundaria de la parte inferior de la losa.....	45
2.5.2 Calcular la armadura secundaria de la parte superior de la losa.....	46
2.5.3 Espaciamiento de la armadura secundaria.....	46
2.6 Conclusiones parciales del capítulo.....	47
Capítulo 3 Diseño con PRFV de la losa del Puente del Abra del Yumurí.....	48
3.1 Introducción.....	48
3.2 Conceptualización del tablero de hormigón.....	48
3.3 Predimensionamiento.....	50

3.3.1 Justificación de las dimensiones de la losa	50
3.3.2 Determinación del espesor mínimo de la losa	54
3.3.3 Determinación del espesor mínimo del voladizo.....	54
3.2.4 Selección del espesor de la losa y del voladizo	54
3.4 Cargas y solicitaciones.....	55
3.4.1 Cargas muertas y vivas	55
3.4.2 Momentos positivos y negativos, incluyendo los momentos del voladizo.....	55
3.4.3 Cálculo de las solicitaciones de cortante	56
3.5 Cálculo del refuerzo principal positivo.....	56
3.5.1 Cálculo de la armadura principal negativas	64
3.5.2 Cálculo de la armadura principal del voladizo.....	66
3.5.3 Comprobar la tensión de adherencia en el voladizo	68
3.5.4 Cálculo del anclaje de la armadura en el voladizo.....	69
3.5.5 Longitud del total de refuerzo en el voladizo	69
3.6 Cálculo de la armadura secundaria	70
3.6.1 Cálculo de la armadura secundaria de la parte inferior de la losa	70
3.6.2 Cálculo de la armadura secundaria de la parte superior de la losa	71
3.7 Conclusiones parciales del capítulo	74
Conclusiones	75
Recomendaciones	76
Referencias bibliográficas.....	77

INTRODUCCIÓN

Los puentes no son estructuras independientes, pues forman parte de un todo que es la infraestructura vial a la que pertenecen. Aspectos como economía, característica, ubicación, trazado y diseño, están estrechamente relacionados con la carretera o vía férrea donde se encuentran enmarcados. Por ello, los puentes y vías deben ser concebidos como partes de un mismo sistema.

El Puente del Abra del Yumurí forma parte de un proyecto llamado Circunvalación Norte de Matanzas, el cual consiste en un sistema vial que, unido con la existente Circunvalación Sur, pretende rodear totalmente el casco urbano de la ciudad. La idea surge en un inicio ante la necesidad de transportar grandes volúmenes de materiales de construcción para la ejecución del importante plan inversionista prospectivo de la Zona de Desarrollo Industrial de Matanzas (*ZODIM*). Aunque el ardor de llevar a cabo las inversiones propuestas en la zona industrial se fue enfriando, se mantuvo la idea de desarrollar la infraestructura vial, debido a que sus objetivos responden a problemas de Matanzas y del país en la actualidad, como el incremento permanente del tráfico turístico entre La Habana y Varadero y las saturaciones en el flujo vehicular de la ciudad. Además, si en un futuro se desea retomar la idea de construir la *ZODIM* u otro proyecto parecido, la Circunvalación Norte es indispensable.

El puente se pretende ubicar en las coordenadas N-359.35 y E-435.60 sobre el río Yumurí, a una altura de 65m, con un corte de alrededor de 300m de largo y desniveles del orden de 50m, que comprende su abra. Sin el puente, la Circunvalación Norte de Matanzas no se puede construir y con ello todos los beneficios que pudieran traer para la ciudad no se pueden lograr.

El principal problema que afecta la durabilidad de los tableros de puentes en el país es la corrosión y el puente en cuestión se encuentra sometido a una agresividad corrosiva extrema por su ubicación. Además, la gran altura que posee dificulta mucho su mantenimiento y reparación, por eso se hace necesario realizar un diseño duradero, siempre dentro de los rangos económicos aceptables. **Situación problemática:** la Empresa

de Proyectos de Ingeniería y Arquitectura de Matanzas, propone el diseño del Puente del Abra del Yumurí con refuerzos de fibra de vidrio, pero en Cuba no existen normas o guías de diseño de losas de puentes con este material. De la **situación problemática** anterior surge el siguiente problema de investigación:

¿Cómo diseñar la losa del tablero del Puente del Abra del Yumurí con refuerzos de barras de polímeros reforzados con fibra de vidrio (PRFV)?

Ante esta incógnita se plantea la **hipótesis** siguiente: si se realiza un estudio exhaustivo de normas, guías y bibliografía mayormente extranjera, referentes al uso de los PRFV, se pudiera confeccionar un procedimiento de diseño de losas de tableros de puentes reforzadas con este material y con dicha secuencia de pasos diseñar la losa del Puente del Abra del Yumuri.

El **Objetivo General** que se establece es:

Diseñar el tablero del Puente del Abra del Yumurí utilizando como refuerzos barras de polímeros de fibra de vidrio PRFV.

Los **Objetivos Específicos** son:

1. Analizar el estado del arte referente al uso de los PRFV en el diseño de estructuras de hormigón.
2. Confeccionar un procedimiento para el diseño de losas de tablero de puente de hormigón reforzados con PRFV, adecuado a las condiciones del proyecto del Puente del Abra del Yumurí.
3. Diseñar la losa de tablero del Puente del Abra del Yumurí con refuerzos de PRFV.

La **novedad y pertinencia** de este trabajo radica en la utilización de un material novedoso como es el PRFV, que su uso viene tomando auge en la actualidad por su durabilidad y ventajas sobre el acero. Este material se utiliza por primera vez en Cuba en el diseño del tablero de un puente, aunque se ha utilizado en el diseño de otras estructuras.

Tareas de la investigación:

1. Análisis del estado del arte del diseño de estructuras de hormigón reforzados con PRFV.
2. Confección de un procedimiento para el diseño de losas de tablero de puentes de hormigón reforzado con PRFV, adecuada a las condiciones del proyecto del Puente del abra del Yumurí.
3. Diseño del tablero del Puente del Abra del Yumurí con refuerzos de PRFV utilizando el procedimiento confeccionado.

Métodos de investigación científica utilizados en el trabajo de diploma:

Histórico – Lógico: permitió recorrer los antecedentes hasta llegar a la situación actual de la utilización de PRFV como refuerzos en el hormigón armado.

Inducción – Deducción: aplicado para generalizar los rasgos más importantes obtenidos a partir de la documentación para definir los modelos y analizar las investigaciones ingenieras acerca del empleo de PRFV en estructuras de hormigón.

Análisis – Síntesis: se utilizó para el procesamiento de las fuentes de información a fin de determinar los diferentes enfoques y criterios relacionados con el diseño de estructuras de hormigón reforzados con barras de PRFV, profundizando específicamente en tableros de puentes.

Métodos Empíricos: para desarrollar la investigación se consultaron diferentes fuentes tanto en formato digital como impreso y también se les realizaron entrevistas a expertos del tema.

Estructura de la tesis:

Capítulo 1: Marco teórico referencial del empleo de PRFV como refuerzo de estructuras de hormigón.

Se investiga acerca de la historia y forma de elaboración de los PRFV. Se realiza una caracterización analizando sus fortalezas y debilidades. Se plasman las ventajas y desventajas de este material con respecto al acero. Se analizan las principales consideraciones de diseño que tiene este material. Se mencionan las esferas de la construcción donde se aplican y las regulaciones de diseño con PRFV que existen en el mundo. Se analiza el problema de la corrosión y las pérdidas económicas que proporcionan tanto en Cuba como en el mundo.

Capítulo 2: Procedimiento de diseño de losa de tablero de puente de hormigón reforzada con PRFV.

Se confecciona un procedimiento de diseño de losa de tablero de puente de hormigón reforzado con PRFV adecuada a las condiciones del puente en estudio.

Capítulo 3: Diseño con PRFV de la losa del Puente del Abra del Yumurí.

Utilizando el procedimiento conformado en el capítulo anterior se diseña la losa del tablero del Puente del Abra del Yumurí, y se obtienen los resultados necesarios para su ejecución.

CAPÍTULO 1 MARCO TEÓRICO REFERENCIAL DEL EMPLEO DE PRFV COMO REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN.

El objetivo de este capítulo es analizar el estado del arte del empleo de los PRFV como refuerzos del hormigón armado. Para ello se investiga sobre su historia y evolución, se realiza una caracterización de los mismos, se estudian las consideraciones que hay que tener en cuenta para el diseño de estructuras de hormigón armado con este material, se repasan las regulaciones y guías de diseño más recomendadas en el mundo sobre el diseño con estos polímeros y por último se realiza un análisis de las afectaciones económicas que produce la corrosión a nivel nacional e internacional.

1.1 Reseña histórica del uso de los PRF.

Según la ACI 440.1R-15, el desarrollo de los refuerzos PRF se remonta a después de la Segunda Guerra Mundial con el aumento del uso de los materiales compuestos. Durante la Guerra Fría, los avances en el renglón aeroespacial y en la industria de la defensa, hicieron que aumentase el uso de estos compuestos. Además, la economía rápidamente en expansión de los Estados Unidos de América, exigía materiales baratos para responsabilizarse con las demandas del consumidor. La Poltrusión constituyó un método rápido y barato para elaborar dichos materiales, los cuales fueron utilizados para construir clubes de golf y cañas de pescar. No es hasta 1960, en EEUU sin embargo, que estos materiales fueron seriamente considerados para el uso como refuerzos en el hormigón armado

Después de los años 50 se volvió común el uso de sales descongelantes en puentes de carreteras, las cuales proporcionaban una acelerada corrosión de los acero de refuerzo. Se estudiaron varias soluciones, pero la más idónea pareció ser el uso de lo PRF, pero no se consideró una solución viable y no estuvo comercialmente disponible hasta finales de 1970 que fue cuando se empezó a usar en Europa según la ACI 440.1R-15.

En 1980 el mercado exigió el uso de refuerzos no metálicos para las construcciones en hospitales, por ser no conductores de la electricidad y antimagnéticos. El uso de los PRF se volvió normal en este tipo de construcciones. Según la ACI 440-06 después de finales

de la década de los 70 y principios de los 80, con la preocupación del deterioro de los puentes debido a la corrosión, los PRF se consideraron como una solución general para dirigirse a estos problemas.

Hasta la mitad de 1990, los japoneses tuvieron la mayor parte de las aplicaciones de los PRF en el mundo, con más de 100 demostraciones o proyectos comerciales. Ya para el año 2003, China se había vuelto el país asiático que más usaba estos materiales.

En el continente americano, como ya se mencionó anteriormente, se empezaron a usar en EE.UU, pero el país que más aplica actualmente este material en el mundo entero es Canadá. Los puentes que allí se han construido evidencian lo anterior, como por ejemplo el *Bridge Crowchild*, localizado en *Calgary, Alberta, Canadá*, que fue abierto a traficar en 1997 (figura 1.1)



Figura 1.1. PRFV instalados durante la construcción del Bridge Crowchild en Calgary, Alberta, Canadá.

Fuente: Imagen extraída de ACI 440.1R-06.

En EE.UU también se ha aplicado mucho este material en la construcción de puentes, según [Wainshtok 2016] desde 1998 hasta la actualidad se han construido en EE.UU y Canadá más de 80 puentes. Dos que ejemplifican lo planteado anteriormente son el *Pierce Street Bridge* ubicado en *Lima, Ohio, EE.UU* construido en 1999 (figura 1.2) y el

Sierrita de la Cruz Creek Bridge ubicado en *Amarillo, Texas*, EE.UU, construido en el 2000 (figura 1.3).



Figura 1.2. PRF usados en Pierce Street Bridge en Lima, Ohio, EE.UU en 1999.
Fuente: Imagen extraída de ACI 440.1R-15.



Figura 1.3. PRFV usados en Sierrita de la Cruz Creek Bridge, en Amarillo, Texas, EE.UU, 2000.
Fuente: Imagen extraída de ACI 440.1R-15.

Se puede llegar a la conclusión de que los PRF se han utilizado desde hace muchos años en algunos de los países más desarrollados del mundo, como son: EE.UU, Canadá, Alemania, China, Japón y Rusia. En estos países, supuestamente, se ponen en práctica las mejores soluciones a los problemas que van surgiendo en la ingeniería civil. Por ende, se han realizados numerosos estudios acerca de estos materiales, que han permitido conocer donde se pueden aplicar y donde no, y cuáles son sus características, ventajas, desventajas y métodos de diseño. A pesar de que los PRF se continúan investigando y buscando respuestas a interrogantes que todavía tienen los investigadores, es razonable estudiar cómo puede beneficiar su uso a la ingeniería en Cuba, por eso, hacer diseños de estructuras reforzadas con estos materiales, como el tablero de un puente, pueden ser pasos de avance en este sentido.

1.2 Caracterización de los PRF

Según la ACI. 1R-06, los polímeros reforzados con fibras (PRF) son materiales compuestos que consisten en fibras continuas (basalto, vidrio, carbono) impregnadas, mediante una encuadernación, al polímero. Luego esta combinación es amoldada y endurecida con una forma intencional. .

Los polímeros reforzados con fibras de vidrio (PRFV) se forman por fibras muy fuertes embebidas en una matriz formada por resinas. Las fibras proveen la resistencia mecánica y rigidez al compuesto, mientras la matriz sirve para vincular y proteger a las fibras (resistencia química), así como garantizar la transferencia de esfuerzos entre ellas (mediante el cortante). La figura 1.4 muestra barras de fabricación rusa producidas en la Fábrica de Materiales Compuestos de Yaroslavl



Figura 1.4 Barras de PRFV producidas por la Fábrica de Materiales Compuestos de Yaroslavl

Fuente: extraído de [Hernández et al.2018]

1.2.1 Proceso de fabricación de los PRFV

Los PRF presentan la propiedad de anisotropía y se pueden fabricar usando variedades de técnicas como trenzado, tejido y poltrusión. La base de la tecnología de producción de las barras de PRFV es el proceso de poltrusión. La fibra de vidrio se arrastra por una bañera para mojar y empapar la mecha con un polímero líquido, luego se pasa por un rodillo con el objetivo de sacar el polímero sobrante. Las mechas de fibra de vidrio forman el cuerpo principal de la barra, por eso se le debe dar el diámetro adecuado para que una vez unido con el polímero, tome la forma y tamaño que se desee. El cuerpo así formado, pasa por una cámara térmica a una temperatura 180-330°C, donde se realiza el proceso de polimerización del compuesto. Para la aceleración del proceso de enfriamiento de barras, pasan por una bañera de agua fría y posteriormente por un equipo donde se corta al tamaño necesario. La figura 1.5 muestra un esquema del proceso de poltrusión en una fábrica real.

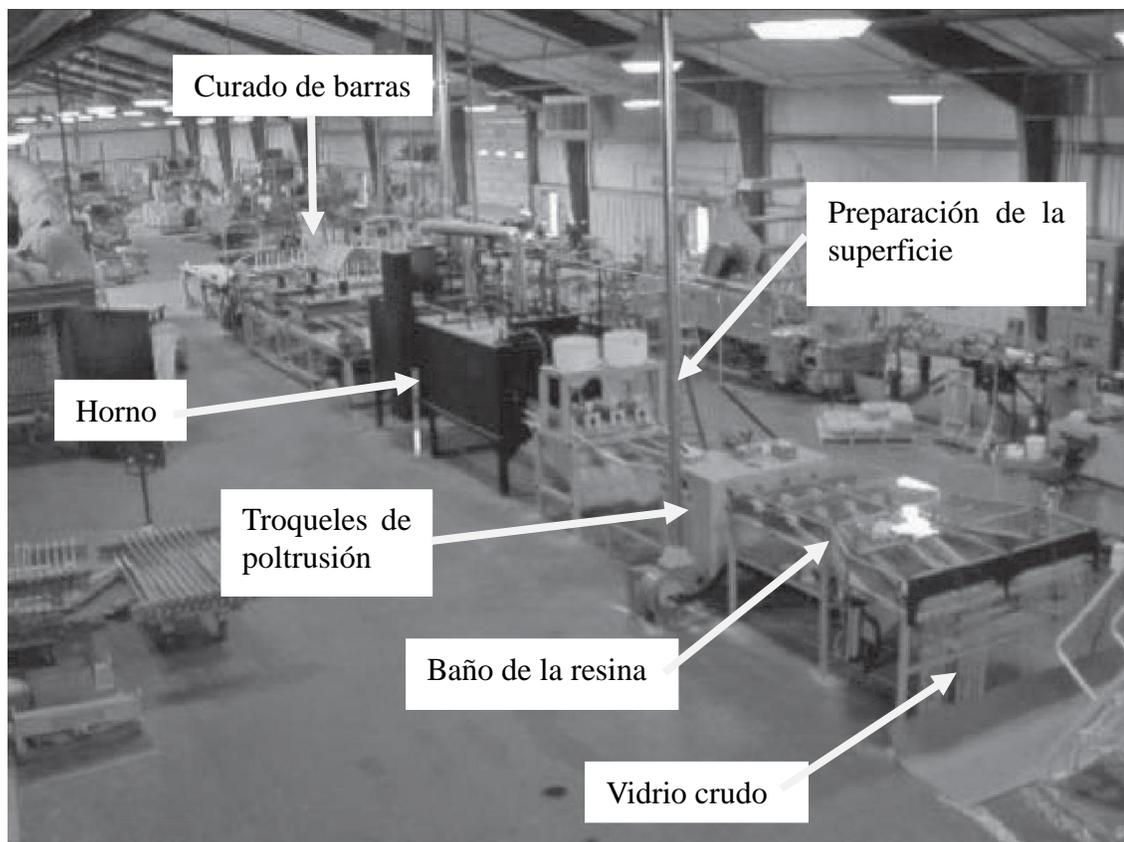


Figura 1.5 Proceso de poltrusión.

Fuente: Imagen extraída de [Nani et al. 2013]

Con este epígrafe se puede llegar a la conclusión de que los PRFV no son difíciles de fabricar. Los equipos utilizados no son de una avanzada y cara tecnología, por eso en Cuba se pudiera montar una fábrica para producirlos. En la actualidad se está analizando la posibilidad de hacerlo, lo que frena un poco esta idea es la obtención de las materias primas, las cuales tienen pocos productores, por eso se hace caro y complicado adquirirlas. Los principales países que la producen son EE.UU, Rusia y China, como se puede analizar uno tiene pocas relaciones con Cuba y los otros dos están muy distantes. Pero si se hace un estudio de las inversiones que se deben realizar para montar una fábrica, se pudiera verificar si vale la pena.

1.2.2 Fortalezas de los PRFV

Según [Hernández et al. 2018], los PRFV, entre los polímeros reforzados con fibras (PRF), son los más utilizados por ser los más económicos y los más ligeros. No contienen ningún metal en su composición como todos los PRF, por tanto, no se afectan por la corrosión y son resistentes a la influencia de ambientes agresivos, en particular a las sales clorosas, ácidos sulfúrico y clorhídrico y óxidos de nitrógeno. Otra fortaleza es la baja conductibilidad térmica, para los compuestos de vidrio es igual a 0.48w/m^2 , mientras que para los de metal en el orden de 56 w/m^2 . Posee una alta resistencia a la tracción, mucho más grande que el acero. También tienen alta resistencia a la fatiga la cual depende del tipo de fibra que lo compone. Los compuestos de vidrio son 100 veces menos conductores del calor que los de acero, además de tener una muy baja conductibilidad eléctrica. Su densidad es baja, va de 1.25 a 2.1 g/cm^3 , de un sexto a un cuarto el peso del acero. El peso reducido permite bajos costos de transporte y facilitar el manejo de las barras en el sitio de proyecto. Tienen buena competitividad en precio, poseen costos, relativos a su peso, más favorables que los metálicos. Por último, se destacan por su resistencia y durabilidad. Tienen mucho más resistencia a la tracción que el acero lo cual es ideal para la construcción de losas bidireccionales. Además mantienen las propiedades físico-químicas en medios alcalinos, incluso, bajo una elevada temperatura y humedad, o sea, son más estables, no se degradan. Por otro lado, el coeficiente de dilatación térmica de las armaduras de PRFV se corresponde con los del hormigón, lo que impide el surgimiento de grietas y roturas de las capas de hormigón dada la posibilidad de compatibilizar sus deformaciones frente a un cambio de temperatura, lo cual favorece su empleo en construcciones marinas y portuarias, autopistas, cimientos, construcciones para el aislamiento térmico, soportes de líneas de transmisión eléctricas y de redes industriales.

Se puede llegar a la conclusión de que las fortalezas de los PRFV se pueden aprovechar para construir hormigones armados eficientes, incluso más que los reforzados con acero. Su alta resistencia a la tracción, su ligereza, su estabilidad química y su inmunidad a la corrosión son características que evolucionan el concepto del concreto armado con acero y hacen de la propiedad más codiciada en la actualidad, la durabilidad, su mejor carta de

presentación. A pesar de tener importantes fortalezas, los PRFV también poseen debilidades que hay que tener muy en cuenta para el diseño de estructuras de hormigón, en el subepígrafe siguiente se analizan esas debilidades.

1.2.3 Debilidades de los PRFV

1. No alcanza a fluir antes de la ruptura (colapso frágil). Figura 1.4
2. Bajo módulo de Elasticidad (En el caso en que el refuerzo sea mediante fibras de vidrio, llega a ser aproximadamente cuatro veces menor que el del acero).
3. Anisotropía: En realidad las fibras se disponen de modo bidimensional, lo que provoca que la respuesta del material en cada ángulo de orientación de la fibra sea diferente, incluso, las propiedades mecánicas son proporcionales a la cantidad de fibras por volumen que se orienta en cada dirección. De ahí que el material presente:
 - Mucha menor resistencia a compresión que a tracción.
 - Módulo de Elasticidad a compresión menor que el de tracción (en el orden del 20% según reflejan algunas investigaciones).
 - Baja resistencia a cortante.
4. No puede doblarse en obra.
5. Puede dañarse ante la exposición directa y continuada a la radiación ultravioleta (el prolongado almacenaje al aire libre debe evitarse).

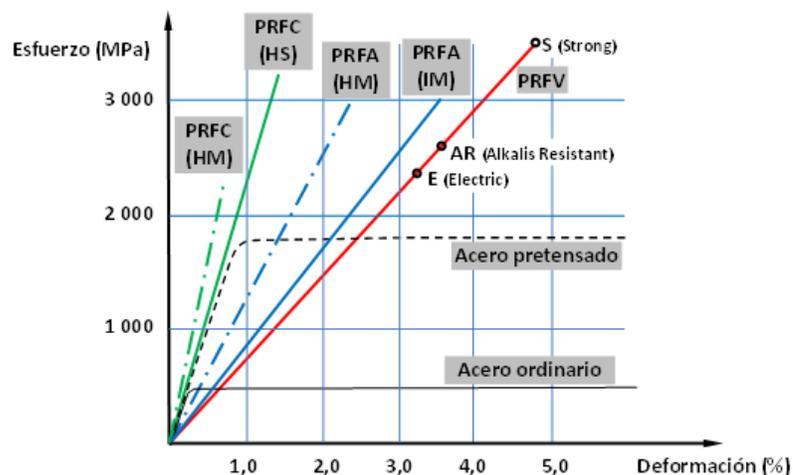


Figura 1.4. Leyes de esfuerzo-deformación de algunos materiales compuestos de PRF.

Fuente: extraído de [Hernández et al.2018]

Las debilidades de los PRFV son aspectos que hay que tener en cuenta para el diseño de estructuras, pero no constituyen frenos para su aplicación en disímiles esferas de la ingeniería civil. En el subepígrafe siguiente se mencionan muchas de estas aplicaciones.

1.2.4 Campo de aplicación de los PRFV

En [Hernández et al. 2018] se plantea que las armaduras de PRF se emplean con índices competitivos ventajosos en construcciones industriales, civiles, viales y agrícolas de hormigón, lo mismo ligeros que de peso normal. Han demostrado su aptitud en edificios de mampostería reforzados (incluyendo, cimentaciones, vigas zapatas, vigas de cerramiento), obras marítimas y portuarias, canalizaciones, mejoramiento del terreno y drenajes (como recubrimiento de canales y taludes), en pavimentos rígidos de hormigón armado y defensa de los viales, elementos de infraestructura en la industria química, sustituyendo al acero de alto límite elástico en elementos de hormigón pretensado, en soportes de torres de iluminación y de líneas de transmisión eléctrica y travesaños aislantes para las mismas, en losas para viales y aceras, así como para sus cercados y costaneras, traviesas de ferrocarril, perfiles para colectores, líneas de tuberías (centrales térmicas, canales de cables), sistemas comunales, como refuerzo del ferrocemento, etc.

Según lo expresado en [Hernández et al. 2018], el empleo de armaduras de PRF incrementa el tiempo de servicio de las edificaciones en dos o tres veces, en comparación

con aquellas que emplean armaduras metálicas, especialmente cuando actúan en un ambiente agresivo, en particular los que contienen sales, álcalis y ácidos. Su mayor resistencia, combinada con propiedades tales como: una mayor ligereza, durabilidad, posibilidad de explotación en condiciones complejas, así como sus ventajas económicas, amplifican el espectro de uso de los materiales compuestos. En el subepígrafe siguiente se realiza una comparación entre los PRFV y el acero de clase

1.2.5 Comparación de las características de la armadura metálica y la armadura compuesta PRFV

En la Tabla 1.1 se expone la información que ofrece el productor de la armadura PRFV que se elabora en la Planta de Materiales Compuestos de Yaroslavl, comparando varias propiedades de este producto con las de las barras de acero A- III producidas también en Rusia, y que resultan similares al acero G-60 de uso común en América.

Tabla 1.1 Comparación entre el acero Clase A-III de producción rusa y el PRFV producido en Yaroslavl.

Fuente: extraído de [Hernández et al. 2018]

<i>Características Armadura Metálica de clase</i>	<i>A-III (A400S), norma GOST</i>	<i>Armadura de Polímero reforzado</i>
<i>Material</i>	<i>Acero</i>	<i>Fibra de vidrio embebida en una base de resina epoxi</i>
<i>Límite de resistencia en tracción (MPa)</i>	390	800
<i>Alargamiento relativo (%)</i>	14	2,2
<i>Módulo de elasticidad (MPa)</i>	200 000	50 000
<i>Límite de resistencia en compresión, (MPa)</i>	390	300
<i>Límite de resistencia transversal, (MPa)</i>	273	150
<i>Resistencia a la corrosión</i>	Hay corrosión	Material no corrosivo
<i>Conductibilidad térmica</i>	Sí	No

<i>Conductibilidad eléctrica</i>	Sí	No (dieléctrico)
<i>Perfiles que se producen, diámetro, (mm)</i>	6 - 80	4 - 20
<i>Longitud (m).</i>	6 - 12	Según el pedido del cliente
<i>Calidad ecológica</i>	No hay peligro	No tóxica, por el grado de influencia al organismo humano y medio ambiente pertenece a la Clase 4 de peligro (poco peligrosas)
<i>Durabilidad</i>	Conforme a las normas de construcción	Proyectada no menos que 80 años
Diámetro	6 A-III 8 A-III 10 A-III 12 A-III 14 A-III 16 A-III 18 A-III 20 A-III	APV 4 APV 5 APV 6 APV 8 APV 10 APV 12 APV 14 APV 16

Si se analiza la tabla anterior se puede constatar que los PRFV poseen un poco más del doble de la resistencia a tracción del acero, en este caso clase A-III de producción rusa, aspecto muy ventajoso para la construcción de elementos que trabajan a flexo - tracción como las losas de puentes. Su alargamiento relativo es muy inferior al del acero en cuestión, casi 7 veces más pequeño; esto puede ser ventajoso, porque a menor alargamiento menor son los esfuerzos internos que se producen en el hormigón por la adherencia con los refuerzos. Además, dicha característica evidencia otras de sus ventajas, la resistencia a los grandes cambios de temperatura (-70°C a 100°C según [Armotex 2016 a]). Pero también puede ser desventajoso, porque su poco alargamiento indica que poseen un pequeño módulo de elasticidad comparado con el acero, por ende, su ductilidad es pequeña al punto de tener un faño frágil. Contiene además menor resistencia transversal que el acero, es decir a cortante, en un ámbito de 90MPa, debilidad para su utilización como armado de elementos estructurales. La mayor ventaja que tienen los PRFV sobre el acero ordinario es su inmunidad a la corrosión, puesto que lo hace

mucho más duradero y ya es ciencia estudiada que es uno de los aspectos más importantes en las obras de ingeniería. Tampoco es conductor de la electricidad y es antimagnético, aspectos muy positivos para las fabricaciones de salas de ultrasonidos en hospitales y construcciones en termoeléctricas. Por último, se puede observar en la tabla anterior como el refuerzo de PRFV equivalente al de acero tiene un menor diámetro, esto por su superior resistencia a tracción y a eso se le suma que posee mucho menor peso propio que el acero, en fin, se evidencia otras de sus ventajas con respecto al acero, la ligereza.

Se puede llegar a la conclusión de que los PRFV presentan ventajas sobre el acero, pero también tienen desventajas, por eso, se deben tener en cuenta determinadas consideraciones para el diseño de hormigón armado, estas consideraciones se describen en el epígrafe siguiente. La idea no es buscar quien es el mejor para intentar remplazar al otro, sino aprovechar conscientemente las fortalezas de cada cual. “Ambos deben coexistir como dos filosofías de refuerzos con un mismo interés: resistencia, aptitud y durabilidad” [Wainshtok 2016].

1.3 Consideraciones generales para el diseño de hormigón reforzado con PRF

El diseño de hormigón reforzado con PRFV es un poco similar al diseño con acero, pero con singularidades que no deben obviarse si se desea conformar un procedimiento propio para diseñar estructuras con este polímero. A continuación se presentan las consideraciones de mayor importancia:

- a) El comportamiento mecánico del refuerzo PRF es sensiblemente diferente al comportamiento del refuerzo convencional en base a barras de acero.

El cambio que experimenta la filosofía de diseño de las estructuras de hormigón reforzadas con PRF se debe, en lo fundamental, a su bajo módulo de deformación si se le compara con el acero, y al carácter anisotrópico del nuevo material, caracterizado por su alta resistencia a la tracción en la dirección de las fibras de refuerzo, pero acompañada de

una resistencia a compresión mucho menor. La resistencia a cortante también se ve disminuida porque el efecto pasador de las barras (*dowel action*) es menos intenso.

- b) Las barras de PRF no alcanzan a fluir, su comportamiento es elástico, incluso, hasta el fallo del material.

En consecuencia, los procedimientos de diseño deben tener en cuenta la ausencia de ductilidad en elementos de hormigón reforzados con barras de PRF.

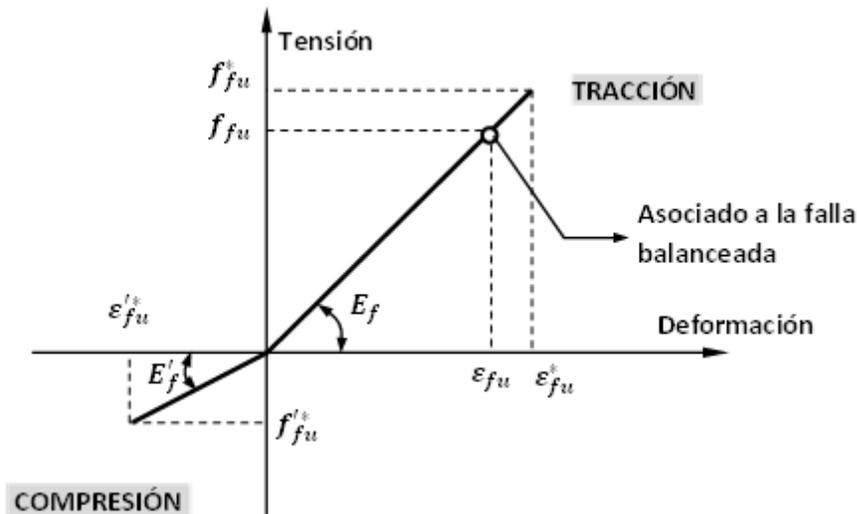


Figura 1.5 Ley esfuerzo-deformación típica de barras de PRF a tracción y compresión

Fuente: extraído de [Hernández et al.2018]

La Figura 1.5 ilustra el comportamiento genérico esfuerzo – deformación de las barras de PRF, reconociendo la diferencia entre la resistencia del material a tracción y compresión, e incluso, la posibilidad de que el módulo de deformación longitudinal (elástico) sea diferente frente a ambos esfuerzos directos

- c) El diseño debe asegurar que las secciones sean, preferentemente, sobre-reforzadas (híper-reforzadas).

Las estructuras reforzadas con PRF pueden ser híperreforzadas con tal de garantizar un fallo por compresión del hormigón, en lugar de una ruptura frágil del refuerzo, es decir, se recomienda diseñar para cuantías del refuerzo en tracción superior a la balanceada. Sin

embargo, este criterio sugerido en algunos documentos consultados no deja claro explícitamente la imposibilidad de diseñar para cuantías inferiores a la balanceada, en cuyo caso se requiere de un modelo específico de diseño. En este documento se presentan modelos analíticos para la determinación del refuerzo, adecuados a cada una de las dos decisiones de proyecto: diseños hiperreforzados $\rho_f > \rho_{fb}$, diseños hiporreforzados $\rho_f < \rho_{fb}$.

- d) Los estados límites de servicio gobiernan generalmente el diseño, en lugar de los estados límites de resistencia.

El signo visual de fallo estructural es ahora la abertura excesiva de las grietas, y la deflexión.

- e) Los esfuerzos del material que deben considerarse en las ecuaciones de diseño se obtienen a partir de una reducción de aquellas que ofrece el fabricante, considerando el factor reductor C_e que toma en cuenta el tipo de fibra empleada como refuerzo, y el nivel de exposición ambiental del elemento que se diseña. Los valores de C_e se encuentran en la tabla 2.4 del capítulo 2.
- f) Las barras de PRF no pueden ser dobladas en ángulo de radios muy pequeños una vez fabricadas, lo que limita su empleo como refuerzo transversal en forma de cerco o zuncho. Sin embargo, ellas pueden ser fabricadas intencionalmente con doblez a solicitud del proyectista.
- g) No es aconsejable el empleo del refuerzo PRF en aquellas estructuras en las que la resistencia al fuego sea esencial para garantizar su integridad, salvo que se adopten previamente las medidas definidas por el fabricante, o por los organismos competentes.

- h) Hasta tanto no se completen las investigaciones con esta tipología de refuerzo, no se recomienda aprovechar las ventajas de la redistribución plásticas en elementos continuos, ya sean pórticos, o vigas y losas.
- i) El refuerzo PRF no es aconsejable para resistir compresiones, a menos que se tenga en cuenta durante el diseño que su tensión es proporcional a su deformación, sin llegar a sobrepasar la resistencia a compresión dada por el fabricante. O sea, la presencia de este refuerzo en zonas comprimidas no tiene que ser necesariamente ignorada, solo que debe precisarse muy bien su tensión de trabajo.
- j) Se puede diseñar combinando, como refuerzo del hormigón, barras de acero y de PRF (diseño híbrido), pero no es el caso en que se analiza en el trabajo.
- k) Se permite el diseño en Tensiones Admisibles (WSD), aunque se recomienda el Método de Estados Límites (MEL) a partir de la siguiente estrategia:
- Diseñar para los estados límites de resistencia (últimos).
 - Revisar los estados límites de servicio: fisuración, deformación, fatiga, etc.
- l) Se adoptan las combinaciones y factores de carga definidos por el Reglamento vigente
- m) En ningún caso debe aceptarse que el fallo de la sección acontezca sin que la barra de refuerzo en tracción alcance, al menos, una deformación igual a 0,005
- $$\varepsilon_f > 0,005$$

A pesar de que el diseño con PRFV es similar al del acero, las diferencias en cuanto a anisotropía y elasticidad, justifican la elaboración de guías de diseño propias para los PRFV, donde se refieran procedimientos y expresiones que faciliten el cálculo estructural con este tipo de refuerzo. En el epígrafe siguiente se mencionan parte de ellas.

1.4 Regulaciones y guías de diseño relacionadas con las barras de PRF

En la actualidad son varios los países que cuentan con Guías oficiales para esta tipología de refuerzo, resultando de mucho interés los documentos normativos de Japón, Canadá y E.U. La guía japonesa representó un patrón de referencia a otras que le sucedieron, y cada una de ellas proponen ajustes a las ecuaciones reconocidas por los códigos de hormigón armado (con acero), para modelar el diseño de secciones de hormigón reforzado con materiales compuestos. En este trabajo se utilizara como guía de diseño la norma americana ACI 440.1R-15, el libro digital cubano “Empleo de barras y telas de mallas de PRF como refuerzo del hormigón y el ferrocemento. Diseño estructural”. Autores: Dr. Ing. Julio A. Hernández Caneiro, Dr. Ing. Hugo Wainshtok Rivas y Msc. Isel del Carmen Díaz Pérez y la AASHTO LRFD [2009] *Bridge: Design Guide Specification for GFRP-Reinforced Concrete Bridge Decks and Traffic Railings*.

Existen otras guías, códigos o reglamentos que pueden ser consultados como son los casos de:

- CAN/CSA-S6-06 (*A National Standard of Canada*): *Canadian Highway Bridge Design Code*.
- S807-10 (*Canadian Standard Association*): *Specification for fiber-reinforced polymers*
- fib (CEB-FIP): *Bulletin 40. FRP Reinforcement in RC Structure*.
- CNR-DT 203/2006: *Guide for the Design and Construction of concrete Structure Reinforced with Fiber-Reinforced Polymers Bars. Italia*.

Como se puede apreciar existen numerosas guías, códigos y reglamentos sobre el diseño con refuerzos de PRF, entonces se pueden consultar para utilizar los más idóneos en la confección de un procedimiento de diseño de losa de tablero de puente, adecuada a las características del proyecto del Puente del Abra del Yumurí.

1.5 El fenómeno de la corrosión.

Según la NC 250-2005. “Hormigón estructural. Requisitos de durabilidad”, la corrosión es: proceso de destrucción del acero (pérdida de sección) por reacción química, electroquímica o electrolítica con el medio que lo rodea.

[Armotex 2016 b] expresa que en Norteamérica los costos de reparación debido a problemas de corrosión, se estiman muy cercanos a los 300 mil millones de dólares anuales, son cifras que lejos de manifestar tendencia a la estabilidad o a la disminución, tienden a crecer cada día.

Rivas [2016] plantea que en el año 2005 se estimaba que la corriente de reparación de la infraestructura construida en todo el mundo, unido a los costos de mantenimiento, excedían de 100 billones de dólares (USA), y una fracción considerable de este gasto debía dirigirse a la reversión de problemas de durabilidad en las estructuras de hormigón a causa de la corrosión. Solo en Estados Unidos de América de los más de 500000 puentes existentes, el 40 % presenta problemas de corrosión. Para buscar solución a este problema se estudiaron:

- Soluciones de superficie, mediante formas de controlar la permeabilidad con tratamientos superficiales, es decir revestimientos.
- Soluciones internas: Refuerzo resistente a la corrosión como galvanizados y epóxidos; inhibidores a la corrosión; protección catódica etc.
- Hormigones de altas prestaciones: Presentan elevadas resistencias mecánicas mayor de 50 MP. Mejoran la durabilidad garantizando una vida útil de más de 50 años, son más caros, pero rentables, si se tiene en cuenta el costo global de la construcción.
- Cementos con bajo contenido de cloruros: Aumentan la vida útil de las construcciones al disminuir la velocidad de corrosión del acero.

Al final se llegó a la conclusión que el problema se resolvía solamente utilizando materiales que no fueran atacado por la corrosión como es el caso de los PRF.

En Estados Unidos de América, sobre todo en los estados del norte está restringido el uso de aceros ordinario. En la mayoría de los casos se aplican soluciones contra la corrosión como el recubrimiento del acero con resinas epoxi y el empleo de los PRF.

1.5.1 El problema de la corrosión en Cuba

En Cuba los puentes que se encuentran próximos al mar, por ejemplo los de la Vía Blanca y los del Circuito Sur, están sometidos a la acción directa del ambiente agresivo. La humedad y la salinidad son factores que proporcionan la corrosión que tanto afecta a las estructuras de estas obras, principalmente los tableros. El galardonado puente de Bacunayagua ilustra lo dicho anteriormente, puesto que su tablero tuvo que ser remplazado una vez, 20 años después de su construcción en 1958. Los puentes de Camarioca, Canimar, Viaducto del Tenis, los puentes de la Circunvalación Sur, dentro de la ciudad de Matanzas, el puente de la Calzada de Tirri, el de la Calzada de San Luis, el llamado Puente de la Concordia, el Puente Giratorio, el del ferrocarril presentan o han presentado problemas de corrosión.

Según NC 250-2005, el lugar donde se proyecta construir el Puente del Abra del Yumurí, está en una zona de agresividad corrosiva extrema, puesto que se encuentra a una distancia entre 1km y 3km de la costa Norte del país.

Se puede llegar a la conclusión de que la corrosión es uno de los problemas que más pérdidas de dinero proporciona en la ingeniería civil, pues es el principal factor que atenta contra la durabilidad de las estructuras. Según lo expresado en [Hernández et al. 2018], ya es ciencia constituida que no basta proyectar para asegurar resistencia y estabilidad, sino hacerlo además con durabilidad y economía. Las PRF son la mejor solución para la corrosión, porque más allá de demorarla, la evitan.

1.6 Conclusiones parciales del capítulo

Después de analizar el estado del arte referente al uso de los PRFV en las estructuras de hormigón, se llegó a las siguientes conclusiones:

- La alta resistencia a tracción, la durabilidad y la inmunidad ante la corrosión hacen de los PRFV un material factible para la construcción de losas de puentes sometidas a una elevada agresividad corrosiva.
- Los documentos idóneos para confeccionar un procedimiento de diseño de losa de tablero de puente con PRFV para condiciones similares a Cuba son: el libro de la AASHTO [2009] sobre diseño de tableros de puentes con PRFV, la ACI 440.1R y el libro de Julio A. Hernández Caneiro, Hugo Wainshtok Rivas y Isel del Carmen Díaz Pérez [2018] sobre el empleo de PRF como refuerzo de hormigón y ferrocemento.

CAPÍTULO 2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LOSA DE TABLERO DE PUENTE REFORZADA CON PRFV

2.1 Introducción

Este capítulo tiene como objetivo elaborar una serie de pasos secuenciales que constituyen un procedimiento para diseñar losas de tableros de puentes armadas con PRFV, que trabajan solamente en la dirección transversal del puente, son continuas en la misma dirección y poseen voladizos en ambos extremos.

2.2 Predimensionamiento

De acuerdo a lo expresado en la norma [AASHTO 2012], artículo 9.7.2.3, la longitud efectiva de la losa debe ser menor que 4100mm. Se debe diseñar para un ancho $b = 1000\text{mm}$ y el peralte efectivo d se calcula de la siguiente manera:

$$d = h - d_c \quad (2.1)$$

Donde:

$$d_c = c_c + d_{bp} + \frac{d_{bs}}{2} \quad (2.2)$$

Donde:

c_c : Recubrimiento inferior

d_{bp} : Diámetro de la barra de la armadura principal

d_{bs} : Diámetro de la barra de la armadura secundaria

Según el artículo 9.7.2.4 de la norma [AASHTO 2012], c_c mínimo para una losa de hormigón es de 25mm, como c_c depende de la agresividad del ambiente, y el PRFV es inmune a estas afectaciones, se puede diseñar perfectamente para este c_c mínimo, por tanto:

$$c_c = 25\text{mm} \quad (2.3)$$

El peralte total (h) se determina seleccionando el mayor de los peraltos mínimos de losa y el voladizo como se describe en los subepígrafes 2.2.1, 2.2.2 y 2.2.3.

En el artículo 9.7.2.4 de la [AASHTO 2012], especifica que la altura o profundidad mínima del núcleo de la losa (figura 2.1), debe ser 100mm.

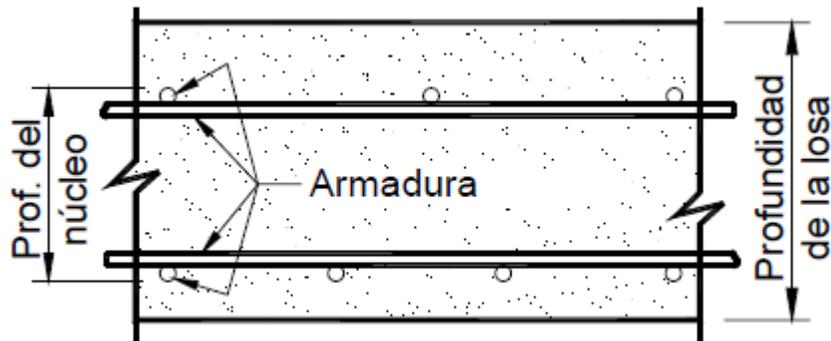


Figura 2.1 Núcleo de una losa de hormigón.

Fuente: extraído de la [AASHTO 2012]

2.2.1 Determinar el espesor mínimo de la losa

La ACI 440. 1R-15, en su Tabla 7.3.2.1 plantea los peraltos mínimos para losas reforzadas con PRFV que están plasmados en la Tabla 2.1 del presente trabajo.

Tabla 2.1 Peraltos mínimos recomendados para vigas, y losas que trabajan en una dirección. Fuente: extraído de la ACI 440.1R-06

h_{min} (Recomendado para losas)			
Condiciones de apoyos			
Simplemente apoyada	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
$l/13$	$l/17$	$l/22$	$l/5,5$

Según la [AASTHO 2012], el espesor mínimo que debe tener una losa de hormigón de un puente es de 175mm.

Estos peraltos mínimos se obtienen a partir de los criterios de deformación, por eso no es necesario comprobar la deformación a no ser que el proyectista lo decida.

2.2.2 Determinar el espesor mínimo del voladizo

[AASTHO 2012], expresa que la región del voladizo de la losa está obligada a ser diseñada para tener una resistencia más grande que la resistencia real del pretil de hormigón.

El mínimo espesor de borde de los voladizos de tablero de hormigón se deberá tomar como:

- Para voladizos de tablero de hormigón que soportan un sistema de postes montados en el tablero: 200 mm
- Para sistemas de postes montados lateralmente: 300 mm
- Para voladizos de tablero de hormigón que soportan paramentos o barreras de hormigón: 200 mm

2.2.3 Seleccionar el espesor de la losa y del voladizo

Basado en el 2.2.1 y 2.2.2 y los criterios del cliente.

2.3 Cálculo de las solicitaciones

Las solicitaciones necesarias para el diseño de una losa continua, con ambos extremos en voladizo son las cargas muertas, las cargas vivas, los momentos positivos, los momentos negativos, los momentos en el voladizo y las solicitaciones de cortante.

2.3.1 Calcular las cargas muertas y vivas que actúan sobre el tablero

No es objetivo de la tesis describir el procedimiento para el cálculo de las cargas muertas y vivas, dado que es un procedimiento que normalmente se realiza por parte de los diseñadores y por tanto no tiene novedad, pero si es necesario tenerlo presente como uno

de los pasos a seguir, aunque no se describan detalles. Se considera conveniente en este trabajo, dedicarle mayor atención a lo relacionado con el diseño con PRFV.

2.3.2 Calcular los momentos flectores de diseño factorizados, positivos y negativos, incluyendo los momentos del voladizo

No es objetivo de la tesis describir el procedimiento para el cálculo de los momentos, dado que es un procedimiento que normalmente se realiza por parte de los diseñadores y por tanto no tiene novedad, pero si es necesario tenerlo presente como uno de los pasos a seguir, aunque no se describan detalles. Se considera conveniente en este trabajo, dedicarle mayor atención a lo relacionado con el diseño con PRFV.

2.3.3 Calcular las solicitaciones de cortante

Las dimensiones propuestas por la AASTHO [2012], garantizan que la losa no falle por cortante atendiendo a las cargas móviles y estáticas que en esta norma se especifican, por tanto si se utiliza ese predimensionamiento no es necesario calcular los cortantes. De no utilizarse dichas dimensiones, no es objetivo de la tesis describir el procedimiento para el cálculo de los momentos, dado que es un procedimiento que normalmente se realiza por parte de los diseñadores y por tanto no tiene novedad, pero si es necesario tenerlo presente como uno de los pasos a seguir, aunque no se describan detalles. Se considera conveniente en este trabajo, dedicarle mayor atención a lo relacionado con el diseño con PRFV.

2.4 Cálculo del refuerzo principal de la losa

Como la losa es continua, tiene momentos positivos y negativos, por eso se calcula el refuerzo principal para cada uno de estos momentos.

La ACI 440.1R-15 recomienda que se realice el diseño para una cuantía ρ_f mayor a la balanceada ρ_{fb} y de esta manera garantizar que falle primero el hormigón por aplastamiento, antes que ocurra un fallo frágil en el refuerzo de PRFV. También se puede realizar el diseño para $\rho_f < \rho_{fb}$ pero con requerimientos especiales. En este trabajo se

realiza un diseño para $\rho_f > \rho_{fb}$ donde el área de refuerzo en compresión es nula ($A'_f = 0$).

2.4.1 Calcular el refuerzo principal positivo

El refuerzo principal positivo se coloca en la parte inferior de la losa, en la longitud donde se encuentran los momentos positivos.

Paso 1. Evaluar las variables relacionadas con la falla balanceada

La cuantía balanceada del refuerzo PRF, ρ_{fb} se refiere a aquella cantidad de refuerzo (A_{fb}) que asegura de modo simultáneo que el hormigón alcance su máxima deformación a compresión ($\varepsilon'_c = 0,003$), mientras que la barra de PRF alcanza su tensión última de diseño (f_{fu}). Las variables relacionadas con esta falla son las siguientes:

- Resistencia de diseño del refuerzo en tracción:

$$f_{fu} = C_e f_{fu}^* \quad (2.4)$$

- Deformación del refuerzo en tracción:

$$\varepsilon_{fu} = \frac{f_{fu}}{E_f} \quad (2.5)$$

- Profundidad relativa de la Línea Neutra :

$$k_{fb} = \frac{0,003 E_f}{0,003 E_f + f_{fu}} \quad (2.6)$$

- Cuantía balanceada:

$$\rho_{fb} = 0,85 (f'_c \div f_{fu}) \beta_1 k_{fb} \quad (2.7)$$

Donde:

f'_c : Resistencia a compresión del hormigón a los 28 días

f_{fu}^* : Resistencia a tracción del PRFV dada por el fabricante

E_f : Módulo de elasticidad a tracción del PRFV dada por el fabricante

C_e : Coeficiente de reducción de la resistencia del refuerzo PRF por condiciones ambientales.

Tabla 2.4. Valores del factor de reducción ambiental.

Fuente: Tomado de [ACI 440.1R-15]

Condiciones de exposición del elemento	Tipo de fibra de refuerzo	C_e
Hormigón protegido del clima y sin contacto con el suelo	Carbono	1,0
	Vidrio	0,8
	Aramida	0,9
Hormigón expuesto al clima o en contacto con el suelo	Carbono	0,9
	Vidrio	0,7
	Aramida	0,8

β_1 : Coeficiente asociado a la profundidad del bloque rectangular equivalente que modela las compresiones del hormigón cuando $\varepsilon'_c = 0,003 \rightarrow \beta_1 = f(f'_c)$

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & \text{Si } f'_c \leq 28\text{MPa} \\ 1,05 - \frac{f'_c}{140} \leq 0,65 & \text{Si } \beta_1 > 28\text{MPa} \end{cases} \quad (2.8)$$

Paso 2. Definir la cuantía geométrica inicial $\lambda_{p(inicial)}$ y el área de acero asociada a ella, a partir del valor que fije el diseñador a la variable:

El diseño debe cumplir que $\rho_f > \rho_{fb}$, por eso la relación analítica que existe entre la cuantía del diseño y la balanceada ($\lambda_p = \rho_f/\rho_{fb}$) debe ser mayor que 1. Para cumplir con requisitos económicos se comienza a diseñar siempre con $\lambda_{p(inicial)} = 1,1$, de no cumplirse algún estado límite, se aumenta.

$$\lambda_{p(inicial)} > 1 \quad (2.9)$$

$$\rho_f(inicial) = \lambda_{p(inicial)} \times \rho_{fb} \quad (2.10)$$

$$A_{f(1)} = \rho_f(inicial) \times b \times d \quad (2.11)$$

$\rho_f(inicial)$: Cuantía geométrica inicial.

$\lambda_{p(inicial)}$: Fracción de la cuantía de diseño que se adopta en cuestiones de diseño para la cuantía geométrica inicial.

$A_{f(1)}$: Área total de las barras longitudinales de PRF en tracción asociada a la cuantía geométrica inicial (mm²)

Paso 3. Evaluar el área mínima de refuerzo

El área total de las barras de refuerzo calculada debe ser mayor que las dos ecuaciones de área mínima siguientes, pero si no es así, se toma como área de refuerzo de cálculo la mayor de las dos ecuaciones de área mínima y se continúa el procedimiento.

$$A_{f.min} \geq \begin{cases} \frac{0,41\sqrt{f'_c}}{f_{fu}} \times b \times d \\ \frac{2,3}{f_{fu}} \times b \times d \end{cases} \quad (2.12)$$

Paso 4. Ajustar la cuantía a partir de la cantidad de área real de las barras a colocar

Se fija un diámetro de barra d_b que tiene un área $A_{b,l}$.

$$n_{bt} = \frac{A_{f(1)}}{A_{b,l}} \quad (2.13)$$

n_{bt} : Número de barras total por cálculo.

$A_{b,l}$: Área de una barra principal mm².

El número de barras total por cálculo (n_{bt}), si da con coma, redondeo por exeso y hallo el número real de barras (n_{br}).

$$A_{f(real)} = n_{br} \times A_{b,l} \quad (2.14)$$

$$\rho_f(real) = \frac{A_{f(real)}}{b \times d} \quad (2.15)$$

A continuación se muestra un flujograma que representa el procedimiento para ajustar la cuantía real de diseño.

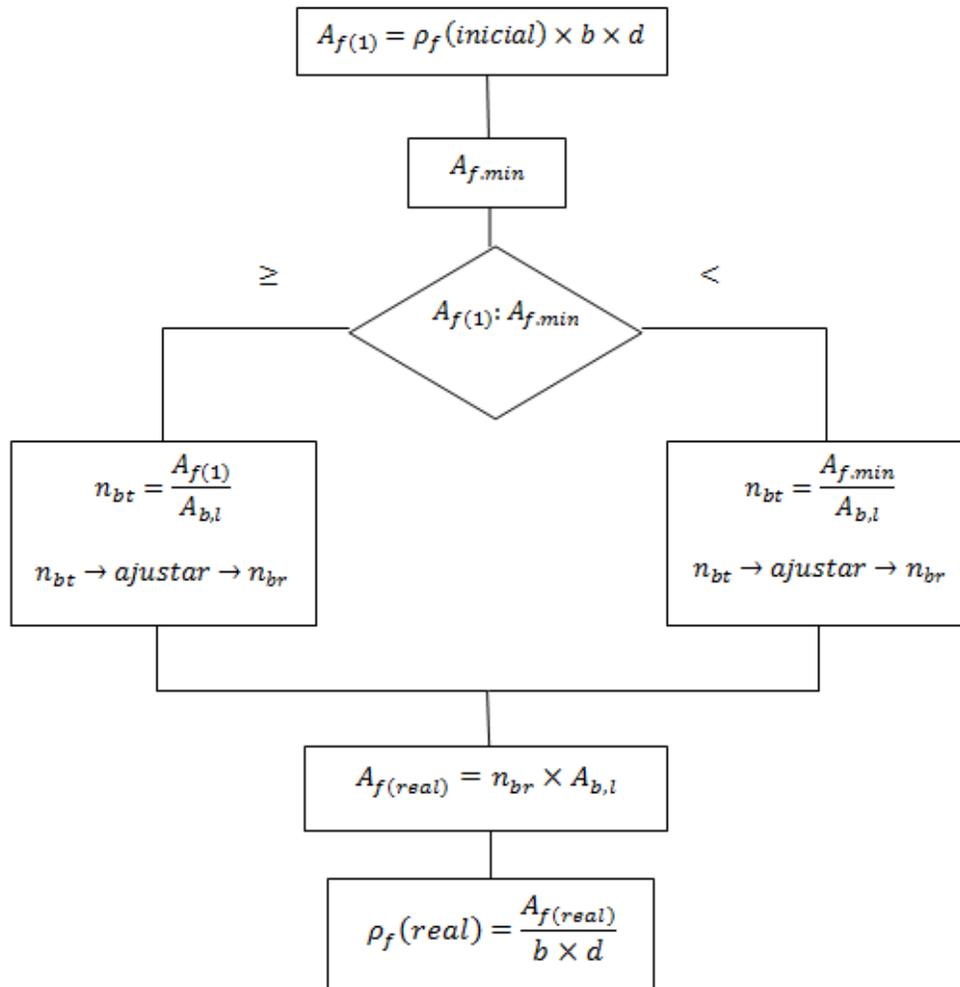


Figura 2.8 Procedimiento para ajustar la cuantía real de diseño.

Fuente elaborado por el autor

Paso 5. Evaluar la tensión del refuerzo PRF a partir de la cuantía real adoptada

El procedimiento para el cálculo de tensión real de refuerzo que a continuación se describe, está realizado bajo la condición de que no exista refuerzo en compresión $A'_f = 0$

$$\lambda_{p(real)} = \frac{\rho_f(real)}{\rho_{fb}} \geq 1 \rightarrow \varepsilon'_c = 0,003 \quad (2.16)$$

- Se determinan los valores de A, B, C.

$$A = \left(\frac{E_f \times \varepsilon'_c}{2} \right)^2 \quad (2.17)$$

$$B = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{\rho_f(real)} \times E_f \times \varepsilon'_c \quad (2.18)$$

$$C = 0,5 \times E_f \times \varepsilon'_c \quad (2.19)$$

- Hallar la tensión real de trabajo de las barras longitudinales de PRF en tracción, en la etapa de agotamiento cuando se trata de diseños sobre reforzados (f_f).

$$f_f = \sqrt{A + B} - C \quad (2.20)$$

- Comprobar que la tensión real f_f está relativamente alejada, inferiormente, de la resistencia a tracción del refuerzo dada por el fabricante f_{fu}^* y la de diseño f_{fu} .

La tensión que alcanzaría el refuerzo en tracción debe ser relativamente baja, con respecto a resistencia a tracción del refuerzo dada por el fabricante (f_{fu}^*) y la de diseño (f_{fu}), para que se aleje, de esta manera, la probabilidad de fallo frágil del refuerzo.

$$\frac{f_f}{f_{fu}^*} = [\%] \quad (2.21)$$

$$\frac{f_f}{f_{fu}} = [\%] \quad (2.22)$$

Paso 6. Comprobar el límite inferior de deformación del refuerzo en tracción

En ningún caso debe aceptarse que el fallo de la sección acontezca sin que la barra de refuerzo en tracción alcance, al menos, una deformación igual a 0,005, esto para garantizar cierta economía en la cantidad de refuerzo a utilizar, este dato está comprobado experimentalmente, por eso se encuentra plasmado en la ACI 4401R-15.

$$\varepsilon_f = \frac{f_f}{E_f} > 0,005 \quad (2.23)$$

Paso 7. Evaluar el coeficiente reductor de la capacidad nominal.

Con el valor de $\lambda_{p(real)}$ definido en la ecuación 2.13 se determina ϕ_{real} .

$$\phi_{real} \begin{cases} 0,55 & \rightarrow \text{Si } \lambda_{p(real)} \leq 1 \\ 0,3 + 0,25\lambda_{p(real)} & \rightarrow \text{Si } 1 < \lambda_{p(real)} < 1,4 \\ 0,65 & \rightarrow \text{Si } \lambda_{p(real)} \geq 1,4 \end{cases} \quad (2.24)$$

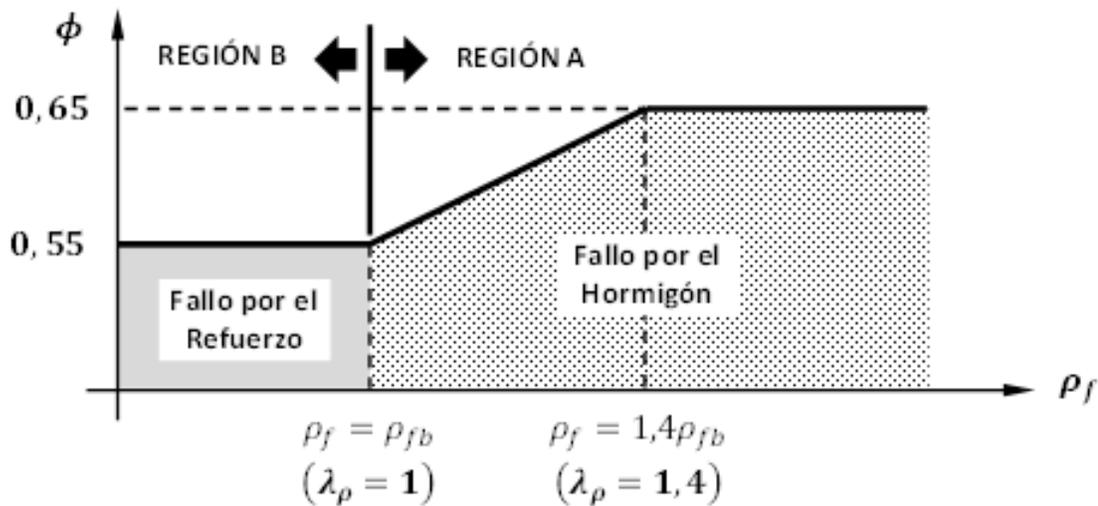


Figura 2.3 Representación gráfica del coeficiente reductor de la capacidad nominal para los PRF. Fuente: extraído de [ACI 440-06].

La figura anterior muestra como con un ϕ menor que 0,55 el fallo se produciría por el refuerzo, que es lo que no se desea que ocurra, dado que se prefiere que falle primero el hormigón por compresión, por eso los límites de ϕ están entre 0,55 y 0,65.

Paso 8. Evaluar la profundidad de la línea neutra (k) a partir de la cuantía real adoptada.

$$k = \lambda_{p(real)} \times \frac{f_f}{f_{fu}} \times k_{fb} \quad (2.25)$$

Paso 9. Comprobar que no se requiere refuerzo en la zona comprimida

- Se calcula el peralte mínimo necesario (d_{\min}) que garantiza un diseño en el que el área de refuerzo en compresión sea cero ($A'_f = 0$).

$$X = \sqrt{\frac{1}{\phi_{real} \times \rho_f(real) \times (1 - 0,5 \times \beta_1 \times k)}} \quad (2.26)$$

$$d_{\min} = X \times \sqrt{\frac{M_u}{b \times f_f}} \quad (2.27)$$

M_u : Momento actuante (mayorado o factorizado) en la sección crítica.

- Para que se cumpla que el hormigón en compresión es suficiente para asegurar el equilibrio de la sección, sin presencia de refuerzo en compresión:

$$d_{real} \geq d_{\min} \quad (2.28)$$

Paso 10. Comprobar la base de cálculo del Estado Límite de Resistencia

El diseño debe satisfacer la condición siguiente

$$M_u \leq \phi_{real} \times M_n \quad (2.29)$$

$$M_n = \rho_f(real) \left(1 - \frac{\beta_1 k}{2}\right) f_f \times b \times d^2 \quad (2.30)$$

M_n : Momento nominal resistente.

De no cumplirse se debe aumentar la cuantía geométrica λ_p hasta que cumpla.

Paso 11. Calcular el espaciamiento entre barras

Se aceptan para las barras de PRF los mismos criterios de separación horizontal y vertical que definen las Normas para el caso de barras de acero.

$$s = \frac{A_{b,l} \times b}{A_{f(real)}} \quad (2.31)$$

s: Espaciamiento entre barras.

Según el libro de la AASTHO [2009] sobre diseño de puentes con PRFV se especifica que:

$$s_{max}: \begin{cases} 1.5 h \\ 450mm \end{cases} \quad (2.32)$$

El libro de la AASTHO [2009] sobre diseño con PRFV, para hormigón in situ establece que el espaciamiento mínimo entre barras s_{min} es:

- 1,5 veces el diámetro de la barra
- 1,5 veces el tamaño máximo del árido
- 40mm
- Para hormigones prefabricados s_{min} es:
- El diámetro nominal de la barra
- 1,33 veces el tamaño máximo del árido
- 30mm

De no estar el espaciamiento real (s) entre el espaciamiento máximo ($s_{max.}$) y el espaciamiento mínimo (s_{min}) se debe escoger otro diámetro de barra.

Paso 12. Comprobar el Estado Límite de Fisuración

Paso 12.1. Determinar la tensión del refuerzo tracción en el régimen servicio (f_{fk})

La expresión 2.33 se utiliza en el caso particular en que $A'_f = 0$.

$$f_{fk} = \frac{M_k}{A_{f(real)} d \left(1 - \frac{k_s}{3}\right)} \quad (2.33)$$

$$k_s = \sqrt{(n_f \rho_{f(rale)})^2 + n_f \rho_{f(real)} - n_f \rho_{f(real)}} \quad (2.34)$$

$$n_f = \frac{E_f}{E_c} = \frac{E_f}{4700 \sqrt{f'_c}} \quad (2.35)$$

k_s : Profundidad relativa de la línea neutra en régimen de servicio.

n_f : Proporción modular

Paso 12.2. Determinar el coeficiente que tiene en cuenta la posición de la línea neutra en la sección fisurada (β)

$$\beta = \frac{h - k_s d}{d(1 - k_s)} \quad (2.36)$$

h : Altura de la losa

d : Peralto efectivo de la losa

Paso 12.3. Fijar el espaciamiento entre los refuerzos a flexión de PRFV (s) y recubrimiento neto (d_c).

Paso 12.4. Fijar el valor de k_b

$$0,60 \leq k_b \leq 1,72 \rightarrow \text{en el caso de barras: } k_b = 1,4 \quad (2.37)$$

Cuando no se cuenten con resultados de ensayos que permitan evaluar este coeficiente con la precisión deseada, ACI 440.1R-15 propone considerar $k_b = 1,4$, excepto para mallas de PRF.

Paso 12.5. Determinar el ancho característico de la fisura (w)

$$w = 2 \frac{f_{fk}}{E_f} \beta k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s_1}{2}\right)^2} \quad (2.38)$$

Paso 12.6. Comprobar la base de cálculo del Estado Límite de Fisuración.

$$w \leq w_{\text{lím}} \quad (2.39)$$

$w_{\text{lím}}$: Ancho admisible de la fisura que proponga el reglamento, o que dicte la experiencia personal de los diseñadores

Estos límites pueden variar de un país a otro, e incluso, de una región a otra dentro de un mismo país. A falta de experiencia en Cuba con el empleo de esta tipología de refuerzo, se puede utilizar como ancho de fisura límite el valor establecido en Canadá, debido a que es un país donde aplican sales descongelantes a algunos puentes, una de las agresividades corrosivas más extremas del mundo.

$$w_{\text{lím}} = 0,5\text{mm} \quad (2.40)$$

Paso 13. Comprobar los Estados Límites de Deformación

La [AASHTO 2012] expresa que si se utiliza un valor de peralte mayor que el mínimo que en esta norma se recomienda, no es necesario comprobar la deformación, dado que los criterios que se usaron para prefijar este valor de altura mínima son precisamente los de la deformación. De no regirse por estos criterios de peralte mínimo, si debe comprobar la deformación. El libro de la AASTHO [2009] sobre diseño de tableros de puentes con PRFV, plantea que la flecha provocada por la sobrecarga más el incremento por sobrecarga dinámica, que son los valores utilizados para determinar las solicitaciones actuantes sobre el tablero, no deberá ser mayor que los valores que se muestran a continuación:

- $L/800$ en el caso de tableros sin tráfico peatonal,
- $L/1000$ en el caso de tableros con tráfico peatonal limitado, y
- $L/1200$ en el caso de tableros con tráfico peatonal significativo.

Donde:

L = longitud de tramo entre los centros de los apoyos

Paso 13.1. Determinar la inercia (I_g) y el centroide (v_{2g}) de la sección bruta.

Como la sección es rectangular, la inercia y el centroide se calculan de la siguiente manera:

$$I_g = \frac{bh^3}{12} \quad (2.41)$$

$$v_{2g} = \frac{h}{2} \quad (2.42)$$

Paso 13.2. Determinar la inercia de la sección fisurada (I_{cr})

La inercia crítica (I_{cr}), admite el caso particular en que $A'_f = 0$

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3} k_s^3 + n_f A_{f(rea)} d^2 (1 - k_s)^2 \quad (2.43)$$

Paso 13.3. Determinar el momento de fisuración de la sección (M_{cr}).

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{v_{2g}} \quad (2.44)$$

$$f_r = 0,63\sqrt{f'_c} \text{ Para hormigones de densidad normal} \quad (2.45)$$

$$f_r = 0,52\sqrt{f'_c} \text{ Para hormigones de agregados livianos y arena} \quad (2.46)$$

$$f_r = 0,45\sqrt{f'_c} \text{ Para hormigones de agregados de baja densidad} \quad (2.47)$$

f_r : Módulo de ruptura especificado en la [AASHTO 2012] artículo 5.4.2.6.

Paso 13.4. Evaluar el coeficiente (β_d).

$$\beta_d = \frac{1}{5} \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} \leq 1.0 \quad (2.48)$$

Paso 13.5. Evaluar la rigidez ($E_c I$) a considerar en la flecha instantánea total

$$I: \begin{cases} \text{Si } M_{cr} > M_a \rightarrow I = I_g \\ \text{Si } M_{cr} \leq M_a \rightarrow I = I_{e(D+L)} \end{cases} \quad (2.49)$$

El momento debido a las cargas sin factorizar (M_a) se calcula de la siguiente manera:

$$M_a = M_{(D+L)} = M_D + M_L \quad (2.50)$$

M_D : Momento debido a las cargas muertas

M_L : Momento debido a las cargas muertas

$$I_{e(D+L)} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right) \beta_d I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \quad (2.51)$$

$I_{e(D+L)}$: Momento de inercia efectivo.

Paso 13.6. Calcular la flecha instantánea producida por toda la carga.

$$(\Delta_i)_{(D+L)} = K \frac{M_a}{E_c I} \quad (2.52)$$

K: Coeficiente que depende de las condiciones de apoyo y carga del elemento. Para cargas uniformemente distribuidas, y las situaciones más generales y frecuentes de apoyo, este coeficiente adopta los siguientes valores:

Paso 13.7 Calcular la flecha instantánea producida por la carga muerta total.

$$(\Delta_i)_D = \frac{D}{D + L} (\Delta_i)_{(D+L)} \quad (2.53)$$

Paso 13.8. Calcular la flecha instantánea producida por la carga viva total.

$$(\Delta_i)_L = \frac{L}{D + L} (\Delta_i)_{(D+L)} \quad (2.54)$$

Paso 13.9. Calcular el factor de amplificación de la flecha (λ_Δ) debido a las cargas sostenidas.

$$\lambda_\Delta = 0,60\xi \quad (2.55)$$

Paso 13.10. Calcular la flecha total diferida $(\Delta_{dif})_{total}$

El término (ξ) depende del tiempo de evaluación de la flecha debido a la carga sostenida.

$$\xi: \begin{cases} 2,0 \rightarrow \text{Al cabo de 5 años o más} \\ 1,4 \rightarrow \text{Al cabo de 12 meses} \\ 1,2 \rightarrow \text{Al cabo de 6 meses} \\ 1,0 \rightarrow \text{Al cabo de 3 meses} \end{cases} \quad (2.56)$$

$$(\Delta_{dif})_{total} = (\Delta_i)_L + \lambda_{\Delta}[(\Delta_i)_D + \eta_{ld}(\Delta_i)_L] \quad (2.57)$$

Paso 13.11. Verificar la base de cálculo de los Estados Límite de Deformación.

$$(\Delta_{dif})_{total} \leq \Delta_{max} \quad (2.58)$$

$$\Delta_{max} = \frac{l}{800} \quad (2.59)$$

Paso 14. Comprobar el fallo por fatiga y por fluencia

Paso 14.1. Determinar el momento flector originado por las cargas sostenidas (M_{ld})

Se trata del momento flector provocado por las cargas de larga duración, que en el caso de los puentes son las cargas permanentes.

Paso 14.2. Determinar la tensión $f_{f's}$ de la armadura en tracción bajo las cargas sostenidas

$$f_{f's} = \frac{M_{ld}}{A_{f(real)} d \left(1 - \frac{k_s}{3}\right)} \quad (2.60)$$

$$f_{f's} \leq 0,20 f_{fu} \quad (2.61)$$

Paso 15. Comprobación de la resistencia a cortante de la losa en general, incluyendo los voladizos

La [AASTHO 2012] plantea que si utilizan los criterios de predimensionamiento que se establecen en esta norma no es necesario comprobar la resistencia a cortante de la losa ya que estas especificaciones garantizan que se cumpla dicha resistencia.

$$V_u \leq \phi V_c \quad (2.62)$$

$$V_c = 0,40k_s\sqrt{f'_c}bd \quad (2.63)$$

$$\phi = 0,75 \quad (2.64)$$

V_u : Cortante último

V_c : A porte del hormigón a cortante

2.4.2 Calcular la armadura principal negativa

Es el mismo procedimiento que el descrito el subepígrafe 2.4.1, lo que con los momentos negativos.

La armadura negativa se coloca en la parte superior de la losa en la longitud donde se encuentra los momentos negativos (encima de los apoyos).

2.4.3 Calcular la armadura principal del voladizo

El acero de refuerzo del voladizo debe satisfacer los requisitos del voladizo y los requisitos de la losa. El cálculo de la armadura se realiza siguiendo el mismo procedimiento del subepígrafe 2.4.1 lo que con los momentos del voladizo.

2.4.4 Comprobar la tensión de adherencia en el voladizo

La tensión de adherencia f_{fe} debe ser menor que la resistencia a tracción de diseño de la barra PRFV f_{fu} para procurar asegurar que el fallo por deslizamiento de la barra, debido a la pérdida de su adherencia con el hormigón que la envuelve, se adelante al fallo frágil por rotura de la misma.

$$f_{fe} = \frac{0,083\sqrt{f'_c}}{\alpha} \left(13,6 \frac{l_e}{d_b} + \frac{C}{d_b} \times \frac{l_e}{d_b} + 340 \right) \leq f_{fu} \quad (2.65)$$

$$20d_b \leq l_e < 100d_b \quad (2.66)$$

l_e : Longitud de embebimiento de la barra de PRF

α : Factor de modificación de la localización de la barra

$$\alpha = \begin{cases} 1,0 \rightarrow Si s_3 < 300mm \\ 1,5 \rightarrow Si s_3 \geq 300mm \end{cases} \quad (2.67)$$

d_b : Diámetro de la barra

C : es el menor de los valores siguientes:

- $d_c \rightarrow$ Ecuación 2.2
- Separación a eje entre barras vecinas

Se debe cumplir que:

$$\frac{C}{d_b} < 3,5 \quad (2.68)$$

2.4.5 Calcular el anclaje de la armadura en el voladizo

La adherencia de las barras se logra si estas están debidamente ancladas, es decir que se impide el deslizamiento entre el refuerzo y el hormigón. Existen tres tipos de anclajes: con barras rectas, con barras en forma de ganchos y utilizando dispositivos especiales en los exteriores de las barras.

Para lograr un anclaje con barras rectas, la longitud de anclaje del refuerzo en tracción que se requiere para resistir el momento positivo (l_d) debe ser:

$$l_d \geq \begin{cases} \frac{\alpha \frac{f_r}{0,083\sqrt{f'_c}} - 340}{13,6 + \frac{C}{d_b}} d_b \\ 20d_b \end{cases} \quad (2.69)$$

La tensión de las barras rectas es el menor valor entre f_{fe} y f_f .

$$f_{fr} \leq \begin{cases} f_{fe} \\ f_f \end{cases} \quad (2.70)$$

$f_{fe} \rightarrow$ Ecuación 2.63

$f_f \rightarrow$ Ecuación 2.23

l_d : Longitud de anclaje del refuerzo requerido por el momento positivo.

Según el libro de la AASTHO [2009] sobre diseño de puentes con PRFV, excepto en los apoyos de tramos simples y en los extremos libres de los voladizos, la armadura de PRFV se deberá prolongar más allá del punto en el cual ya no se le requiere para resistir flexión en una distancia mayor o igual que:

- d
- $15d_b$
- $1/20$ de la luz libre del tramo

Cuando en un elemento no puede lograrse colocar la longitud de anclaje recta (l_d), entonces se doblan las barras, como puede apreciarse en la figura 2.4.

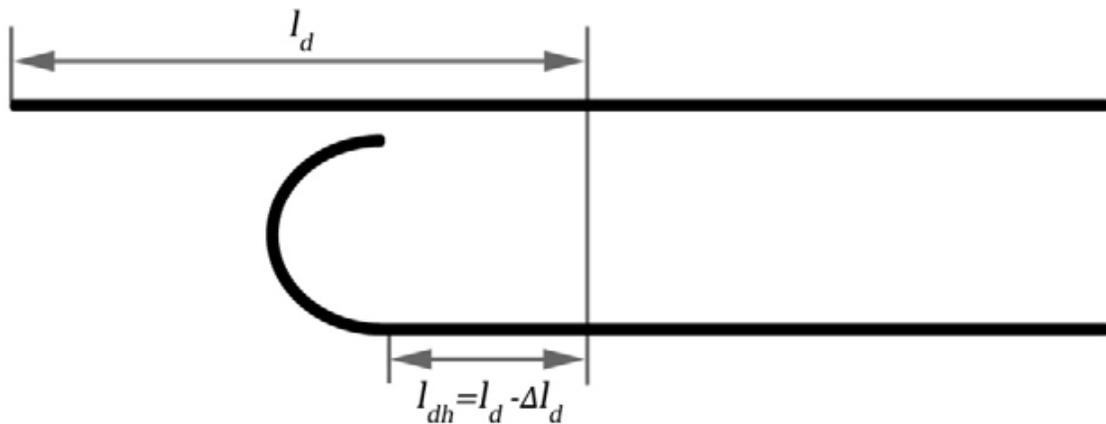


Figura 2.4 Longitud de anclaje en ganchos.

Fuente: extraído del libro “Hormigón Estructural. Diseño por estados límites. Parte 1.

La longitud de anclaje de una barra doblada (l_{dh}), según lo planteado en el libro de la AASHTO [2009] sobre el diseño de tableros de puentes con PRFV, se determina de la siguiente manera:

$$l_{dh} = \begin{cases} 165 \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} & \text{para } f_{fu} \leq 520\text{MPa} \\ \frac{f_{fu}}{3.1} \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} & \text{para } 520 < f_{fu} < 1040\text{MPa} \\ 330 \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} & \text{para } f_{fu} \geq 1040\text{MPa} \end{cases} \quad (2.71)$$

$$l_{dh} \geq \begin{cases} 12d_b \\ 230\text{mm} \end{cases} \quad (2.72)$$

2.4.6 Longitud del total de acero en el voladizo

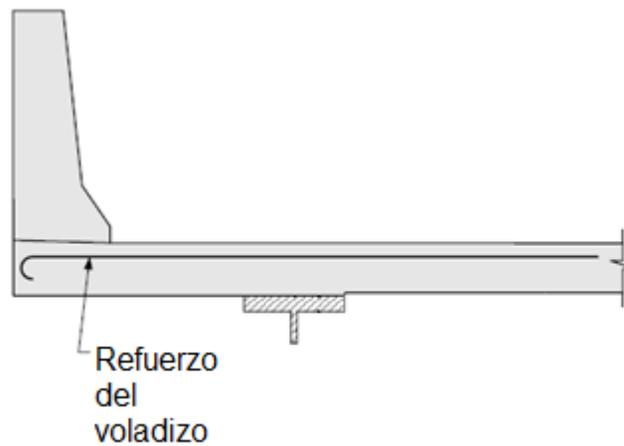


Figura 2.5: Longitud del total del acero en el voladizo.

Fuente: extraído de [Motlac 2013]

$$l_{tv} = l_v + l_d + l_- \quad (2.73)$$

Donde:

- l_{tv} : Longitud total del voladizo (mm).
- l_d : Longitud de anclaje en el voladizo (mm)
- l_v : Longitud del voladizo (mm).

- l_- : Longitud del refuerzo negativo (mm)

2.5 Cálculo de la armadura secundaria

En la dirección perpendicular a la dirección de trabajo de la losa en una dirección, no se requiere refuerzo para resistir los esfuerzos por flexión. Sin embargo, debe colocarse acero para garantizar una distribución uniforme de los esfuerzos en la losa y además para resistir las tensiones que provocan fenómenos como la retracción y los cambios de temperatura. Por ello, la armadura secundaria se divide en dos: la armadura que se coloca en la parte inferior de la losa y la que se coloca en la parte superior, que no es igual a la primera.

2.5.1 Calcular la armadura secundaria de la parte inferior de la losa

El libro de la AASHTO [2009] sobre el diseño de tableros de puentes con PRFV, expresa lo mismo que la [AASHTO 2012] en su artículo 9.7.3.2, sobre la armadura secundaria que se coloca en la parte inferior de la losa, la cual se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo.

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\% \quad (2.74)$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad (2.75)$$

Donde:

$S \rightarrow$ Longitud de tramo efectiva (mm) especificada en el epígrafe 2.2.

2.5.2 Calcular la armadura secundaria de la parte superior de la losa

Paso 1. Cálculo de la armadura de contracción y temperatura

Según el libro de la AASTHO [2009] sobre diseño de puentes con PRFV la armadura para contracción y temperatura ($\rho_{f,st}$) tiene la intención de contrarrestar las fisuras que se forman en las superficies de hormigón expuestas a cambios de temperatura diarios. La cuantía de la armadura de PRFV para contracción y temperatura, **se colocará en ambas direcciones de la losa** y no debe ser menor que 0,0014 ni mayor que 0,0036.

$$\rho_{f,st} \geq 0,0018 \frac{414 E_s}{f_{fu} E_f} \quad (2.76)$$

E_s : Módulo de elasticidad del acero (200 000MPa)

Con $\rho_{f,st}$ se calcula el área de acero por temperatura $A_{f,st}$ y se realiza el mismo procedimiento de los pasos 3 y 4 del subepígrafe 2.4.1. No necesariamente los diámetros de la barra principal y de temperatura son iguales.

$$A_{f,st} = \rho_{f,st} \times b \times d \quad (2.77)$$

Paso 2. Calculo de la armadura por deformación en la dirección longitudinal del puente

Encima de los apoyos (pilas), en la dirección del tráfico (longitudinal del tablero), además del refuerzo por temperatura se coloca un refuerzo por deformación adicional a partir del momento crítico por fisuración (M_{cr}) (ecuación 2.44)

Con el valor de este momento crítico se calcula el área de refuerzo siguiendo el mismo procedimiento que el descrito en el subepígrafe 2.4.1 pasos 3 y 4.

2.5.3 Espaciamiento de la armadura secundaria

El espaciamiento de la armadura secundaria se calcula como mismo el espaciamiento de la armadura principal, descrito en el paso 11 del subepígrafe 2.4.1 y no deberá ser mayor que el máximo espaciamiento por temperatura ($s_{st,max}$). El espaciamiento mínimo de la

armadura secundaria ($s_{st,mim}$) será igual al espaciamiento mínimo de la armadura principal (s_{min}) también descrito en el paso 11 del subepígrafe 2.4.1.

$$s_{st,max} \leq \begin{cases} 3h \\ 300mm \end{cases} \quad (2.78)$$

2.6 Conclusiones parciales del capítulo

Con la confección de un procedimiento para el diseño de losas de tableros de puentes reforzada con PRFV se llegó a las siguientes conclusiones:

- El procedimiento de diseño de una losa de tablero de puente, de hormigón armado con PRFV, es similar que con acero, lo que con algunas diferencias en cuanto a coeficientes y ecuaciones, debido a las características propias del material
- El ancho de fisura límite es diferente al del hormigón armado con acero, debido a falta de experiencia en Cuba se recomienda el establecido por las normas canadiense para hormigones exteriores armados con PRFV, igual a 0,5mm
- Como el recubrimiento inferior del refuerzo depende de la agresividad del ambiente, y el PRFV es inmune a estas afectaciones, se puede diseñar sin dificultad con su valor mínimo.

CAPÍTULO 3 DISEÑO CON PRFV DE LA LOSA DEL PUENTE DEL ABRA DEL YUMURÍ

3.1 Introducción

Este capítulo tiene como objetivo diseñar la losa del Puente del Abra del Yumurí utilizando el procedimiento elaborado en el capítulo 2. Para ello, se explica por qué se diseña la losa en una sola dirección (la dirección transversal del puente) y no de otra manera, se justifica cada dimensión de la losa del tablero del puente y se siguen los pasos del diseño del capítulo anterior hasta llegar al esquema final de la losa.

3.2 Conceptualización del tablero de hormigón

¿Por qué se diseña la losa del Puente del Abra del Yumurí trabajando en una dirección, la dirección transversal del puente y no de otra manera? Esta es una de las preguntas que pueden surgir, para responderla es necesario remontarse a los inicios del proyecto de construcción del puente en cuestión. En el concepto inicial, en el año 2012, el Puente del Abra del Yumurí se concibió continuo de tablero mixto, conformado por vigas metálicas y losas de hormigón, trabajando como sección compuesta. Para lograr este objetivo, se concibió la fundición del tablero in situ, empleando un encofrado metálico permanente. Esta solución presentaba como inconveniente que el sofito de losa estaba conformado por el encofrado metálico, el cual era vulnerable a los efectos de la corrosión, pudiendo afectar la durabilidad del tablero de hormigón; además, la fundición del tablero tenía su dificultades, al tener que ser fundido por etapa, primero sobre apoyo y después en el centro, lo cual implicaba trabajar en zonas de difícil acceso. En esta variante, parte de los momentos negativos desarrollados sobre los apoyos (pilas), son soportados por la losa de hormigón, siendo necesario un refuerzo longitudinal capaz de resistir estas sollicitaciones. Además, la losa tenía que ser diseñada para distribuir y soportar las cargas móviles de los vehículos de diseño. En esta variable, las vigas trabajan como una sección compuesta.

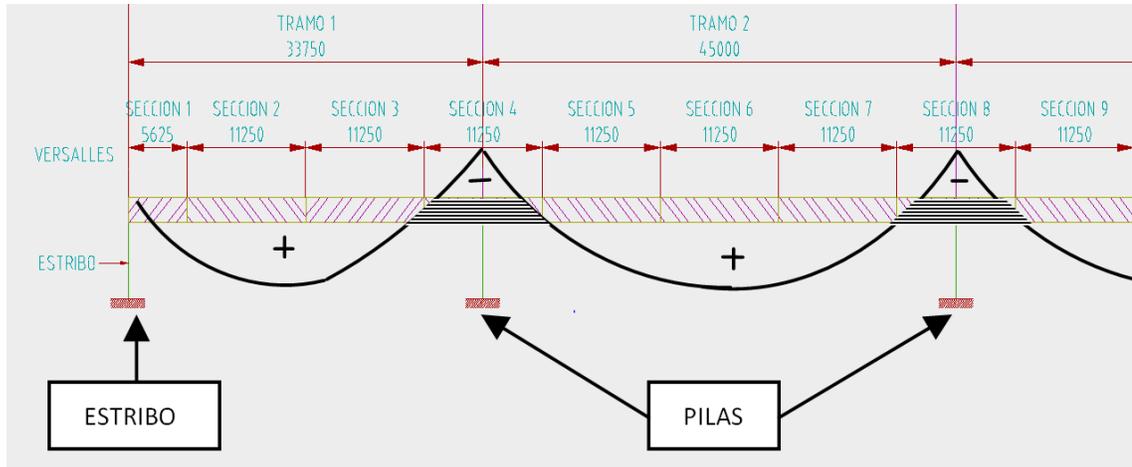


Figura 3.1. Sección esquemática de la distribución longitudinal de las secciones del tablero en el año 2012.

Fuente: elaborado por el autor.

Por las razones anteriores, se decidió modificar las ideas conceptuales por una variante que eliminara el encofrado metálico, y a su vez, facilitara la ejecución de la obra. Esta solución consiste en que el diseño de la viga metálica permita soportar el total de las cargas actuantes, siendo el papel fundamental de la losa distribuir transversalmente las cargas vehiculares hacia las vigas. Entonces, toda la capacidad resistente de la sección es resistida por las vigas metálicas, por esta razón el refuerzo principal de la losa es transversal al eje del puente y sobre los apoyos (pilas), en la dirección longitudinal, se coloca un refuerzo por fisuración. Esta solución permite eliminar el encofrado metálico y la losa puede ser colocada por grúas que pueden trasladarse por encima del tablero a medida que se va montando.

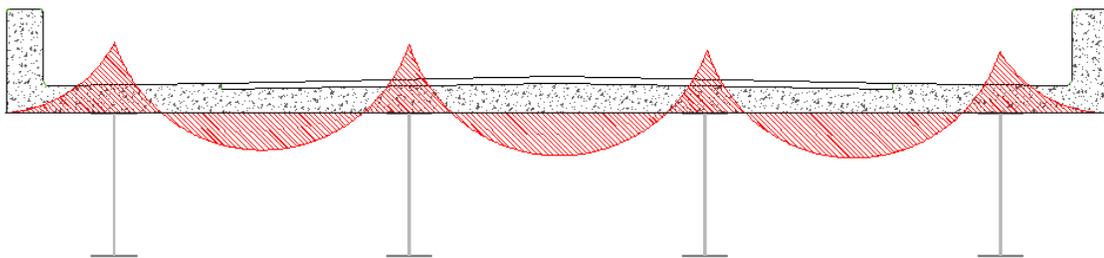


Figura 3.2. Esquema de la sección transversal en la actualidad.

Fuente: elaborado por el autor

3.3 Predimensionamiento

Como la losa del Puente del Abra del Yumurí se diseñará trabajando en una dirección, la dirección de la sección transversal del puente, es necesario determinar y justificar cada dimensión de dicha sección. Luego determinar el espesor de la losa y del voladizo siguiendo los criterios expresados en los subepígrafes 2.2.1 y 2.2.2.

3.3.1 Justificación de las dimensiones de la losa.

El puente esta en recta. Es simétrico respecto al eje de la vía. La sección vial está concebida por una vía compuesta por dos sendas, cada una de un carril de 3.75m de ancho y sus correspondientes guarniciones o paseos, obteniéndose un ancho mínimo útil: $3.75 \times 2 = 7.50\text{m}$. Para la determinación del ancho de los paseos se adoptó el valor 2m para cumplimentar la NC 733 2009: Carreteras, Puentes y Alcantarillas. Diseño y método de cálculo, la cual prescribe en su párrafo 5.7.2 del epígrafe 5.7: Paseos: “El ancho dependerá de la categoría de la vía y la topografía del terreno en la zona de ubicación del puente, se deberá adoptar como rango de valores los comprendidos entre 1,00 m y 3,00 m”. Además, en la mencionada norma, se prescribe en el epígrafe 5.10.1 que los gálibos horizontales deberán corresponder con los especificados en diferentes normas, siendo la más explícita para puente la NC 53 002 1986: Carreteras rurales. Categorización técnica y características geométricas del trazado directo. En esta norma, se establece, en el párrafo 2.3.2.3 los requisitos a cumplir para garantizar el galibo libre, especificando un valor mínimo de 1 m, como se ilustra en la siguiente figura de dicha norma:

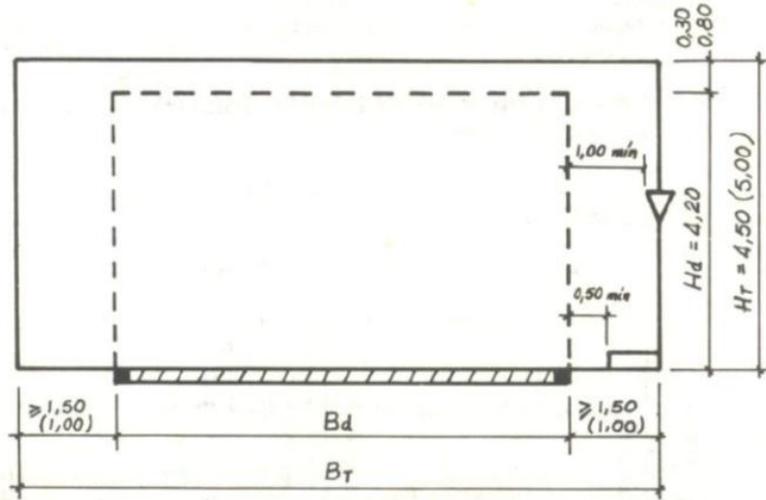
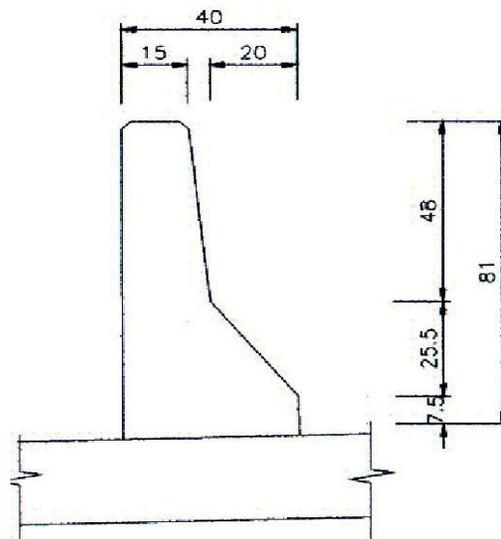


Fig.1 Esquema del galibo

Figura 3.3 esquema del gálibo.

Fuente: extraído de la NC 53 002 1986

La sección transversal generalmente se trata que sea lo más económica posibles por eso no se concibió aceras para tráfico peatonal. Los anchos de pretilas serán de 0,40m, puesto que las barreras de seguridad se realizarán con la geometría que se recomienda en [ASSTHO 2012] como se muestra en la figura 2.2:



BARRERA VEHICULAR TÍPICA

Figura 3.4 Geometría de las barreras de seguridad.

Fuente: extraído de la [Rodríguez 2012].

Teniendo en cuenta el ancho de carriles, el tamaño de los paseos y las dimensiones de los pretilos determinados por las normas cubanas y americanas, se obtuvo un ancho del tablero de 12,3m.

Con el objetivo de optimizar el costo de fabricación mediante el empleo de un solo tipo de viga, estas se distribuyen según el criterio de lograr que el momento de fluencia sea el mismo para cada una de ellas, lo que se logra con una relación entre la longitud del voladizo y la separación entre vigas comprendida en el rango del 35% al 45%, según [August 2002]. En nuestro caso se partió del valor de 0.35 y después de ajustes modulares de dimensionamiento se obtuvo un valor de 0.36, lográndose cumplir con el criterio. Este análisis se muestra en la tabla siguiente:

Criterio de diseño para la determinación de la separación entre las vigas y las dimensiones del voladizo		
Ancho del puente (A) =	12,300	
Cantidad de vigas (n_v) =	4	
Criterio de diseño (C_d) =	0,350	$C_d = \text{Relación } d_v/V$
Distancia entre vigas calculada (d_c) =	3,324	$d_c = [A/((n_v-1) + (2 \times C_d))]$
Distancia entre vigas diseño (d_v) =	3,300	Redondear d_c
Valor voladizos (V) =	1,200	
Cumplimiento del criterio de diseño =	0,36	
El criterio de diseño para la separación entre las vigas es que la relación entre el valor del voladizo y la distancia entre las vigas este comprendido entre los valores de 0.35 y 0.40. Esta relación garantiza una contribución efectiva de las vigas de borde al soporte de las cargas en conjunto con las vigas interiores.		

Figura 3.5 Criterios de diseño para la separación entre vigas y las dimensiones del voladizo. Fuente: extraído de [Hernández 2012]

En la tabla anterior el ancho del puente (A) es un dato ya obtenido, el número de vigas (n_v) se determina por recomendaciones de [August 2002] donde se expresa que el

mínimo de vigas a colocar en una sección transversal de un puente es de 4. El criterio de diseño (C_d) inicialmente se estableció igual a 0,35, según los requerimientos de [August 2002] y mediante la fórmula de la tabla anterior se calculó la distancia entre vigas (d_c), luego esta distancia se redondeo por defecto a un número exacto para su mejor concepción, obteniéndose de esta forma la distancia entre vigas de diseño (d_v). Por último, se determinó el valor del voladizo (V) despejando la otra ecuación existente en la tabla 2.1. De esta manera quedan determinadas todas las dimensiones de la sección transversal del puente, como se muestran en la figura siguiente:

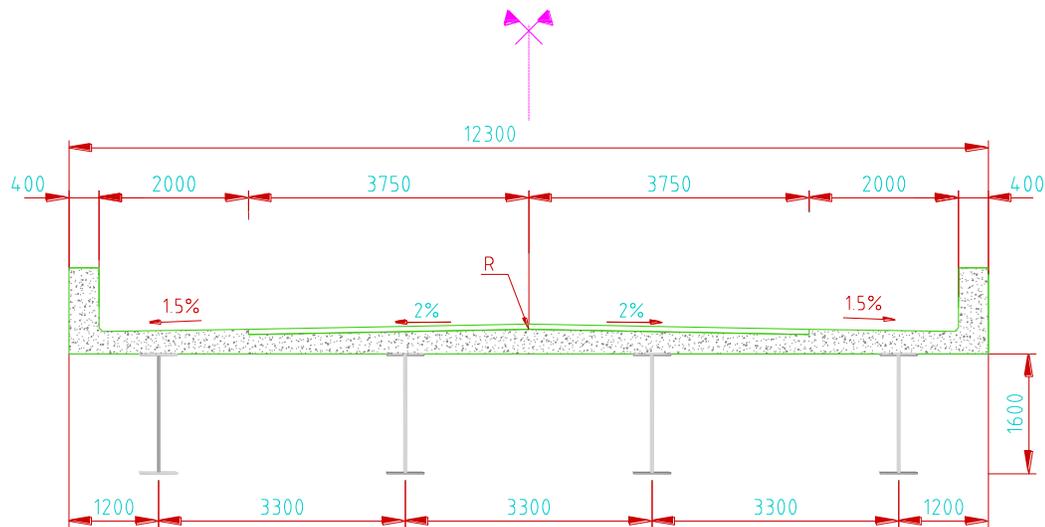


Figura 3.6 Sección transversal del Puente del Abra del Yumurí.

Fuente: extraído de [Hernández 2012]

Entonces se puede concluir:

- Longitud efectiva de la losa: $l = 3300\text{mm}$
- Longitud efectiva del voladizo: $l_v = 3300\text{mm}$

3.3.2 Determinación del espesor mínimo de la losa

Se propone un espesor de losa 180mm dado que el criterio que gobierna es el que expresa que la altura menor que puede tener un tablero de hormigón es de 175mm.

3.3.3 Determinación del espesor mínimo del voladizo

El criterio que gobierna es el que dice el espesor mínimo del voladizo debe ser de 300mm.

3.2.4 Selección del espesor de la losa y del voladizo

El espesor del voladizo y de la losa se propone que sea de 350mm. Entonces:

$$h = 350\text{mm}$$

A través de la ecuación 2.2 se calcula d_c

$$d_c = c_c + d_{bp} + \frac{d_{bs}}{2}$$

Donde se escoge un diámetro de la barra de la armadura principal $d_{bp} = 20\text{mm}$ y diámetro de la barra de la armadura secundaria $d_{bs} = 14\text{mm}$.

Según la igualdad 2.3 $c_c = 25\text{mm}$.

$$d_c = 52\text{mm}$$

Según la ecuación 2.1 se determina

$$d = h - d_c$$

$$d = 298\text{mm}$$

Se calcula para un ancho de losa $b = 1000\text{mm}$

3.4 Cargas y solicitaciones

3.4.1 Cargas muertas y vivas

Las cargas muertas y vivas son necesarias para calcular: los momentos, que se toman de dato de trabajos anteriores, las solicitaciones de cortantes que no son necesarias puesto que se utiliza como predimensionamiento los criterios de la norma [AASHTO 2012], los cuales garantizan que no falle la losa por cortante, y la deformación que no hace falta calcular por las mismas razones anteriores. Por tanto, las cargas permanentes y de uso no son necesarias calcularlas.

3.4.2 Momentos positivos y negativos, incluyendo los momentos del voladizo

Los valores de esfuerzos actuantes se obtienen del anteproyecto y otras tesis que se desarrollaron sobre el puente en cuestión.

Tabla 3.1 Efecto de la carga muerta.

Fuente: elaborado por el autor

<i>Carga</i>	$M_{central}^+$ (kg.m)	$M_{adyacente}^+$ (kg.m)	M_{apoyo}^- (kg.m)	$M_{voladizo}^-$ (kg.m)
PP	461	420	490	518
CP	227	207	242	256

Tabla 3.2 Efecto de carga viva.

Fuente: elaborado por el autor

<i>Carga</i>	$M_{central}^+$ (kg.m)	$M_{adyacente}^+$ (kg.m)	M_{apoyo}^- (kg.m)	$M_{voladizo}^-$ (kg.m)
viva	5 775	3 300	4 950	7 500

Está incluido el efecto dinámico o de impacto en los vehículos que lo llevan.

Momentos factorizados:

$$M_{\text{central}}^+ = 10\,0656 \text{ kN}\cdot\text{mm}$$

$$M_{\text{adyacente}}^+ = 60\,324 \text{ kN}\cdot\text{mm}$$

$$M_{\text{voladizo}}^- = 129\,288 \text{ kN}\cdot\text{mm}$$

$$M_{\text{apoyo}}^- = 87\,984 \text{ kN}\cdot\text{mm}$$

3.4.3 Cálculo de las solicitaciones de cortante

No es necesario calcular las solicitaciones de cortante debido a que se utilizaron las especificaciones de predimensionamiento de la [AASHTO 2012] las cuales garantizan que no falle la losa por cortante si usan las cargas móviles y estáticas que se especifican en la norma.

3.5 Cálculo del refuerzo principal positivo

Se parte de la condición de que se diseña para $\rho_f > \rho_{fb}$ y que $A'_s = 0$

Paso 1. Evaluar las variables relacionadas con la falla balanceada

- Resistencia de diseño del refuerzo en tracción f_{fu} , ecuación 2.4

$$f_{fu} = C_e f_{fu}^*$$

Según la tabla 2.4 para fibra de vidrio y hormigón expuesto al clima o en contacto con el suelo $C_e = 0,7$. El PRFV utilizado es de fabricación rusa, de la Fábrica de Materiales Compuestos de Yaroslavl y su resistencia a tracción es $f_{fu}^* = 800\text{MPa}$

$$f_{fu} = 560\text{MPa}$$

- Deformación del refuerzo en tracción: ε_{fu} , ecuación 2.5

$$\varepsilon_{fu} = \frac{f_{fu}}{E_f}$$

Módulo de elasticidad a tracción del PRFV dada por Fábrica de Materiales Compuestos de Yaroslavl es $E_f = 50\,000\text{MPa}$

$$\varepsilon_{fu} = 0,0112$$

- Profundidad relativa de la Línea Neutra : k_{fb} , ecuación 2.6

$$k_{fb} = \frac{0,003E_f}{0,003E_f + f_{fu}}$$

$$k_{fb} = 0,211$$

- Cuantía balanceada: ρ_{fb} ecuación 2.7 se usará un hormigón de 25MPa

$$\rho_{fb} = 0,85(f'_c \div f_{fu})\beta_1 k_{fb}$$

Según la ecuación 2.8

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{fb} = 0,0068$$

Paso 2. Definir la cuantía geométrica inicial $\lambda_{p(inicial)}$ y el área de acero asociada a ella, a partir del valor que fije el diseñador a la variable:

Se fijará como condición inicial de diseño una cuantía superior a la balanceada, estableciéndose un valor para la relación analítica que existe entre la cuantía del diseño y la balanceada ($\lambda_p = \rho_f / \rho_{fb}$) de:

$$\lambda_{p(inicial)} = 1,1$$

Entonces la cuantía geométrica inicial según la ecuación 2.10 será:

$$\rho_f(inicial) = \lambda_{p(inicial)} \times \rho_{fb}$$

$$\rho_f(inicial) = 0,00748$$

Finalmente, el área total de las barras longitudinales de PRF en tracción asociada a la cuantía geométrica inicial ($A_{f(1)}$) será:

$$A_{f(1)} = \rho_f(\text{inicial}) \times b \times d$$

$$A_{f(1)} = 2229,04\text{mm}^2$$

Paso 3. Evaluar el área mínima de refuerzo

El área total de las barras de refuerzo calculada $A_{f(1)}$ debe ser mayor que las dos ecuaciones de área mínima, sino es así, se toma como área de refuerzo de cálculo la mayor de las dos ecuaciones de área mínima

$$A_{f.min} \leq \begin{cases} \frac{0,41\sqrt{f'_c}}{f_{fu}} \times b \times d \\ \frac{2,3}{f_{fu}} \times b \times d \end{cases}$$

$$\frac{0,41\sqrt{f'_c}}{f_{fu}} \times b \times d = 1091\text{mm}^2 < A_{f(1)}$$

$$\frac{2,3}{f_{fu}} \times b \times d = 1224\text{mm}^2 < A_{f(1)}$$

Como $A_{f(1)} > A_{f.min}$ se continúa el procedimiento con $A_{f(1)}$

Paso 4. Ajustar la cuantía a partir de la cantidad de área real de las barras a colocar

El área de la barra utilizada como refuerzo principal es $A_{b,l} = 314\text{mm}^2$

Número de barras total por cálculo n_{bt} es (ecuación 2.13)

$$n_{bt} = \frac{A_{f(1)}}{A_{b,l}} = 8 \text{ barras}$$

El número real de barras (n_{br})

$$n_{br} = 8 \text{ barras}$$

De esta manera:

$$A_{f(real)} = n_{br} \times A_{b,l} = 2512 \text{mm}^2$$

$$\rho_f(real) = \frac{A_{f(real)}}{b \times d} = 0,0084$$

Paso 5. Evaluar la tensión del refuerzo PRF a partir de la cuantía real adoptada

$$\lambda_{p(real)} = \frac{\rho_f(real)}{\rho_{fb}} \geq 1 \rightarrow \varepsilon'_c = 0,003$$

$$\lambda_{p(real)} = \frac{\rho_f(real)}{\rho_{fb}} = 1,24 > 1 \rightarrow \text{cumple} \rightarrow \varepsilon'_c = 0,003$$

Se determinan los valores de A, B, C a través de las ecuaciones 2.17, 2.18 y 2.19.

$$A = \left(\frac{E_f \times \varepsilon'_c}{2} \right)^2 = 5625 \text{MPa}^2$$

$$B = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{\rho_f(real)} \times E_f \times \varepsilon'_c = 321\,414,7 \text{MPa}^2$$

$$C = 0,5 \times E_f \times \varepsilon'_c = 75 \text{MPa}$$

Con los valores de A, B, C. Se calcula la tensión real de trabajo de (f_f) a través de la ecuación 2.20

$$f_f = \sqrt{A + B} - C = 496,8 \text{MPa}$$

Por último, se calcula que por ciento de f_{fu}^* y f_{fu} representa f_f

$$\frac{f_f}{f_{fu}^*} = 0,62 = 62\%$$

$$\frac{f_f}{f_{fu}} = 0,89 = 89\%$$

Se puede observar que para la cuantía de refuerzo adoptada, la tensión que alcanzaría el refuerzo una vez que la sección alcance el estado límite de resistencia, es un porcentaje

más bajo que la resistencia a tracción dada por el fabricante f_{fu}^* y la de cálculo f_{fu} , por lo que la probabilidad de fallo frágil del refuerzo está alejada.

Paso 6. Comprobar el límite inferior de deformación del refuerzo en tracción

$$\varepsilon_f = f_f/E_f > 0,005$$

$$\varepsilon_f = \frac{f_f}{E_f} = 0.01 > 0,005 \rightarrow \text{cumple}$$

Paso 7. Evaluar el coeficiente reductor de la capacidad nominal.

$$\phi_{real} \begin{cases} 0,55 \rightarrow \text{Si } \lambda_{p(real)} \leq 1 \\ 0,3 + 0,25\lambda_{p(real)} \rightarrow \text{Si } 1 < \lambda_{p(real)} < 1,4 \\ 0,65 \rightarrow \text{Si } \lambda_{p(real)} \geq 1,4 \end{cases}$$

$$\lambda_{p(real)} = 1,24 \rightarrow 1 < \lambda_{p(real)} < 1,4 \rightarrow \phi_{real} = 0,3 + 0,25\lambda_{p(real)}$$

$$\phi_{real} = 0,3 + 0,25\lambda_{p(real)} = 0,61$$

Paso 8. Evaluar la profundidad de la línea neutra (k) a partir de la cuantía real adoptada.

$$k = \lambda_{p(real)} \times \frac{f_f}{f_{fu}} \times k_{fb} = 0,232$$

Paso 9. Comprobar que no se requiere refuerzo en la zona comprimida

- Se calcula el peralte mínimo necesario (d_{min}) que garantiza un diseño en el que el área de refuerzo en compresión sea cero ($A'_f = 0$), a través de la ecuación 2.26.

$$X = \sqrt{\frac{1}{\phi_{real} \times \rho_f(real) \times (1 - 0,5 \times \beta_1 \times k)}} = 14,69$$

Para $M_{central}^+ = 100\ 656\ 000\ \text{N}\cdot\text{mm}$

$$d_{min} = X \times \sqrt{\frac{M_u}{b \times f_f}} = 209\text{mm}$$

- Para que se cumpla que el hormigón en compresión es suficiente para asegurar el equilibrio de la sección, sin presencia de refuerzo en compresión:

$$d_{real} > d_{mín}$$

298mm > 209mm → cumple, no se requiere refuerzo en compresión

Para $M_{adyacente}^+ = 60\,324\,000$ N.mm

$$d_{mín} = X \times \sqrt{\frac{M_u}{b \times f_f}} = 162\text{mm}$$

298mm > 162mm → cumple, no se requiere refuerzo en compresión

Paso 10. Comprobar la base de cálculo del Estado Límite de Resistencia

$$M_u \leq \phi_{real} \times M_n$$

$$M_n = \rho_f(real) \left(1 - \frac{\beta_1 k}{2}\right) f_f \times b \times d^2 = 335\,261\,368 \text{ N.mm}$$

$$\phi_{real} \times M_n = 204\,478\,992 \text{ Nmm}$$

Para $M_{central}^+ = 100\,656\,000$ N.mm

$M_u < \phi_{real} \times M_n$ Ya que $100\,656\,000$ N.mm < $204\,478\,992$ Nmm

Para $M_{adyacente}^+ = 60\,324\,000$ N.mm

$M_u < \phi_{real} \times M_n$ Ya que $60\,324\,000$ N.mm < $204\,478\,992$ Nmm

Paso 11. Calcular el espaciamiento entre barras

$$s = \frac{A_{b,l} \times b}{A_{f(real)}} = 125\text{mm}$$

$$s < s_{max}: \begin{cases} 1.5 h = 375\text{mm} \\ 450\text{mm} \end{cases}$$

La losa se pretende hacer prefabricada con tamaño máximo del árido igual a 19mm, por eso:

$$s > s_{min} \begin{cases} d_{bp} = 14\text{mm} \\ 1,33 \text{ tamaño máximo del árido} = 25,3\text{mm} \\ 30\text{mm} \end{cases}$$

Paso 12. Comprobar el Estado Límite de Fisuración

Paso 12.1. Determinar la tensión del refuerzo tracción en el régimen servicio (f_{fk})

La profundidad relativa de la línea neutra en régimen de servicio k_s es:

$$k_s = \sqrt{(n_f \rho_f(\text{real}))^2 + n_f \rho_f(\text{real})} - n_f \rho_f(\text{real}) = 0,117$$

La proporción modular n_f es:

$$n_f = \frac{E_f}{4700 \sqrt{f'_c}} = 2,13$$

Para: $M_{central}^+ = M_k = M_D + M_L = (461 + 227) + 5775 = 6463\text{kgm} = 64\,630\,000\text{Nmm}$

$$f_{fk} = \frac{M_k}{A_{f(\text{real})} d \left(1 - \frac{k_s}{3}\right)} = 89,8\text{MPa}$$

Para $M_{adyacente}^+ = 39\,270\,000\text{ N. mm} = M_k$

$$f_{fk} = \frac{M_k}{A_{f(\text{real})} d \left(1 - \frac{k_s}{3}\right)} = 54,6\text{MPa}$$

Paso 12.2. Determinar el coeficiente que tiene en cuenta la posición de la línea neutra en la sección fisurada (β)

$$\beta = \frac{h - k_s d}{d(1 - k_s)} = 1,19$$

Paso 12.3. Fijar el espaciamiento entre los refuerzos a flexión de PRFV (s) y recubrimiento neto (d_c).

$$s = 125\text{mm}$$

$$d_c = 52\text{mm}$$

Paso 12.4. Fijar el valor de k_b

Cuando no se cuenten con resultados de ensayos que permitan evaluar este coeficiente con la precisión deseada, ACI 440.1R-15 propone considerar $k_b = 1,4$, excepto para mallas de PRF.

Paso 12.5. Determinar el ancho característico de la fisura (w)

Para $M_{central}^+ = 64\,630\,000\text{Nmm} = M_k$

$$w = 2 \frac{f_{fk}}{E_f} \beta k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{S}{2}\right)^2} = 0,38\text{mm}$$

$$w \leq w_{lim} = 0,5\text{mm}$$

Para $M_{adyacente}^+ = 60\,324\,000\text{ N}\cdot\text{mm} = M_k$

$$w = 2 \frac{f_{fk}}{E_f} \beta k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{S}{2}\right)^2} = 0,23\text{mm}$$

$$w \leq w_{lim} = 0,5\text{mm}$$

Paso 13. Comprobar los Estados Límites de Deformación

No es necesario porque el peralte de la losa se prefijo según los criterios de la [AASHTO 2012], los cuales garantizan que no ocurra fallo por deformación.

Paso 14. Comprobar el fallo por fatiga y por fluencia

Paso 14.1. Determinar el momento flector originado por las cargas sostenidas (M_{ld})

Se trata del momento flector provocado por las cargas de larga duración, que en el caso de los puentes son las cargas permanentes.

Para $M_{central}^+ = M_{ld} = 6\ 880\ 000\ \text{Nmm}$

Para $M_{adyacente}^+ = M_{ld} = 6\ 270\ 000\ \text{MPa}$

Paso 14.2. Determinar la tensión $f_{f's}$ de la armadura en tracción bajo las cargas sostenidas

Para $M_{central}^+ = M_{ld} = 6\ 880\ 000\ \text{Nmm}$

$$f_{f's} = \frac{M_{ld}}{A_{f(real)}d\left(1 - \frac{k_s}{3}\right)} = 9,6\ \text{MPa}$$

$$f_{f's} \leq 0,20f_{fu} = 112$$

Para $M_{adyacente}^+ = M_{ld} = 6\ 270\ 000\ \text{MPa}$

$$f_{f's} = \frac{M_{ld}}{A_{f(real)}d\left(1 - \frac{k_s}{3}\right)} = 8,7\ \text{MPa}$$

Paso 15. Comprobación de la resistencia a cortante

No es necesario comprobar la resistencia a cortante debido a que se utilizó un peralte mayor que el mínimo especificado por la [AASHTO 2012], el cual garantiza que la sección de hormigón resista los esfuerzos de cortantes a los que es expuesto un puente con las cargas de diseño establecidas en esta norma, las mismas que se usaron para el cálculo de los momentos del puente en cuestión.

3.5.1 Cálculo de la armadura principal negativas

Hasta el paso 9 los valores de las variables son los mismos que para los momentos positivos.

Paso 9. Comprobar que no se requiere refuerzo en la zona comprimida

Para $M_{apoyo}^- = 87\ 984\ 000\ \text{Nmm} = M_u$

$$d_{\min} = X \times \sqrt{\frac{M_u}{b \times f_f}} = 196\text{mm}$$

298mm > 196mm → cumple, no se requiere refuerzo en compresión

Paso 10. Comprobar la base de cálculo del Estado Límite de Resistencia

$$\phi_{real} \times M_n = 204\,478\,992\text{ Nmm}$$

Para $M_{apoyo}^- = 87\,984\,000\text{ Nmm} = M_u$

$M_u < \phi_{real} \times M_n$ Ya que $87\,984\,000\text{ Nmm} < 204\,478\,992\text{ Nmm}$

Paso 11. Calcular el espaciamiento entre barras

El espaciamiento de la armadura principal negativa es el mismo que para la armadura positiva ya que dependen de $A_{b,l}$, b y $A_{f(real)}$, que tienen los mismos valores en ambos casos, también cumple con los requerimientos de s_{\max} y s_{\min} .

$$s = 125\text{mm}$$

Paso 12. Comprobar el Estado Límite de Fisuración

$$n_f = \frac{E_f}{4700\sqrt{f'_c}} = 2,13$$

$$k_s = \sqrt{(n_f \rho_{f(real)})^2 + n_f \rho_{f(real)} - n_f \rho_{f(real)}} = 0,117$$

$$\beta = \frac{h - k_s d}{d(1 - k_s)} = 1,20$$

$$k_b = 1,4$$

Para $M_{apoyo}^- = 56\,820\,000\text{ Nmm}$

$$f_{fk} = \frac{M_k}{A_{f(real)} d \left(1 - \frac{k_s}{3}\right)} = 79\text{MPa}$$

$$w = 2 \frac{f_{fk}}{E_f} \beta k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s_1}{2}\right)^2} = 0,33\text{mm}$$

$$w \leq w_{lim} = 0,5\text{mm}$$

Paso 13. Comprobar los Estados Límites de Deformación

No es necesario porque el peralte de la losa se prefijo según los criterios de la [AASHTO 2012], los cuales garantizan que no ocurra fallo por deformación.

Paso 14. Comprobar el fallo por fatiga y por fluencia

Paso 14.1. Determinar el momento flector originado por las cargas sostenidas (M_{ld})

Para $M_{apollo}^- = M_{ld} = 7\,320\,000\text{ Nmm}$

$$f_{f's} = \frac{M_{ld}}{A_{f(real)} d \left(1 - \frac{k_s}{3}\right)} = 10,17\text{MPa}$$

$$f_{f's} \leq 0,20 f_{fu} = 112\text{MPa}$$

Paso 15. Comprobación de la resistencia a cortante

No es necesario comprobar la resistencia a cortante debido a que se utilizó un peralte mayor que el mínimo especificado por la [AASHTO 2012], el cual garantiza que la sección de hormigón resista los esfuerzos de cortantes a los que es expuesto un puente con las cargas de diseño establecidas en esta norma, las mismas que se usaron para el cálculo de los momentos del puente en cuestión.

3.5.2 Cálculo de la armadura principal del voladizo

Hasta el paso 9 los valores de las variables son los mismos que para los momentos positivos y negativos.

Paso 9. Comprobar que no se requiere refuerzo en la zona comprimida

Para $M_{voladizo}^- = 129\,288\,000\text{ Nmm} = M_u$

$$d_{min} = X \times \sqrt{\frac{M_u}{b \times f_f}} = 237\text{mm}$$

298mm > 237mm → cumple, no se requiere refuerzo en compresión

Paso 10. Comprobar la base de cálculo del Estado Límite de Resistencia

$$\phi_{real} \times M_n = 204\,478\,992 \text{ Nmm}$$

Para $M_{apollo}^- = 129\,288\,000 \text{ Nmm} = M_u$

$M_u < \phi_{real} \times M_n$ Ya que $129\,288\,000 \text{ Nmm} < 204\,478\,992 \text{ Nmm}$

Paso 11. Calcular el espaciamiento entre barras

El espaciamiento de la armadura principal negativa es el mismo que para la armadura positiva y negativa ya que dependen de $A_{b,l}$, b y $A_{f(real)}$, que tienen los mismos valores en ambos casos, también cumple con los requerimientos de s_{max} y s_{min} .

$$s = 125\text{mm}$$

Paso 12. Comprobar el Estado Límite de Fisuración

$$n_f = \frac{E_f}{4700\sqrt{f'_c}} = 2,13$$

$$k_s = \sqrt{(n_f \rho_{f(real)})^2 + n_f \rho_{f(real)} - n_f \rho_{f(real)}} = 0,117$$

$$\beta = \frac{h - k_s d}{d(1 - k_s)} = 1,20$$

$$k_b = 1,4$$

Para $M_{voladizo}^- = 827\,400\,00 \text{ Nmm}$

$$f_{fk} = \frac{M_k}{A_{f(real)} d \left(1 - \frac{k_s}{3}\right)} = 115\text{MPa}$$

$$w = 2 \frac{f_{fk}}{E_f} \beta k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s_1}{2}\right)^2} = 0,48\text{mm}$$

$$w \leq w_{lim} = 0,5\text{mm}$$

Paso 13. Comprobar los Estados Límites de Deformación

No es necesario porque el peralte de la losa se prefijo según los criterios de la [AASHTO 2012], los cuales garantizan que no ocurra fallo por deformación.

Paso 14. Comprobar el fallo por fatiga y por fluencia

Paso 14.1. Determinar el momento flector originado por las cargas sostenidas (M_{ld})

Para $M_{voladizo}^- = M_{ld} = 7\,740\,000\text{ Nmm}$

$$f_{f's} = \frac{M_{ld}}{A_{f(real)}d\left(1 - \frac{k_s}{3}\right)} = 10,75\text{MPa}$$

$$f_{f's} \leq 0,20f_{fu} = 112\text{MPa}$$

Paso 15. Comprobación de la resistencia a cortante

No es necesario comprobar la resistencia a cortante debido a que se utilizó un peralte mayor que el mínimo especificado por la [AASHTO 2012], el cual garantiza que la sección de hormigón resista los esfuerzos de cortantes a los que es expuesto un puente con las cargas de diseño establecidas en esta norma, las mismas que se usaron para el cálculo de los momentos del puente en cuestión.

3.5.3 Comprobar la tensión de adherencia en el voladizo

$$20d_b \leq l_e < 100d_b$$

$$l_e = 50d_b = 1000\text{mm}$$

Como $s < 300\text{mm}$ $\alpha = 1$ según la ecuación 2.45.

C : es el menor de los valores siguientes:

- $d_c = 52\text{mm}$
- $s = 125\text{mm}$

$$C = 52\text{mm}$$

Según la ecuación 2.46 se debe cumplir que:

$$\frac{C}{d_b} = 2,6 < 3,5 \text{ cumple}$$

$$f_{fe} = \frac{0,083\sqrt{f'_c}}{\alpha} \left(13,6 \frac{l_e}{d_b} + \frac{C}{d_b} \times \frac{l_e}{d_b} + 340 \right) = 477,25 \text{MPa} \leq f_{fu} = 560 \text{MPa cumple}$$

3.5.4 Cálculo del anclaje de la armadura en el voladizo

La longitud de anclaje del refuerzo en tracción que se requiere para resistir el momento positivo (l_d) para la losa en cuestión es:

$$l_d = \frac{\alpha \frac{f_r}{0,083\sqrt{f'_c}} - 340}{13,6 + \frac{C}{d_b}} d_b = 1000 \text{mm}$$

La tensión de las barras rectas es el menor valor entre f_{fe} y f_f

$$f_{fr} = f_{fe} = 477,25 \text{MPa}$$

Según el libro de la AASHTO [2009] l_d debe ser mayor que:

- $d = 298 \text{mm}$
- $15d_b = 300 \text{mm}$
- $\frac{1}{20} l_{tv} = 60 \text{mm}$

Cumple con los requisitos de la AASHTO.

En el voladizo de la losa que se calcula no se puede colocar esa longitud de anclaje recta, entonces se doblarán las barras como muestra la figura 2.4 del capítulo 2. Entonces, la longitud de anclaje de las barras dobladas es:

$$l_{dh} = \frac{f_{fu}}{3,1} \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} \text{ para } 520 < f_{fu} < 1040 \text{MPa}$$

$$l_{dh} = 723 \text{mm}$$

$$l_{dh} \geq \begin{cases} 12d_b = 240 \text{mm} \\ 230 \text{mm} \end{cases} \text{ cumple}$$

3.5.5 Longitud del total de refuerzo en el voladizo

Según la ecuación 2.51 la longitud total de refuerzo en el voladizo (Ver figura 2.5) se determina de la siguiente manera:

$$l_{tv} = l_v + l_d + l_-$$

Donde:

- l_{tv} → Longitud total del voladizo (mm).
- $l_d = 723\text{mm}$ → Longitud de anclaje en el voladizo (mm)
- $l_v = 1200\text{mm}$ → Longitud del voladizo (mm).
- $l_- = 660\text{mm}$ → Longitud del refuerzo negativo (mm)

$$l_{tv} = 1200 + 723 + 660 = 2583\text{mm}$$

3.6 Cálculo de la armadura secundaria

3.6.1 Cálculo de la armadura secundaria de la parte inferior de la losa

La armadura secundaria se calcula como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo. Como la armadura principal es perpendicular al tráfico ese porcentaje debe ser:

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

S → Longitud de tramo efectiva (mm)

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} = 30,46\% \leq 50\%$$

Por lo que se toma 30,46%

$$A_{f(real)principal} = 2512\text{mm}^2$$

$$A_{f(real)secundaria} = 0,3046 \times A_{f(real)principal}$$

$$A_{f(real)secundaria} = 765,16\text{mm}^2$$

Comprobación de $A_{f,min}$:

$$\frac{0,41\sqrt{f'_c}}{f_{fu}} \times b \times d = 1091\text{mm}^2 > A_{f(real)secundaria}$$

$$\frac{2,3}{f_{fu}} \times b \times d = 1224\text{mm}^2 > A_{f(\text{real})\text{secundaria}}$$

Como $A_{f(\text{real})\text{secundaria}} < A_{f,\text{min}}$ finalmente se toma:

$$A_{f(\text{real})\text{secundaria}} = A_{f,\text{min}} = 1224\text{mm}^2$$

Las barras que se usarán en la armadura secundaria son de 14mm con un área de $A_{b,l} = 154\text{mm}^2$. Entonces el espaciamiento entre barras secundarias es:

$$s = \frac{A_{b,l} \times b}{A_{f(\text{real})\text{secundaria}}} = 125\text{mm}$$

El espaciamiento anterior cumple con el espaciamiento mínimo y máximo normado.

3.6.2 Cálculo de la armadura secundaria de la parte superior de la losa

Paso 1. Cálculo de la armadura de contracción y temperatura

La armadura de PRFV para contracción y temperatura, se colocará en ambas direcciones de la losa.

$$\rho_{f,st} = 0,0018 \frac{414 E_s}{f_{fu} E_f} = 0,0053$$

La cuantía de la armadura por contracción y temperatura no debe ser mayor que 0,0036, por tanto:

$$\rho_{f,st} = 0,0036$$

$$A_{f,st} = \rho_{f,st} \times b \times d = 1072,8\text{mm}^2$$

Comprobación del área mínima $A_{f,\text{min}}$:

$$\frac{0,41\sqrt{f'_c}}{f_{fu}} \times b \times d = 1091\text{mm}^2 > A_{f,st}$$

$$\frac{2,3}{f_{fu}} \times b \times d = 1224\text{mm}^2 > A_{f,st}$$

Como $A_{f,st} < A_{f,min}$ se toma finalmente $A_{f,st} = A_{f,min} = 1224\text{mm}^2$

Ajuste de la cuantía a partir del área real de las barras a colocar

$$A_{b,l} = 154\text{mm}$$

$$n_{bt} = \frac{A_{f,st}}{A_{b,l}} = 7,94 \text{ barras}$$

El número de barras total por cálculo (n_{bt}), si da con coma, redondeo por exceso y hallo el número real de barras (n_{br})

$$A_{f,st(real)} = n_{br} \times A_{b,l} = 1232\text{mm}^2$$

Las barras que se usarán en la armadura por contracción y temperatura son de 14mm con un área de $A_{b,l} = 154\text{mm}^2$. Entonces el espaciamiento entre barras de contracción y temperatura es:

$$s = \frac{A_{b,l} \times b}{A_{f,st(real)}} = 125\text{mm}$$

El espaciamiento anterior cumple con el espaciamiento máximo y mínimo normado.

Paso 2. Calculo de la armadura por deformación en la dirección longitudinal del puente

Encima de los apoyos (pilas), en la dirección del tráfico (longitudinal del tablero), además del refuerzo por temperatura se coloca un refuerzo por deformación adicional a partir del momento crítico por fisuración (M_{cr})

Para hormigones de baja densidad

$$f_r = 0,63\sqrt{f'_c} = 3,15\text{MPa}$$

Como la sección es rectangular, la inercia y el centroide son:

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = 3,6 \times 10^9\text{mm}^4$$

$$v_{2g} = \frac{h}{2} = 175\text{mm}$$

Entonces:

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{v_{2g}} = 64\,800\,000 \text{ MPa}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_{cr}}{0,85\phi_{real}f'_c b}} = 17,28\text{mm}$$

$$A_{fcr} = \frac{0,85f'_c b a}{f_{fu}} = 655,7\text{mm}^2$$

Comprobación del área mínima $A_{f.min}$:

$$\frac{0,41\sqrt{f'_c}}{f_{fu}} \times b \times d = 1091\text{mm}^2 > A_{fcr}$$

$$\frac{2,3}{f_{fu}} \times b \times d = 1224\text{mm}^2 > A_{fcr}$$

Como $A_{f,st} < A_{fcr}$ se toma finalmente $A_{f,st} = A_{fcr} = 1224\text{mm}^2$

Ajuste de la cuantía a partir del área real de las barras a colocar

$$A_{b,l} = 154\text{mm}$$

$$n_{bt} = \frac{A_{fcr}}{A_{b,l}} = 7,94 \text{ barras}$$

El número de barras total por cálculo (n_{bt}), si da con coma, redondeo por exceso y hallo el número real de barras (n_{br})

$$A_{fcr(real)} = n_{br} \times A_{b,l} = 1232\text{mm}^2$$

Las barras que se usarán en la armadura por deformación en la dirección longitudinal del puente son de 14mm, con un área de $A_{b,l} = 154\text{mm}^2$. Entonces el espaciamiento entre barras es:

$$s = \frac{A_{b,l} \times b}{A_{fcr(real)}} = 125\text{mm}$$

El espaciamiento anterior cumple con el espaciamiento máximo y mínimo normado.

3.7 Conclusiones parciales del capítulo

Después de diseñar la losa del Puente del Abra del Yumurí, con PRFV, se llegó a las siguientes conclusiones.

- La losa del Puente del Abra del Yumurí, diseñada con el procedimiento descrito en el capítulo 2, cumple con los Estados Límites de Resistencia y de Servicio.
- La fisuración es el factor que más define el diseño de la losa armada con PRFV debido a que puede decidir el diámetro de barra a utilizar, la cuantía y el espesor de la losa.

CONCLUSIONES

1. El estado del arte referente al diseño de estructuras de hormigón reforzado con PRFV muestra que la alta resistencia a tracción, la durabilidad y la inmunidad ante la corrosión de estos materiales lo hacen una de las mejores opciones para la construcción de losas de puentes sometidas a una elevada agresividad corrosiva.
2. El procedimiento de diseño de una losa de tablero de puente, de hormigón armado con PRFV, es similar que con acero, lo que con algunas diferencias en cuanto a coeficientes y ecuaciones, debido a las características propias del material.
3. En el diseño de las losas del Puente del Abra del Yumurí, de hormigón armado con PRFV, gobiernan los Estados Límites de Servicio debido a que la fisuración fue el factor que decidió el peralte de losa, el diámetro de las barras y el espaciamiento entre ellas.

RECOMENDACIONES

1. Diseñar el tablero del puente sobre el Abra del Yumurí con el procedimiento de diseño propuesto en la presente tesis y utilizar los resultados prácticos obtenidos en el Capítulo 3.
2. Incluir como una asignatura optativa en la carrera de Ingeniería Civil el diseño de estructuras de hormigón armado con PRF.
3. Realizar un estudio económico comparativo entre los PRF y el acero como refuerzos de estructuras de hormigón, teniendo en cuenta su importación, a partir de los resultados obtenidos en el presente trabajo de diploma.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Armotex (2016a) “Fábrica de Materiales Compuestos de Yaroslavl”. Documento (Rusia).
- Armotex (2016b) “Barras estructurales de Polímeros Reforzados con Fibra de Vidrio. Una solución frente al ataque de la corrosión en el hormigón armado”. Documento. (Rusia)
- American Concrete Institute, (2015), ACI 440.1R-15 Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars (USA).
- American Association of State Highway and Transportation Officials (2009) AASHTO LRFD Bridge Design Guide Specifications for GFRP-Reinforced Concrete Bridge Decks and Traffic Railings (USA).
- American Concrete Institute, (2006), ACI 440.1R-06 Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars (USA).
- August (2002) Structural Steel Superstructures (USA)
- Consejo Interestatal para la Normalización, Metrología y la Certificación (MGS siglas en ruso) (2014) GOST 32486-2013 Armadura de Materiales Compuestos de Polímeros para Refuerzo de las Estructuras de Hormigón. Métodos para determinar las características de durabilidad (Rusia).
- Consejo Interestatal para la Normalización, Metrología y la Certificación (MGS siglas en ruso) (2013) GOST 31938-2012 Armadura de Materiales Compuestos de Polímeros para Refuerzo de las Estructuras de Hormigón. Condiciones técnicas generales (Rusia).
- Hernández J A, Wainshtok H (2018) Empleo de barras y telas de mallas de PRFV como refuerzo del hormigón y el ferrocemento. Diseño estructural (Cuba)

- Hernández P A Memoria (2012) “Ideas Conceptuales del Puente en el Abra del Río Yumurí en la Carretera Circunvalación Norte de la Ciudad de Matanzas”. Documento. (Cuba)
- Hernández J A, Hernández J J (2011) Hormigón Estructural. Diseño por Estados Límites (Parte 2), La Habana (Cuba)
- Motlac Y (2013) Diseño de tablero mixto para un Puente continuo. Trabajo de diploma. Universidad de Matanzas (Cuba)
- Nani A, De Luca A, Jawaheri H (2013) Reinforced Concrete with FRP Bars. Mechanics and Design. Editorial Taylor and Francis Group. ISBN -13: 978-0-203-87429-5
- Norma Cubana (2009) NC 733-2009 Carreteras. Puentes y Alcantarillas. Requisitos de Diseño y Método de Cálculo (Cuba)
- Norma Cubana NC 53-02 (1986) Carreteras Rurales. Categorización técnica y caracterización geométrica del trazado directo. La Habana (Cuba)
- Rodríguez A (2012) Puentes. Con AASHTO-LRFD 2010. Quinta edición. (Perú).
- Unión Nacional de Constructores (2014) STO NOSTROY 2.6.90-2013 Empleo de la armadura no metálica de materiales compuestos en las estructuras constructivas de hormigón y geotécnicas (Rusia)
- Victoria D (2014) Procedimiento para el diseño de tableros de puentes continuos de hormigón. Trabajo de diploma. Universidad de Matanzas (Cuba)